

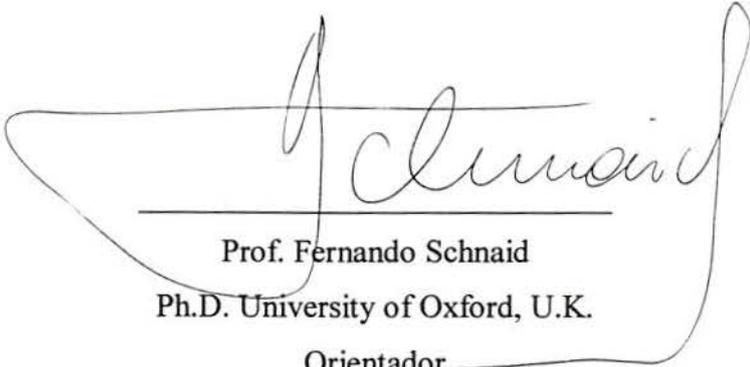
*COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS EM SOLOS CIMENTADOS*

LEANDRO DE FREITAS SPINELLI

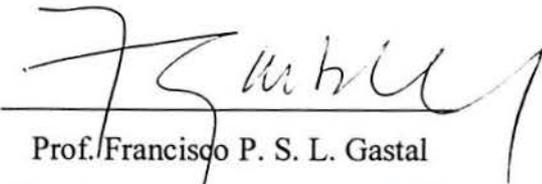
Dissertação a ser apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de MESTRE EM ENGENHARIA.

Porto Alegre, outubro de 1999

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. University of Oxford, U.K.
Orientador



Prof. Francisco P. S. L. Gastal
Coordenador do CPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Ennio Marques Palmeira
Ph.D. University of Oxford, U.K.

- Prof. Nilo César Consoli
Ph.D. Concordia University, Canada.

- Prof. Ignacio Iturrioz
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Esta dissertação é dedicada aos meus pais,
Teniza Iara de Freitas Spinelli e
Amado Modesto Spinelli,
que iluminaram com sua sabedoria
todos os caminhos tortuosos pelos
quais já passei.

Aos meus avós Amadeo Spinelli e Oliva Varisco Spinelli,
Altamiro Becker de Freitas e Nair Mafalda Aquino de Freitas,
por todos os momentos de alegria, apoio e incentivo.

À minha irmã Thais de Freitas Spinelli
e demais parentes.

AGRADECIMENTOS

Aos Profs. Fernando Schnaid, orientador, e Nilo César Consoli, pela competência, acompanhamento e sugestões que deram para a realização deste trabalho.

Aos Profs. Adriano Virgínio Damiani Bica, Dario Lauro Klein e Luiz Antônio Bressani um agradecimento muito especial pela indicação ao mestrado, assim como pela colaboração nos momentos de necessidade.

Ao Prof. Ignácio Iturrioz, da Universidade de Passo Fundo – RS, pela importantíssima contribuição nos trabalhos de simulação e análise e pelo apoio constante.

Ao Prof. Ennio Marques Palmeira, da Universidade de Brasília, pelos inúmeros artigos fornecidos e orientação para os ensaios de laboratório.

Aos Profs. Ângela Masuero e João Ricardo Masuero, do CPGEC/UFRGS, por sua grande contribuição nos ensaios de laboratório.

Ao Prof. Renato Machado de Brito, do CPGEE/UFRGS, pela importante contribuição na montagem, adaptação e modificações dos equipamentos.

Ao Prof. Alberto Tamagna, do CPGEMec/UFRGS, pelas informações técnicas dos equipamentos utilizados em laboratório.

Ao Prof. Gilberto Silveira dos Santos, do Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica – CECO/UFRGS, pela colaboração na análise da areia e pelas demais informações sobre o material.

Às Profas. Virgínia R. Dihl e Jane Zoppas Ferreira, do LACOR/UFRGS, pelas análises químicas da areia utilizada na pesquisa.

Aos Profs. Jorge Augusto Pereira Ceratti e Anna Laura L.S. Nunes pelas sugestões apresentadas.

Ao Prof. Marcelo Rocha, do CPGEC/UFRGS, pelas sugestões apresentadas.

Ao Eng. Arijit Sadhu, da Universidade de Glasgow/U.K., por toda a ajuda prestada durante os trabalhos, incentivo e amizade de longa data.

Aos colegas do CPGEC/UFRGS pelo companheirismo, em especial a Fernando Maria Mántaras, Juan Guillermo Diaz Garcia, Flávia Burmeister Martins, Sirlei Maribel Siconi de Werk e Júlio Portela Montardo.

Aos bolsistas Graziella Benvegnú, Adriano de Souza Pereira e Vinicius Roberto de Aguiar pela colaboração nos trabalhos de laboratório.

Aos funcionários do CPGEC/UFRGS, em especial a João Diniz, Paulo Mirapalheta, Airton Luís Freitas, Eurípedes Martins Fontes e Jair Floriano da Silva, pela colaboração nos trabalhos de laboratório e campo.

Ao Engº. Fernando Spinelli Alves, representante do Grupo Rhodia-Ster, pelo fornecimento dos geotêxteis VP75 e VP100.

Ao Arq. Ricardo Milanez, pelo desing gráfico do CD-Rom.

Ao Jornalista Paulo Augusto Cabral, da Assessoria de Comunicação da Escola de Engenharia da UFRGS, pela edição das imagens de vídeo do CD-Rom.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro para esta pesquisa.

A todos os demais, amigos e afetos, que me apoiaram e contribuíram para a realização da presente dissertação.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

1 – Introdução	1
1.1 – Problema e Relevância da Pesquisa	1
1.2 – Objetivos	2
1.3 – Desenvolvimento da Pesquisa	3
1.4 – Organização da Dissertação	4

CAPÍTULO 2

2 – Revisão da Literatura	5
2.1 – Resultados de Ensaios em Câmaras de Calibração e de outros Ensaios de Laboratório Aplicados em Reforço de Fundações	5
2.2 – Resultados de Ensaios de Campo com Fundações Reforçadas	16
2.3 – Teorias e Resoluções Numéricas Aplicadas a Fundações Reforçadas	20

CAPÍTULO 3

3 – Equipamentos, Procedimentos de Ensaio e Materiais Utilizados	27
3.1 – Considerações Iniciais	27
3.2 – Programa de Ensaios	27
3.3 – Descrição do Equipamento – Métodos Utilizados	28
3.3.1 – A Câmara de Calibração	29
3.3.1.1 – Método de Preparação do Ensaio	30
3.3.2 – Equipamentos Mecânicos e Elétricos Utilizados nos Ensaios	31
3.3.2.1 – Sapatas Corridas	31
3.3.2.2 – Pórtico de Reação	31
3.3.2.3 – Sistema de Aplicação de Cargas	32
3.3.2.4 – Medidores de Deslocamento	33
3.3.2.5 – Sistema de Aquisição de Dados	34
3.4 – Caracterização dos Solos na Câmara de Calibração	34
3.4.1 – Propriedades da Areia Utilizada de Sub-base	34
3.4.1.1 – A Areia	34
3.4.1.2 – Mineralogia e Propriedades Físico-Químicas	36
3.4.1.3 – Características Gerais	38

3.4.1.4 – Ensaio de Cisalhamento Direto	39
3.4.1.5 – Ensaio Triaxiais	40
3.4.1.6 – Parâmetros de Resistência	40
3.4.1.7 – Módulo de Elasticidade	46
3.4.2 – Propriedades do Solo Cimentado	48
3.4.2.1 – A Formação Botucatu	48
3.4.2.2 – O Solo	49
3.4.2.3 – Propriedades Físicas, Físico-Químicas e Mineralógicas	50
3.4.2.4 – A Estabilização	52
3.4.3 – Preparação dos Corpos-de-Prova	59
3.4.4 – Critérios de Escolha dos Materiais	62

CAPÍTULO 4

4 – Resultados Experimentais	64
4.1 – Introdução	64
4.2 – Ensaio em Areia	66
4.3 – Ensaio em Solo Cimentado	74
4.3.1 – Problemas Enfrentados Durante os Ensaio	87
4.3.2 – Padrão de Fissuras e Ruptura	88

CAPÍTULO 5

5 – Simulação Numérica do Comportamento de Fundações e seus Mecanismos de Ruptura	91
5.1 – Introdução	91
5.2 – Modelo Constitutivo	92
5.2.1 – Definição do Critério de Ruptura e da Relação Constitutiva Elementar (RCE) ...	94
5.3 – Parâmetros Estudados	99
5.3.1 – Variação do Módulo K da Areia de Sub-Base	99
5.3.2 – Variação de E do Solo Cimentado	102
5.3.3 – Variação de G_f do Solo Cimentado	104
5.3.4 – Variação de ϵ_p do Solo Cimentado	106
5.3.5 – Variação de ν do Solo Cimentado	108
5.3.6 – Variação de γ do Solo Cimentado	109
5.3.7 – Variação do Coeficiente de Variabilidade do Solo Cimentado	111

5.3.8 – Variação do Coeficiente de Amortecimento do Solo Cimentado	112
5.4 – Comparação entre Resultados Experimentais e Numéricos	113
CAPÍTULO 6	
6 – Considerações Finais	116
6.1 – Conclusões	116
6.1.1 – Quanto aos Ensaios em Modelo Reduzido	116
6.1.1.1 – Ensaios em Areias	116
6.1.1.2 – Ensaios em Solos Estratificados sem Geotêxteis	117
6.1.1.3 – Ensaios em Solos Estratificados com Geotêxteis	118
6.1.1.4 – Mecanismo de Ruptura nos Corpos-de-Prova sem Geotêxteis	118
6.1.1.5 – Mecanismo de Ruptura nos Corpos-de-Prova com Geotêxteis	118
6.1.1.6 – Problemas Enfrentados Durante os Ensaios	119
6.1.2 – Simulações Numéricas	119
6.2 – Sugestões para Futuros Trabalhos	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
ANEXOS	
A-I – Modelo Constitutivo	129
A-II – Informações do CD-ROM integrante desta Dissertação	133

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Diagrama da trajetória das deformações principais de tração e linhas de “extensão zero” para a areia fofa com $\delta/B = 0,083$ (antes do pico)	6
Figura 2.2. Seção transversal do modelo usado por Simonini (1996)	9
Figura 2.3. Comportamento carga-recalque observado e previsto (Simonini, 1996)	9
Figura 2.4. Ensaio realizados (Kim et al., 1996)	10
Figura 2.5. Comparação de tensões de tração mobilizadas (Murthy et al., 1996)	13
Figura 2.6. Modelos ensaiados por Shivashankar et al. (1996) [Séries I (B-C) – C da argila = 5 kPa, Dr da areia = 50% (15 kN/m ³); Séries II (A-D)– C da argila = 2,75 kPa, Dr da areia = 60% (16 kN/m ³)	14
Figura 2.7. Modelo de solo reforçado em condição de deformação plana (Yamamoto e Otani, 1996)	22
Figura 2.8. Simulações numéricas sem variação de geometria (a, b, c, d) e com variação de geometria (e, f, g, h) de Yamamoto e Otani (1996)	23
Figura 2.9. Redução nos recalques (Nataraj et al., 1996)	24
Figura 3.1. Nomenclatura utilizada na pesquisa	28
Figura 3.2. Representação esquemática da câmara de calibração (Diaz, 1998)	30
Figura 3.3. Esquema do pórtico de reação (Diaz, 1998)	32
Figura 3.4. Calibração da célula de carga	33
Figura 3.5 Sistema de aplicação de cargas	33
Figura 3.6. Calibração transdutor 1	33
Figura 3.7. Calibração transdutor 2	33
Figura 3.8. Equipamento computacional e sistema de coleta de dados	35
Figura 3.9. Fotografia do sistema de aplicação de cargas	35
Figura 3.10. Detalhe da célula de carga, dos LVDTs, do macaco e da sapata corrida durante um ensaio em areia (B/L = 1/8,5)	35
Figura 3.11. Localização da areia utilizada na pesquisa	36
Figura 3.12. Distribuição de frequências da areia de Osório	38
Figura 3.13. Curva Granulométrica da areia de Osório (Diaz, 1998)	39
Figura 3.14. Ângulo de atrito interno da areia fofa. $Dr = 40\%$	39
Figura 3.15. Ângulo de atrito interno para uma areia medianamente compactada. $Dr = 56\%$	39
Figura 3.16. Tensão desvio x deformação axial (Montardo, 1999)	40
Figura 3.17. Deformação volumétrica x deformação axial (Montardo, 1999)	40
Figura 3.18. Diagrama $p' \times q$ (Montardo, 1999)	41
Figura 3.19. Ângulo de atrito de pico em condição de deformação plana medido versus calculado	43
Figura 3.20. Variação do ângulo de atrito máximo com a tensão efetiva na ruptura para a areia de Osório, RS	44

Figura 3.21. Ângulo de atrito de pico medido versus calculado para a areia de Osório, RS, usando o parâmetro de estado	46
Figura 3.22. Variação do módulo de elasticidade com a deformação axial	47
Figura 3.23. Formação Botucatu no Estado do Rio Grande do Sul. Nuñez (1991)	49
Figura 3.24. Localização da Jazida	50
Figura 3.25. Curva granulométrica do solo (Nuñez, 1991)	51
Figura 3.26. Curva de dosagem de cimento pelo método físico-químico	53
Figura 3.27. Variação da resistência média à compressão simples com a porcentagem de adição (Prietto, 1996)	55
Figura 3.28. Variação da tensão desvio na ruptura com a porcentagem de cimento (Prietto, 1996)	56
Figura 3.29. Variação da tensão desvio na ruptura com a resistência à tração (Prietto, 1996)	57
Figura 3.30. Envoltórias de ruptura (Prietto, 1996)	57
Figura 3.31. Variação da coesão efetiva com a cimentação (Prietto, 1996)	58
Figura 3.32. Variação do ângulo de atrito de pico com a cimentação. (Prietto, 1996)	58
Figura 4.1. Curvas carga-recalque de sapatas de 70 mm e relação $B/L = 1/8$	67
Figura 4.2. Curva carga-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$	67
Figura 4.3. Curvas comparativas carga-recalque para uma camada cimentada de 105 mm, $H/B = 1,5$ (Diaz, 1998)	68
Figura 4.4. Curvas comparativas tensão-recalque para uma camada cimentada de 105 mm, $H/B = 1,5$ (Diaz, 1998)	68
Figura 4.5. Curva carga-recalque de sapatas de 70 mm com relação $B/L = 1/8,5$	68
Figura 4.6. Curva carga-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$	69
Figura 4.7. Curva tensão-relação L/B (Diaz, 1998)	69
Figura 4.8. Curva carga-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$. Comparação com os resultados encontrados por Diaz (1998)	71
Figura 4.9. Curva carga-recalque comparativa para sapatas de 70 mm e relação $B/L = 1/8$ (Diaz, 1998) e $B/L = 1/8,5$ (presente pesquisa)	72
Figura 4.10. Curva tensão-recalque de sapatas de 70 mm e relação $B/L = 1/8,5$	72
Figura 4.11. Curva tensão-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$	73
Figura 4.12. Curvas comparativas $\sigma/(\gamma.B)$ versus δ/B para as relações $B/L = 1/8,5$ (presente pesquisa) e $1/8$ (Diaz, 1998)	73
Figura 4.13. Curvas carga-recalque para solo-cimento com 3%	77
Figura 4.14. Curvas carga-recalque para solo-cimento com 5%	78
Figura 4.15. Curvas carga-recalque para solo-cimento com 7%	78
Figura 4.16. Curvas tensão-recalque com 3% (com controle de compactação)	79
Figura 4.17. Curvas tensão-recalque com 5% (com controle de compactação)	80
Figura 4.18. Curvas tensão-recalque com 7% (com controle de compactação)	81
Figura 4.19. Tensão de ruptura / tensão à compressão diametral versus δ/B para $H/B = 1,5$	82
Figura 4.20. Tensão/tensão de ruptura versus δ/B	82
Figura 4.21. Tensão de ruptura / tensão de tração versus H/B	83

Figura 4.22. Tensão de ruptura versus porcentagem de cimento	83
Figura 4.23. Curva carga-recalque do corpo-de-prova com 5% P.I. e geotêxtil VP75	84
Figura 4.24. Curvas carga-recalque dos corpos-de-prova com geotêxteis	84
Figura 4.25. Curvas tensão-recalque dos corpos-de-prova com geotêxteis	85
Figura 4.26. Curvas comparativas para os corpos-de-prova com e sem geotêxteis	85
Figura 4.27. Vista Frontal do ESC13 (sem geotêxtil)	89
Figura 4.28. Vista Superior do ESC13 (sem geotêxtil)	89
Figura 4.29. Vista Frontal do ESC19 (com geotêxtil)	90
Figura 4.30. Vista Superior do ESC19 (com geotêxtil)	90
Figura 5.1. Modelo em treliça espacial utilizado: simulação do estado plano de deformações	93
Figura 5.2. Relação constitutiva elementar das barras da treliça: a) Diagrama constitutivo adotado e respectivos parâmetros; b) Esquema de carga e descarga	96
Figura 5.3. Forma de obtenção de c_A	98
Figura 5.4. a) Diagrama constitutivo elástico linear; b) Relação entre a força de tração transmitida e a abertura da fissura; c) Diagrama constitutivo composto, onde L_C é um comprimento de controle	98
Figura 5.5. Variação da constante elástica do solo sobrejacente	101
Figura 5.6. Variação de K com a carga e o recalque de ruptura	101
Figura 5.7. Variação de E , no modelo, mantendo fixas ϵ_p , G_f e ν	102
Figura 5.8. Variação de E , mantendo fixas ϵ_p , G_f e ν	103
Figura 5.9. Variação de E com a carga e o recalque de ruptura	103
Figura 5.10. Variação de G_B no modelo, mantendo fixas ϵ_p , E e ν	104
Figura 5.11. Variação de G_B mantendo fixas ϵ_p , E e ν	105
Figura 5.12. Variação de G_f com a carga e o recalque de ruptura	105
Figura 5.13. Variação de ϵ_p , no modelo, mantendo fixas G_B , E e ν	107
Figura 5.14. Variação de ϵ_p , mantendo fixas G_B , E e ν	107
Figura 5.15. Variação de ϵ_p com a carga e o recalque de ruptura	108
Figura 5.16. Variação de ν , mantendo fixas E , ϵ_p e G_f	109
Figura 5.17. Variação de γ , mantendo fixas ϵ_p , G_f e E	110
Figura 5.18. Variação de γ com a carga e o recalque de ruptura	110
Figura 5.19. Variação do coeficiente de variabilidade estatística do solo-cimento	111
Figura 5.20. Variação de CVA_g com a carga e o recalque de ruptura	112
Figura 5.21. Variação do coeficiente de amortecimento na ruptura do solo-cimento	113
Figura 5.22. Simulação do mecanismo de ruptura do solo cimentado (condição inicial)	115
Figura 5.23. Simulação do mecanismo de ruptura do solo cimentado (após a ruptura)	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Fatores que afetam o comportamento das fundações superficiais reforçadas	25
Tabela 3.1. Resumo do programa de ensaios	29
Tabela 3.2. Análise Físico-Química	37
Tabela 3.3. Análise da fração grosseira dos minerais	37
Tabela 3.4. Propriedades da areia de Osório e de outras areias da literatura	38
Tabela 3.5. Determinação dos ângulos de atrito de pico	43
Tabela 3.6. Módulo de Elasticidade das Areias de Sub-base	47
Tabela 3.7. Propriedades físicas do solo	51
Tabela 3.8. Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (Nuñez, 1991)	52
Tabela 3.9. Parâmetros do solo compactado (Nuñez, 1991)	52
Tabela 3.10. Valores Médios de Resistência à compressão simples	54
Tabela 3.11. Valores de resistência à compressão e à tração	56
Tabela 3.12. Especificações técnicas do Bidim VP	61
Tabela 3.13. Características físico-químicas do cimento (Silva Filho, 1994)	62
Tabela 4.1. Índices físicos dos ensaios realizados	70
Tabela 4.2. Parâmetros dos materiais	86
Tabela 4.3. Parâmetros dos materiais na ruptura	86
Tabela 5.1. Valores de K_{s1} em kN/m^3 (Terzaghi, 1955)	100
Tabela 5.2. Parâmetro K_m	106

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

A_f	-	Área de influência da barra
B	-	Largura da sapata
BCR	-	Relação tensão de ruptura com reforço/ tensão de ruptura sem reforço
c	-	Coesão
C.U.	-	Coefficiente de uniformidade
CL	-	Argila
C_{ur}	-	Coesão equivalente
CVAg	-	Coefficiente de variabilidade estatística do solo-cimento
D	-	Diâmetro da sapata
D_{10}	-	Diâmetro efetivo
D_f	-	Embutimento da sapata
Df_2	-	Coefficiente de amortecimento do solo-cimento
D_g	-	Profundidade da última camada de reforço
D_r	-	Densidade relativa
E	-	Módulo de Elasticidade
E_A	-	Rigidez axial (E_n ou E_d), conforme o tipo de barra
EAF	-	Ensaio em areia fofa
e_{max}	-	Índice de vazios máximo
e_{min}	-	Índice de vazios mínimo
$E_{s(0,01)}$	-	Módulo secante à 0,01% de deformação axial
ESC	-	Ensaio em solo-cimento
e_{ss}	-	Índice de vazios no estado crítico
f_t	-	Tensão de controle crítica
G_f	-	Energia consumida por unidade de fratura formada após a instabilização
G_s	-	Peso específico
H	-	Espessura da camada de solo-cimento
H/B	-	Relação espessura da camada tratada/ base da sapata
H/D	-	Relação espessura da camada tratada/ diâmetro da sapata
IP	-	Índice de plasticidade
I_r	-	Índice de dilatância relativa
K	-	Constante de mola
K_{IC}	-	Fator de intensidade de tensões crítico

k_p	-	Coefficiente de empuxo passivo da areia
k_r	-	Dutibilidade
k_{rm}	-	Relação L_{cr}/L_c
k_s	-	Coefficiente de reação
k_{s1}	-	Valores de k_s para uma placa quadrada de 1 pé
L	-	Espessura da camada de areia
LC	-	Limite de contração
L_c	-	Comprimento da barra
L_{cr}	-	Comprimento máximo da barra
L_G	-	Comprimento do reforço
LL	-	Limite de liquidez
LP	-	Limite de plasticidade
N	-	Número de camadas de reforço
P	-	Estaca
P.I.	-	Proctor Intermediário
P.N.	-	Proctor Normal
p'	-	Tensão efetiva média na ruptura
P_{cr}	-	Força axial crítica associada a ϵ_p
q	-	Tensão desvio
Q	-	Constante de Bolton (1986)
q_0	-	Tensão de ruptura de solo não reforçado
q_c	-	Resistência de ponta
q_R	-	Tensão de ruptura de solo reforçado
q_{rup}	-	Tensão desvio na ruptura
q_u , RCS	-	Resistência média à compressão simples
q_{ult}	-	Tensão de ruptura
q_{ub} , RCD	-	Resistência à tração
R_f	-	Fator de falha
RS	-	Areia reforçada
S	-	Areia
t	-	Espessura da manta
T	-	Tensão de tração do reforço
V	-	Força aplicada
w_{ot}	-	Umidade ótima
x/B	-	Distância do centro da sapata
z	-	profundidade
Δ_{cr}	-	Abertura axial crítica de uma trinca
ΔH	-	Faixa de efeito do reforço

ΔV	-	Varição volumétrica
δ	-	recalque
$\delta_{ruptura}$	-	Recalque na ruptura
ϵ_a	-	Deformação axial
ϵ_p	-	Deformação crítica de ruptura
ϵ_v	-	Deformação volumétrica
ϕ	-	Ângulo de atrito
ϕ_1	-	Ângulo de atrito da camada superior
ϕ_2	-	Ângulo de atrito da camada inferior
ϕ_{CD}	-	Ângulo de atrito medido através de ensaios de cisalhamento direto
ϕ_{CV}	-	Ângulo de atrito crítico
ϕ_p'	-	Ângulo de atrito secante de pico
ϕ_{ps}'	-	Ângulo de atrito no estado plano de deformações
ϕ_{tx}	-	Ângulo de atrito medido através de ensaios triaxiais
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	-	Densidade seca máxima
$\gamma_{dm\acute{i}n}$	-	Densidade seca mínima
γ_s	-	Densidade real dos grãos
ν	-	Coefficiente de Poisson
σ	-	Tensão aplicada
σ_v	-	Tensão vertical aplicada
τ	-	Tensão de cisalhamento
ψ	-	Parâmetro de Estado

RESUMO

O presente trabalho consiste no estudo do comportamento de fundações superficiais assentes sobre uma camada de solo arenoso artificialmente cimentado. Em particular, investigou-se o caso de carregamento estático, vertical, concêntrico, em modelo reduzido, visando o entendimento dos fenômenos de interação solo-estrutura. A interpretação dos resultados é feita através de simulações numéricas utilizando a teoria de Mecânica de Fraturas. Na parte experimental, com sapatas apoiadas diretamente sobre areia, observou-se a repetibilidade dos ensaios em câmara de calibração e deformações inelásticas durante a fase do descarregamento nos ciclos. Nos ensaios com solos cimentados sem geossintéticos, notou-se a importância do grau de cimentação no comportamento da sapata, da densidade da areia subjacente e, de forma menos significativa, do grau de compactação baseado em Proctor Normal e Intermediário. As primeiras trincas foram observadas a pequenos valores de deformações, iniciando sempre por uma fissura de tração no centro da placa. Nos ensaios com geotêxteis, constatou-se que o material simplesmente não era solicitado anteriormente à ruptura. Quando o geossintético entrava em carga, o padrão de fissuras se tornava aleatório. Nas simulações numéricas ficou demonstrado que a propagação de fissuras é o fator que controla o comportamento do elemento de fundação. O modelo numérico utilizado e aperfeiçoado no presente trabalho reproduz corretamente efeitos de escala e permite simular os fenômenos de fratura típicos do material. A eficácia de cada parâmetro constitutivo do solo pode ser analisada numericamente, destacando-se a densidade relativa do material de sub-base e do material cimentado, o módulo de elasticidade, a deformação crítica de ruptura e a energia específica de fratura.

ABSTRACT

Improvement of the mechanical characteristics of soils is an usual alternative to geotechnical engineering, especially for foundation design purposes. In the present work, an experimental program was carried out to investigate the load-settlement behaviour of shallow foundations on a cemented-soil layer. The footing was subjected to static, vertical, concentric load on a small scale laboratory model tests. Numerical simulations based on fracture mechanics were used in the analysis of testing results. Repetibility and inelastic strains in load-unload cycles were observed in experimental tests on loose sand. Sand density and bonding were found to be the most important factors in cement-soil tests without geotextiles. First fissures were observed at small strains which propagated from the geometrical centre of the plate at the bottom of the cemented layer. Geotextiles used were not sufficient stiff to mobilize shear stress at small strains before the initial propagation of fractures. It is been suggested that fissures control the behaviour of foundations on cemented materials, as demonstrated by simulations and experimental procedures. Scale effects were correctly taken by the model. Each soil parameter were parametrically analysed, showing that relative density of sub-base sand and elastic modulus, critical strain at failure and specific fracture energy of cemented-soils are the parameters that govern footing response.

CAPÍTULO 1

1 – Introdução

1.1 – Problema e Relevância da Pesquisa

A utilização de fundações profundas em solos de baixa resistência acarreta elevados custos de implantação. Como alternativa de projeto, busca-se a utilização de fundações superficiais sobre estes depósitos de materiais de pouca resistência, envolvendo-se técnicas de melhoria das condições mecânicas dos solos, com o objetivo de se diminuir os custos. Devido a este fato, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul vem desenvolvendo pesquisas sobre o tema ao longo dos anos.

Merecem destaque, neste contexto, alguns trabalhos de mestrado desta Universidade. Nuñez (1991) estudou o comportamento de solos cimentados para aplicação em estradas. Ventrúscolo (1996), Sales (1998) e Tessari (1998) desenvolveram suas pesquisas na área utilizando ensaios de placa em campo, assentes em solo cimentado, para várias relações de espessura da camada e diâmetros de placa. Prietto (1996) realizou um estudo detalhado do comportamento tensão-deformação e da influência do teor de cimentação do solo. Diaz (1998) estudou o mecanismo de ruptura de um sistema de dupla camada constituído de solo cimentado assente sobre uma camada espessa e homogênea de areia de densidades fofa e média. Esse autor mostrou de forma pioneira a eficácia em se utilizar a teoria de Mecânica de Fraturas no estudo do comportamento carga-recalque em solos cimentados. Heineck (1998) discutiu aspectos do comportamento de materiais cimentados com curas sob tensão. Montardo (1999) estudou o melhoramento do comportamento de areias cimentadas com fibras.

Esta pesquisa visa contribuir para a viabilização técnica de fundações superficiais em solos residuais/fofos, como alternativa a fundações profundas. Buscou-se identificar os mecanismos de interação solo-estrutura, tentando-se entender os fenômenos envolvidos nos ciclos de carregamento e descarregamento e ruptura dos solos cimentados, para se chegar a uma melhor formulação do problema através da teoria de Mecânica de Fraturas.

1.2 – Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho consiste no estudo do comportamento carga-recalque de fundações superficiais. Em particular, analisa-se como os ciclos de carregamento e descarregamento influenciam no mecanismo de ruptura de uma fundação superficial assente sobre uma camada de solo arenoso artificialmente cimentado, e como este pode ser modificado com a colocação de materiais geotêxteis. Analisou-se nesta pesquisa o caso de carregamento estático, vertical, concêntrico, em modelo reduzido, visando um melhor entendimento dos fenômenos de interação solo-estrutura. Objetiva-se também resolver o problema através da teoria de Mecânica de Fraturas.

Dentro deste objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos, operacionais, da pesquisa:

- ✓ Analisar a repetibilidade dos ensaios gerados na câmara de calibração projetada.
- ✓ Analisar o comportamento do material de base e sub-base mediante ensaios de ciclos de carregamento e descarregamento diretamente com a sapata.
- ✓ Analisar a forma de ruptura ocasionada no substrato cimentado, buscando desenvolver critérios de propagação de fissuras que identifiquem aspectos importantes da interação solo-estrutura.
- ✓ Discutir os resultados obtidos, partindo de uma revisão crítica da literatura existente, visando (1) a previsão do comportamento carga-recalque para o solo cimentado estudado com e sem geotêxteis, (2) identificar o mecanismo de ruptura e sua influência no comportamento mecânico destes materiais para aplicações em projetos geotécnicos, e (3) analisar a aplicabilidade de resoluções computacionais.

1.3 – Desenvolvimento da Pesquisa

A presente pesquisa foi dividida em quatro partes, de acordo com a natureza das atividades desenvolvidas: (1) revisão de literatura, (2) programa experimental, (3) análise e discussão dos resultados, (4) utilização de simulações numéricas, e (5) relatório final.

Na primeira parte foi realizada a revisão da literatura existente compreendendo os seguintes tópicos de interesse específico no âmbito desta pesquisa: (1) resultados de ensaios em câmaras de calibração e outros ensaios de laboratório aplicados ao reforço de fundações, (2) ensaios de campo de fundações reforçadas, e (3) teorias e resoluções numéricas aplicadas à fundações reforçadas.

A segunda parte consistiu na adaptação, modificação e testes da câmara de calibração, assim como na execução dos ensaios. Inicialmente foram realizados alguns ensaios em areia fofa tanto para calibrar o equipamento, como para obter mais dados a respeito da repetibilidade. Posteriormente foram realizados ensaios em solo-cimento com e sem geotêxteis. Determinou-se o comportamento carga-recalque do solo investigado, assistindo-se aos ensaios com câmeras de vídeo durante os ciclos de carregamento e descarregamento.

A terceira parte da pesquisa consistiu na análise e discussão dos resultados obtidos no programa experimental. Objetivou-se (1) a compreensão do mecanismo de interação solo-estrutura e (2) o estabelecimento de critérios que visem direcionar o projeto de fundações superficiais em camadas de solo-cimento.

Na quarta etapa da pesquisa foram feitas simulações numéricas com um programa baseado em Mecânica das Fraturas, de forma a se realizar uma análise paramétrica, visando analisar a influência de diferentes parâmetros no desempenho das fundações.

Por último, foi elaborado o relatório final da pesquisa, representado integralmente pela presente dissertação de mestrado.

1.4 – Organização da Dissertação

A presente dissertação está estruturada em seis capítulos.

No Capítulo 1 é apresentada a introdução, na qual estão definidos os problemas da pesquisa e os seus objetivos.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica dos tópicos específicos de interesse da dissertação. Destaque é dado aos trabalhos de Diaz (1998), Sales (1998) e Tessari (1998).

No Capítulo 3 é apresentado em detalhe o programa experimental, compreendendo aspectos relacionados com o seu planeamento, metodologias empregadas, descrição dos materiais e equipamentos utilizados.

No Capítulo 4 são apresentados e interpretados os resultados obtidos durante o programa experimental. A interpretação destes busca a determinação da contribuição da camada cimentada com e sem geotêxteis e a influência dos ciclos de carregamento e descarregamento na capacidade de carga última de fundações superficiais.

No Capítulo 5 é realizada uma simulação numérica dos resultados experimentais obtidos no Capítulo 4.

Finalmente, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2 – Revisão da Literatura

A presente revisão foi realizada de acordo com os temas necessários à dissertação, ou seja, reforço de solos para aplicação em fundações. Como forma de melhor estruturar este capítulo, optou-se por dividi-lo nos itens a) resultados de ensaios em câmaras de calibração e outros ensaios de laboratório aplicados a reforço de fundações; b) ensaios de campo de fundações reforçadas; c) teorias e resoluções numéricas aplicadas a fundações reforçadas;

2.1 – Resultados de Ensaios em Câmaras de Calibração e de outros Ensaios de Laboratório Aplicados em Reforço de Fundações

Andrawes et al. (1983) estudaram o comportamento carga-recalque de uma sapata corrida, em câmara de calibração, assente sobre areia densa, com e sem reforço de geossintéticos, colocados em camadas horizontais a diferentes profundidades. Os campos de deformações da areia e do geotêxtil (não-tecido) foram medidos, pretendendo-se demonstrar o mecanismo do reforço. Os autores realizaram seus ensaios em uma grande câmara feita com paredes de vidro de ½” e armada em aço para suportar as cargas. As sapatas também eram confeccionadas em aço, sendo a força aplicada através de um macaco hidráulico com capacidade de dez toneladas. E a areia era depositada na câmara num estado denso, pelo método de dispersão a ar (Butterfield e Andrawes, 1970).

Andrawes et al. (1983), de forma a observar a reprodutibilidade da câmara, realizaram vários ensaios em areia sem reforço, no estado de deformações planas. Quanto a esse, Meyerhof (1965) e Hansen (1970) já haviam notado que o ângulo de atrito de problemas envolvendo capacidade de carga nesta condição são 10% maiores que aqueles medidos em ensaios triaxiais, explicando os 12% encontrados entre os ângulos medidos nos triaxiais e a diferença pela retroanálise.

McGown et al. (1978) mostraram que, de forma a se obter o máximo de resistência do reforço nestes casos, os geotêxteis devem ser dispostos nas direções das tensões de tração principais. Então, na situação estudada por Andrawes et al. (1983), o geossintético deveria estar inclinado em várias direções a partir da horizontal. McGown et al. (1978) também mostraram que estas adições não devem ser colocadas próximas às direções de “planos de extensão zero”, os quais são superfícies potenciais de cisalhamento, que podem induzir o escorregamento.

Andrawes et al. (1983) apresentaram a Figura 2.1 sugerindo que, de forma a se obter o máximo aproveitamento do reforço na camada de areia, os geotêxteis devem estar inclinados em vários ângulos com a horizontal, sendo esses ângulos dependentes da profundidade abaixo da sapata. Além disso, pode-se observar que se geossintéticos horizontais forem usados, dependendo da profundidade, podem ficar próximos às direções de “planos de extensão zero” na areia, induzindo o escorregamento da interface reforço-solo. Para se estudar esses fatores, uma série de ensaios com uma única camada de geotêxtil foram feitos a diferentes profundidades, expressas como uma fração da largura da sapata (B), em que $0,00B$ estava na superfície.

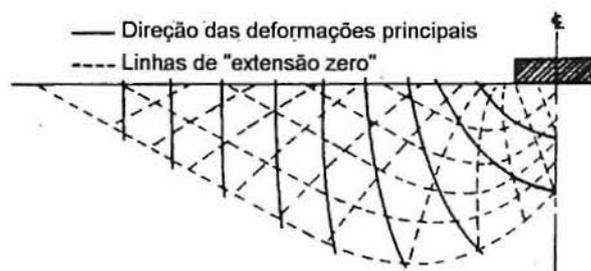


Figura 2.1. Diagrama da Trajetória das deformações principais de tração e linhas de “extensão zero” para areia fofa com $\delta/B = 0,083$ (antes do pico)

Andrawes et al. (1983) notaram que, para este geotêxtil e nesta areia, ocorre um aumento e um pico na pressão de carregamento somente se o geossintético for colocado a profundidades entre a superfície e $0,80B$, sendo que o máximo desempenho está em $0,25B$. Quanto às deformações, os autores observaram que até essas se estabelecerem na areia e as tensões de tração forem induzidas no geotêxtil, a contribuição desse último não era significativa – somente após um recalque de $0,08B$ ocorria o campo de tensões, e então o campo de deformações modificava-se.

Para a condição em que o geotêxtil era colocado a uma profundidade de 1,00B, Andrawes et al. (1983) viram que a capacidade de carga da sapata era superior à condição em que não havia reforço, para o mesmo recalque de 0,135B. Entretanto, após esse valor, as deformações da interface areia-geotêxtil aumentavam rapidamente, e uma superfície de ruptura se desenvolvia ao longo do reforço, estendendo-se à porção de areia superior. As deformações medidas abaixo do geossintético, na areia, foram muito pequenas. Como resultado, as pressões de pós-pico caem para valores menores àqueles existentes com a areia sem reforço.

Na condição do geotêxtil a uma profundidade de 2,00B, Andrawes et al. (1983) viram que as deformações eram essencialmente as mesmas da areia sem reforço. Não há, nesse caso, contribuição do geossintético na resistência, não trazendo modificações no comportamento carga-recalque.

Andrawes et al. (1983) concluíram que a técnica de reforço com uma camada de geotêxtil melhora significativamente a capacidade de carga da areia, porém até um dado limite superior de recalques, sendo esse variável e dependente da localização do geossintético na camada de areia. Os autores observaram 0,08B como sendo o limite inferior para se notar qualquer incremento.

Como recomendação final, Andrawes et al. (1983) discutiram a necessidade de se avaliar os efeitos de construção, em que os materiais geossintéticos – principalmente geotêxteis não-tecidos e compostos – aumentam significativamente sua capacidade de carga. Ehrlich (1996) realizou o estudo desse fator em muros de contenção, concluindo que quanto maior for a rigidez do reforço e quanto maior forem as tensões induzidas durante sua compactação, maior são as tensões que podem ser carregadas pelo reforço. Observou ainda que ela é a maior contribuinte para as tensões nos reforços a pequenas profundidades. Vale ressaltar, entretanto, que Ehrlich (1996) utilizou reforços rígidos. No caso de geotêxteis, não há esforços residuais devido à sua flexibilidade.

Simonini (1996) estudou aspectos do melhoramento das características mecânicas de areias reforçadas com geotêxtil experimentalmente e através de modelamento numérico. Um modelo de elementos finitos foi utilizado para prever a capacidade de carga do solo reforçado, com análise elasto-plástica.

Simonini (1996) realizou uma série de ensaios triaxiais drenados em areia reforçada com mantas de geotêxteis. O autor comparou os resultados obtidos com aqueles de areias no estado natural e ainda com dados de análises numéricas. Dentro da faixa de tensões confinantes considerada pelo autor, foi visto que a introdução do geossintético levava a um aumento significativo da tensão de ruptura do material composto. A análise ainda mostrou que os valores de $(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_a)_{\text{máx}}$ medidos na areia natural se encaixavam na teoria de Bolton (1986) com razoável precisão. Simonini (1996) obteve o ângulo de atrito da interface areia-geotêxtil próximo ao ângulo de atrito da própria areia, fato também observado por Fogale (1993), conforme o autor.

Simonini (1996) aplicou um modelo de elementos finitos para analisar a capacidade de carga de uma sapata circular apoiada sobre uma camada de areia densa reforçada. A Figura 2.2 mostra a seção transversal do modelo, em que quatro geotêxteis foram colocados na câmara de calibração. Comparando os resultados numéricos e experimentais das curvas carga-recalque, o autor constatou uma aproximação satisfatória. Em ambos os casos a ruptura foi por punção. Durante os primeiros estágios do carregamento feito pela análise dos elementos finitos, Simonini (1996) observou uma fraca resposta desse modelo para a fundação em camada de areia natural e reforçada. E o efeito é mais visível na areia reforçada, em que a influência do geossintético na rigidez do solo – aumento do módulo elástico da areia – não é bem modelado na análise. O autor constatou a importância de se considerar esse fator em futuras pesquisas. Os resultados podem ser vistos na Figura 2.3. Nota-se que o problema da descontinuidade não é percebido pelas simulações obtidas através de métodos numéricos.

Simonini (1996) concluiu que a introdução de geotêxteis conduz a um significativo incremento da resistência do material composto. Finalmente, o autor salientou os resultados satisfatórios da utilização do modelo de elementos finitos – quando comparados com os resultados experimentais – para simular a capacidade de carga do solo reforçado, principalmente para grandes carregamentos, em que o mecanismo de punção ocorre.

Manjunath e Dewaikar (1996) investigaram experimentalmente modelos de sapatas quadradas colocadas na superfície de uma camada de areia densa, a qual se apoiava sobre uma camada de argila mole reforçada com geotêxteis nas suas interfaces. Os autores analisaram o comportamento carga-recalque e a ruptura de sapatas sujeitas a carregamentos centrados in-

clinados. Todos os ensaios foram realizados em câmara de calibração, com sapatas medindo 304,8 mm de lado.

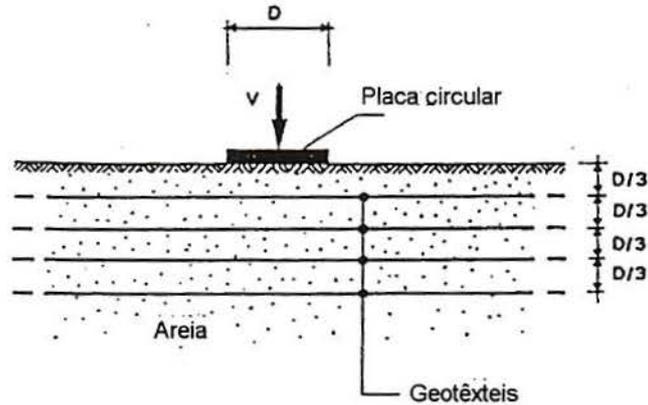


Figura 2.2. Seção transversal do modelo usado por Simonini (1996)

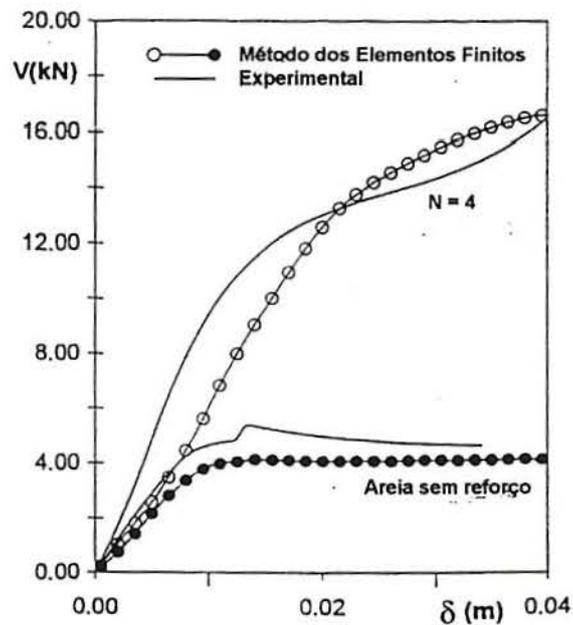


Figura 2.3. Comportamento carga-recalque observado e previsto (Simonini, 1996)

Manjunath e Dewaikar (1996) concluíram que a introdução do elemento geotêxtil na interface areia-argila resulta num aumento substancial da capacidade de carga e na redução da rotação da sapata durante os carregamentos inclinados. Além disso, a inclinação do geotêxtil permitiria uma considerável redução da espessura da areia, com uma subsequente maior capacidade de carga, conforme constataram os autores.

Kim et al. (1996) realizaram vários ensaios com uma sapata corrida em areias de baixa resistência reforçadas com geogrelha. Os autores ensaiaram diversas formas de reforço, utilizando uma camada, várias camadas e colchões de geossintéticos, conforme mostra a Figura 2.4.

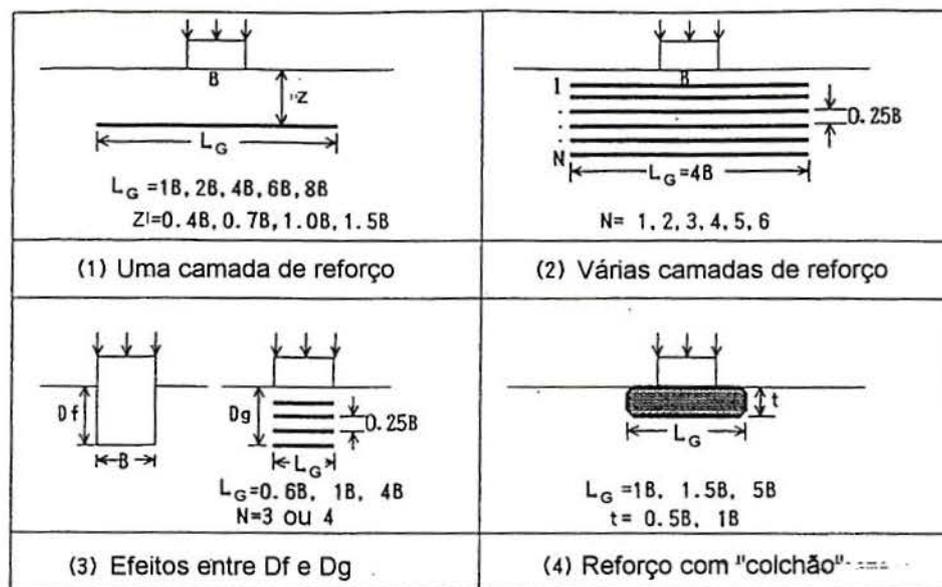


Figura 2.4. Ensaios realizados (Kim et al., 1996)

A fim de se obter uma maior repetibilidade das amostras de areia, Kim et al. (1996) utilizaram várias peneiras, pelas quais o material passava e se depositava por gravidade, mantendo uma densidade relativa aproximadamente constante. Era possível pelos autores controlar a altura de queda do dispositivo, de forma semelhante à realizada por Diaz (1998).

Kim et al. (1996) ensaiaram inicialmente a areia com uma única camada de reforço, colocada em diferentes profundidades, com diversos comprimentos. A profundidade da geomalha era expressa como um fração da largura da sapata, em que $0,0B$ era a superfície. Os autores notaram que o pico de carregamento ocorreu para recalques muito maiores do que para o caso sem o reforço.

Kim et al. (1996) concluíram, desta etapa da pesquisa, que a profundidade mais eficaz do reforço está em aproximadamente $0,7B$, com aumento da capacidade de carga de 1,1 a 1,9, se comparada com a situação sem reforço. Quanto ao comprimento de reforço, a medida que esse aumentava, os valores de BCR (tensão de ruptura com reforço / tensão de ruptura sem

reforço) também aumentavam. Os autores observaram, entretanto, que comprimentos maiores que $6B$ não acarretavam mais modificações em BCR, ficando evidenciado esse como o valor ótimo.

Kim et al. (1996) realizaram, na segunda etapa, ensaios com reforços multi-camadas, com geogrelhas de comprimento $6B$ e espaçamento vertical de $0,25B$. Os autores observaram não haver diferenças significativas de BCR quando o número de camadas (N) é superior a quatro, sendo este o número ótimo de reforços. Isto significa que quando a profundidade do reforço ultrapassa $1,25B$ não é mais notado o seu efeito. De acordo com os autores, o valor de BCR na condição ótima ficou em 3,65. E o recalque observado por eles para valores de $N \geq 4$ é basicamente o mesmo.

Finalmente, Kim et al. (1996) ensaiaram um tipo de reforço em forma de colchão com geogrelha. Sua espessura era de $0,5B$ e $1,0B$, apoiado sobre uma areia com densidade relativa de 75%, com comprimentos de $1,0B$, $1,5B$ e $5,0B$. O volume interno era preenchido de cascalho fino. Os autores observaram que para um comprimento maior que $1,5B$ o comportamento não apresentava pico no carregamento. Os recalques medidos no pós-pico ficaram na faixa de 40 mm. Por fim, Kim et al. (1996) concluíram que a medida que se aumentam a espessura e o comprimento, maior se torna o valor de BCR. Porém, no caso de o comprimento ser maior que $1,5B$, notaram pequenos efeitos no aumento de BCR.

Murthy et al. (1996) modelaram um sistema de solo reforçado e quantificaram a natureza da distribuição de tensões ao longo do reforço, usando o método dos elementos finitos não-lineares. Foi pesquisado para um solo reforçado abaixo de uma sapata corrida como é induzida a distribuição de tensões para diferentes níveis de carregamento e diferentes tipos de reforço. A descrição detalhada do modelo utilizado pelos autores pode ser encontrada em Duncan e Chang (1970). O solo utilizado por Murthy et al. (1996) era uma areia uniforme, a mesma de Singh (1988), conforme os autores. Murthy et al. (1996) usaram em seus ensaios materiais geotêxteis com espessura média de 0,5 mm e com três tensões de tração diferentes, intitulando "A" a maior e "C" a menor.

Murthy et al. (1996) realizaram simulações numéricas com uma sapata corrida de 15,24 cm sobre areia com e sem reforço, e compararam os resultados encontrados com os de Singh (1988). O reforço era colocado diretamente na areia a uma profundidade determinada.

Em todas as simulações, o tipo de solo, os incrementos de carregamento e a largura da sapata foram os mesmos.

Como já é de amplo conhecimento, a distribuição de tensões tem uma natureza não-linear. No caso do geossintético de maior resistência (“A”), Murthy et al. (1996) observaram que a tensão axial no reforço logo abaixo do centro da sapata era máximo, decrescendo à medida que se afastava dele. Viram também que a magnitude das tensões criadas no reforço aumentam com o incremento de carregamento nas fundações, e diminuem com a distância horizontal a partir do centro da sapata, sendo ao final do reforço quase nula. De acordo com os autores, resultados similares foram encontrados por Huang e Tatsuoka (1988) e Balakrishna (1992).

No geotêxtil de resistência intermediária (“B”), Murthy et al. (1996) observaram que a máxima tensão de tração ocorre na região entre o centro e o canto da sapata. Nesse caso, à medida que nos afastamos do centro, somente após o canto da sapata é que teremos o decréscimo das tensões.

No último caso estudado por Murthy et al. (1996), com o geotêxtil menos resistente (“C”), a máxima tensão ocorreu exatamente abaixo dos cantos da sapata. De acordo com os autores, observações similares já foram feitas por Burd e Brocklehurst (1990) ao investigarem rodovias não pavimentadas reforçadas sobre carregamentos monotônicos simples. Murthy et al. (1996) também viram que as tensões induzidas decrescem a partir dos cantos da sapata.

A partir dessas três formas de ensaios, Murthy et al. (1996) notaram que para reforços inextensíveis ou de alta rigidez – como os do tipo “A” –, a máxima tensão se desenvolve no centro da sapata. À medida que a rigidez do material decresce, o ponto de máxima tensão se desloca para os cantos. Os autores observaram também que o reforço vai se tornando mais eficaz a maiores níveis de tensão. A Figura 2.5 apresenta uma comparação entre as tensões de tração mobilizadas, e sua distribuição ao longo de todo o comprimento do reforço, para alguns níveis de carregamento dos três casos estudados (“A”, “B” e “C”).

Murthy et al. (1996) concluíram que a rigidez do reforço tem uma função vital na determinação da magnitude das tensões desenvolvidas, sendo que quanto maior a sua rigidez, maior as tensões mobilizadas. Além disso, o ponto de máxima tensão também depende da

rigidez e, para pequenos níveis de carregamento, o tipo de reforço não influencia nas tensões mobilizadas.

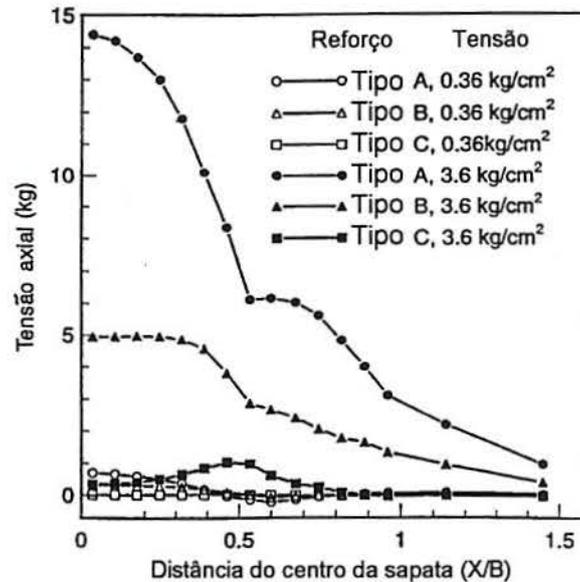


Figura 2.5. Comparação de tensões de tração mobilizadas (Murthy et al., 1996)

Shivashankar et al. (1996) realizaram ensaios em modelo reduzido com sapatas corridas sobre uma camada de material granular com e sem reforço de variados comprimentos (L_G), apoiado em argila mole com e sem estacas, conforme a Figura 2.6. Os ensaios foram executados em uma câmara de calibração com paredes espessas de PVC, reconstruindo-se no tanque o material argiloso. O carregamento durante a consolidação foi feito com pequenos incrementos para evitar que a argila deslizesse para fora do tanque. Todos os ensaios feitos pelos autores foram realizados até que o recalque atingisse 40 mm. A eficiência do grupo de estacas rígidas em argila foi comparada com a forma em que era feita uma camada de material granular sobre essas, com ou sem reforço. Foi estudada a melhoria da rigidez do sistema devido à presença das estacas e do reforço. O aumento da capacidade de carga em função do número de camadas de reforço (N) e da quantidade de estacas também foi analisado.

Shivashankar et al. (1996) observaram que o efeito do reforço aumentava com os recalques da sapata. Além disso, notaram que a taxa de rigidez é muito significativa com a presença das estacas, sugerindo que a ação dessas inicia rapidamente quando em carga, ao contrário dos reforços, que necessitam de algum nível de recalque da sapata antes de trazer qualquer benefício. Quanto aos efeitos gerais, os autores viram que o reforço é mais predominante

que as estacas. No caso em que havia três camadas de reforço ($N = 3$), observaram que BCR aumentava significativamente para valores de L_G/B até 6.

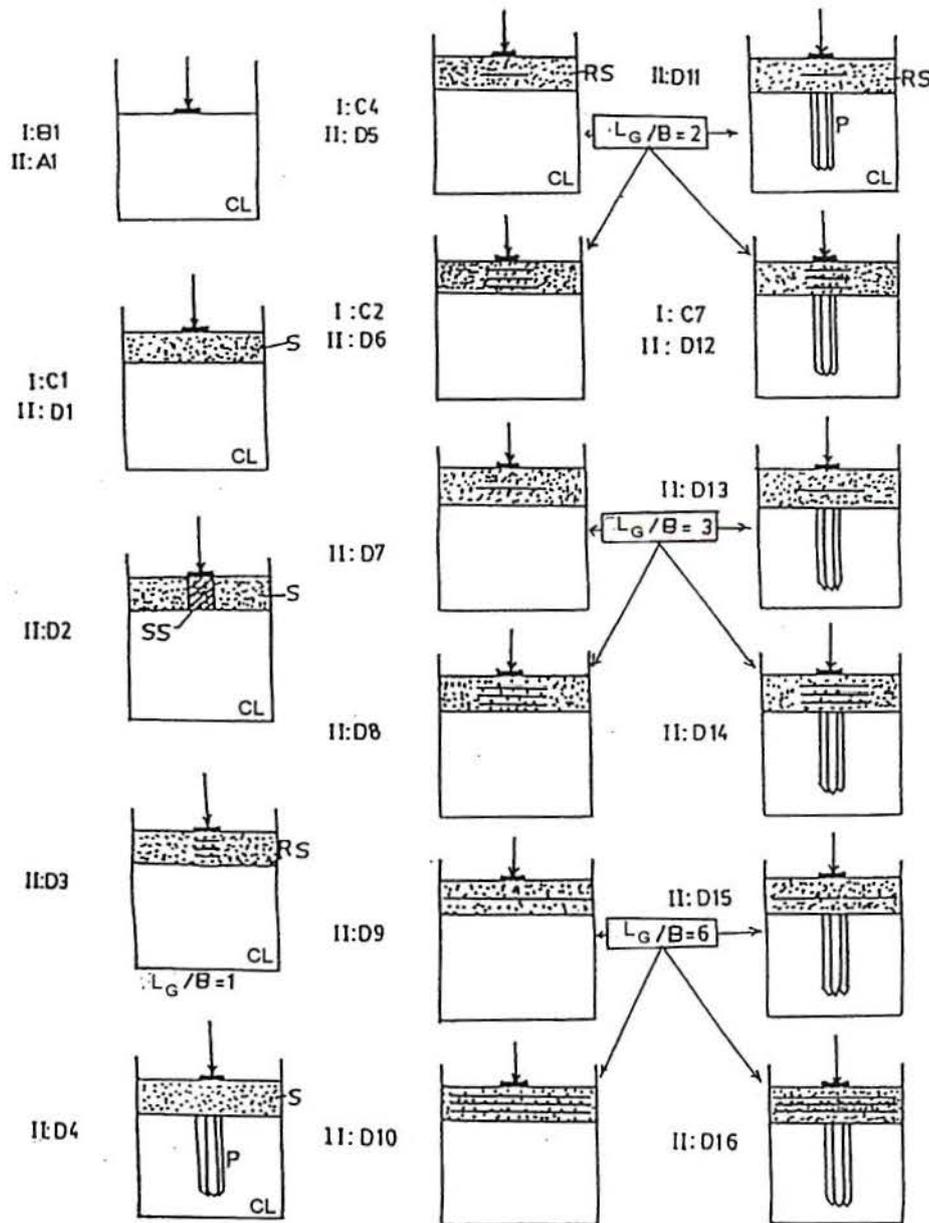


Figura 2.6. Modelos ensaiados por Shivashankar et al. (1996) [Séries I (B-C) – C da argila = 5 kPa, D_r da areia = 50% (15 kN/m^3); Séries II (A-D) – C da argila = 2,75 kPa, D_r da areia = 60% (16 kN/m^3)

Shivashankar et al. (1996) concluíram que a camada de material granular sobre as estacas em argilas moles é eficaz no melhoramento da capacidade de carga e na redução dos recalques da fundação. Os autores sugeriram que o carregamento da sapata se distribui sobre a

camada granular, agindo em uma área maior na argila, em virtude da rigidez da primeira. Concluíram também que a presença de estacas aumenta a rigidez do sistema consideravelmente. Reforços em camadas de solos granulares, por outro lado, melhoram BCR, mas com maiores recalques da sapata.

Diaz (1998) estudou o mecanismo de ruptura de um sistema de dupla camada constituído de solo cimentado assente sobre uma camada de areia de densidades fofa e média em câmara de calibração. Além disso, o autor mostrou a possibilidade de se utilizar as teorias de Mecânica de Fraturas no estudo do comportamento carga-recalque em solos cimentados. A primeira etapa será discutida neste item, enquanto a segunda, no 2.3. Os procedimentos utilizados são muito semelhantes ao desta pesquisa, vistos mais adiante no capítulo 3. Quanto aos seus resultados, Diaz (1998) concluiu que a câmara de calibração é um bom meio de se estudar o comportamento de fundações superficiais, sendo possível realizar ensaios em condições controladas, medir cargas e deslocamentos e observar com precisão o mecanismo de interação solo-estrutura; o método de enchimento caracterizou-se por sua repetibilidade; os efeitos relacionados às condições de contorno da câmara de calibração (paredes rígidas) foram analisados e aferidos experimentalmente para as sapatas apoiadas diretamente sobre areia;

Quanto à previsão da capacidade suporte das areias, Diaz (1998) concluiu que as previsões de capacidade de carga em meios homogêneos é concordante com a prática internacional. Considerou que as teorias de previsão de capacidade suporte, quando usadas em função de parâmetros de resistência, superestimam os valores experimentais obtidos, uma vez que a ruptura ocorria por puncionamento. E quando o autor utilizou parâmetros reduzidos, segundo a sugestão de Terzaghi, as teorias subestimaram, ligeiramente, a capacidade de carga medida experimentalmente. Diaz (1998), finalmente, constatou que é difícil definir a carga de ruptura de areias fofas, sugerindo a adoção de critérios objetivos em função do nível de deformação imposto à placa durante o carregamento.

Quanto à previsão da capacidade suporte de solos estratificados, Diaz (1998) constatou que são poucas as teorias que consideram camadas de natureza coesivo-friccional – A maioria se baseia em areias assentes sobre argilas moles. Portanto, utilizando esses métodos de cálculo, o autor observou que os parâmetros ϕ e c demonstraram superestimar os valores determinados experimentalmente em até 3.000 %. Quando empregando as teorias de Meyerhof-Hanna e Vèsic, Diaz (1998) constatou que os parâmetros dominantes nas análises são a coe-

são (c) e a relação entre a espessura da camada cimentada e a largura da fundação (H/B); o mesmo estudo demonstrou a pouca importância dos parâmetros friccionantes das camadas (ϕ_1 e ϕ_2) nas previsões realizadas.

Quanto ao mecanismo de ruptura, Diaz (1998) concluiu que no caso de solos cimentados sob carregamento vertical e em condições planas de deformação, a ruptura é produzida por puncionamento da fundação na camada tratada. O autor observou também que esta forma de ruptura independia da espessura da camada tratada nas relações estudadas ($H/B = 0.5, 1.0$ e 1.5). Outra importante conclusão foi que os mecanismos de ruptura demonstraram que a propagação de fissuras é o fator que controla o comportamento do elemento de fundação.

2.2 – Resultados de Ensaios de Campo com Fundações Reforçadas

Tanaka et al. (1996) estudaram a combinação da utilização de geogrelhas com materiais estabilizados. Este método, no qual dois tipos de melhoramentos de solos foram usados, compensa os pontos fracos de cada material. Tanaka et al. (1996) realizaram, inicialmente, ensaios de campo para avaliar a capacidade de carga desse método proposto e compararam o efeito da rigidez e do tamanho da malha da geogrelha. Os autores pesquisaram dois modelos de fundações. O primeiro consistiu em uma geogrelha esticada a 1/3 da altura da mistura de solo-cimento. O solo de sub-base era formado de um depósito de argilas moles, com N_{spt} na faixa de 0 a 2 golpes.

Através dos resultados da primeira condição, Tanaka et al. (1996) notaram que quanto maior a rigidez da geogrelha, maior a capacidade de carga. Observaram também que, devido ao efeito do tamanho da malha do material, alguns destes geossintéticos se separavam do solo cimentado, reduzindo um pouco a capacidade de carga. Os autores concluíram ser muito importante selecionar geogrelhas com malhas compatíveis com os materiais a serem utilizados.

Quanto aos recalques, ainda do primeiro modelo, Tanaka et al. (1996) notaram que após o aparecimento das primeiras fissuras, essas se propagavam muito rapidamente com qualquer incremento de carga. Concluíram a este respeito que o início do processo de formação de fissuras corresponde à capacidade de carga da fundação, definida previamente com as

curvas carga-recalque. Por último, observaram que quando a tensão de tração de projeto não excede a do material estabilizado, a fundação estará estável.

O segundo modelo estudado por Tanaka et al. (1996) consistia no uso da geogrelha na base da mistura de solo-cimento, colocada logo após a escavação do solo. Da mesma maneira que a realizada no primeiro modelo, após três semanas da preparação das misturas era conduzido um ensaio de placa, com incrementos de 4,9 kN. A diferença de resistência encontrada com relação ao primeiro caso era muito pequena.

Quanto à ruptura, Tanaka et al. (1996) observaram que até a capacidade de carga do composto ser atingida, a geogrelha não entrava em carga. E esse ponto correspondia à ruptura do material de sub-base, logo abaixo do solo-cimento. De forma geral, o segundo modelo teve uma maior e mais confiável determinação de capacidade de carga ao primeiro modelo.

Hirao et al. (1996) descreveram uma investigação de campo do efeito do melhoramento da capacidade de carga de um solo muito mole reforçado com um composto de geosintéticos – geotêxteis não-tecidos e geogrelhas. Os autores compararam os valores de tensão observados na geogrelha com os de trabalhos num aterro simulado analiticamente por meio da técnica de elementos finitos proposta por Tanabashi et al. (1992). A simulação numérica, que levava em conta a velocidade de espalhamento da camada de solo no aterro, era feita através da combinação do peso do trator com a espessura da camada a ser colocada. Além disso, Hirao et al. (1996) simularam numericamente um ensaio de uma sapata considerando a taxa de carregamento – espessura do aterro – na camada de argila mole com e sem reforço e também com e sem a camada de areia.

Hirao et al. (1996) concluíram que os recalques são mais afetados pelo aterro do que pelo peso do trator, e que a máxima tensão de tração mobilizada pela geogrelha também segue a mesma conclusão. Os autores observaram um incremento da taxa de capacidade de carga de solos moles reforçados com geotêxteis com e sem uma camada de areia de 30 cm sobreposta variando de 15 a 40%.

Merecem destaque ainda alguns trabalhos desta universidade na área de ensaios de campo, entre eles os de Sales (1998) e Tessari (1998) – ensaios de placa em campo, assentes em solo cimentado com e sem aditivos, para várias relações de espessura da camada e diâme-

tros de placa. Os procedimentos de ensaio, metodologias e referências encontram-se nas próprias pesquisas. Vale aqui, entretanto, considerar os resultados obtidos por esses autores.

Sales (1998) constatou que os ensaios de placa, como ferramenta para o estudo do comportamento carga-recalque de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados, demonstraram ser adequados e confiáveis. Os resultados obtidos pelo autor permitiram a determinação dos níveis de recalques e da capacidade de suporte da fundação, além da identificação da forma de ruptura. Comparou as curvas tensão-recalque do solo melhorado com cimento com as curvas do solo natural, verificando que a adição de cimento resulta em um acréscimo significativo da capacidade de carga e uma redução considerável dos recalques, fato este também verificado por Vendruscolo (1996). Sales (1998) observou ainda que os ensaios de placa permitem a observação do comportamento do sistema solo-estrutura *in situ* e, com base neste comportamento, é possível desenvolver um procedimento analítico para a interpretação dos resultados e para a previsão do comportamento de fundações reais.

Em relação à avaliação da carga de ruptura em ensaios de placa, Sales (1998) concluiu que é necessário definir um critério objetivo para estimar a carga de ruptura desses ensaios a partir da observação do comportamento carga-recalque. Investigado o critério sugerido pela Norma Brasileira, que limita o recalque como sendo igual a $D/30$, o autor verificou valores mais elevados para a carga de ruptura que outros critérios utilizados internacionalmente. Além disso, as curvas carga-recalque, grafadas em escala logarítmica, apresentaram valores baixos para a carga de ruptura, fato também observado por De Beer (1967) e por Cudmani (1994), conforme o autor. Sales (1998) concluiu que, na prática, a adoção deste critério conduzia a valores conservadores da tensão de ruptura, garantindo recalques de pequena magnitude. Entretanto, o autor observou que o método que considera a carga de ruptura como sendo o ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final das curvas carga-recalque apresentava valores menos dispersos, situando-se próximo a valores médios, quando comparados com outros critérios. Por este motivo, adotou esse método em seu trabalho para definir a carga de ruptura experimental, cuja magnitude era comparada com estimativas obtidas através de métodos analíticos.

Sales (1998) procurou normalizar as tensões medidas, através da tensão de ruptura (q_{ult}) e da resistência de ponta (q_c), ambas obtidas do solo natural, apresentadas na forma de curvas tensão normalizada x recalque relativo (δ/D). Este procedimento permitiu que o autor

avaliasse a influência da camada de solo melhorado com cimento no comportamento geral do sistema. Notou que havia uma clara evidência de aumento nos valores das tensões normalizadas com o acréscimo da razão H/D , para um mesmo nível de recalque relativo. Sales (1998) concluiu que este incremento no valor da tensão normalizada indica o ganho de capacidade de carga da fundação quando da ocorrência de uma camada de solo melhorado com cimento sobreposta ao perfil de solo natural. A forma adimensional de apresentar resultados de ensaios de placa ou provas de carga, através das curvas tensão normalizada x relação H/D faz possível a previsão do comportamento de fundações reais através de modelos de dimensões inferiores.

Sales (1998) observou que a forma de ruptura, através dos ensaios de placa, foi por puncionamento. Observou também a formação de superfícies de ruptura inclinadas ao longo da camada de solo melhorado com cimento que, segundo medições aproximadas efetuadas em campo, media 45° .

Neste estudo, Sales (1998) constatou que o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978) foi o que melhor representou os resultados experimentais. Observou que não somente os valores da tensão de ruptura eram mais realistas, como também a tendência de comportamento $q_{ult} \times H/D$ aproximava-se dos resultados medidos experimentalmente. Analisando o método proposto por Purushothamaraj et al. (1974), adotando a redução dos parâmetros geotécnicos proposta por Terzaghi, Sales (1998) notou que o método é de difícil aplicação, pois alterações na geometria da superfície de ruptura pode implicar em alterações significativas no valor final do cálculo, causando incertezas na aplicabilidade do método.

Sales (1998) constatou ainda que a solução elástica proposta por Ueshita e Meyerhof (1967) apresentava valores de recalques elásticos relativamente próximos aos medidos em campo, através dos ensaios de placa. O autor observou que a adoção dos parâmetros de deformação E e ν , obtidos através de ensaios triaxiais, conduzia, para o caso estudado, a valores dispersos de recalques, não representando de forma realística os valores medidos experimentalmente, sendo portanto difícil a previsão, de forma realística, dos valores medidos experimentalmente. O autor concluiu que quanto maior era a espessura da camada de solo melhorado com cimento, mais rígido era o comportamento do sistema, e menores eram os recalques verificados para uma futura fundação.

Tessari (1998) observou que as fundações assentes sobre a camada de cinza pesada-cimento apresentam menor deformabilidade e maior capacidade de suporte que as fundações assentes sobre o solo natural. O autor notou também que quanto maior a relação entre a espessura da camada tratada e o diâmetro da placa (H/D) maiores eram estas diferenças de deformabilidade e capacidade de suporte, fato também comprovado por Vendruscolo (1996) e Sales (1998).

Tessari (1998) constatou que a ruptura se dava sob a forma de puncionamento, comprovada pelas trincas em torno da placa e pela medição dos recalques ao lado da placa. Evidenciou que os deslocamentos verticais no topo da camada tratada eram maiores e mais próximos da borda da placa e que, após a ruptura, a camada tratada sofria um deslocamento para cima devido ao alívio de tensão dado pela trinca de ruptura na camada de cinza pesada-cimento.

Neste estudo, de modo similar às evidências discutidas por Sales (1998), Tessari (1998) observou que o método de Vesic (1975) mostra-se capaz de prever com grande precisão a tensão de ruptura para os ensaios com relação H/B inferior a 1. O autor notou que para a relação H/D igual a 1, esse método superestima a tensão de ruptura.

Tessari (1998) observou que a adimensionalização da tensão aplicada pela tensão de ruptura experimental ou ruptura prevista por um método analítico de determinação de capacidade suporte (Vesic, 1975) e a adimensionalização do recalque pelo diâmetro da fundação eram capazes de agrupar as curvas tensão-recalque de ensaios de placa de três diâmetros de placa (0,30, 0,60 e 0,90 m), quatro espessuras de camadas tratadas (zero, 0,15, 0,30 e 0,60 m), distintas relações H/D (de 0 até 2) e diferentes materiais sob a fundação (solo natural, solo-cimento e cinza pesada-cimento). O autor obteve excelentes estimativas de deformabilidade para fundações superficiais com o conhecimento dos parâmetros (c , ϕ , γ) dos solos envolvidos.

2.3 – Teorias e Resoluções Numéricas Aplicadas a Fundações Reforçadas

Zhao et al. (1996) introduziram a aplicação do método da “Slip-Line” na capacidade de carga de fundações em solos reforçados. Os autores criaram ábacos que permitem projetar

o reforço necessário, com seu comprimento, número de camadas e espaçamento. Um exemplo ilustrativo foi fornecido. Teoricamente, Zhao et al. (1996) propuseram um método de projeto que pode ser aplicado para fundações em solo reforçado na condição de deformações planas. No caso de fundações superficiais quadradas e circulares em solos granulares, os autores sugerem aproximações similares às de Terzaghi e Peck (1967).

Yamamoto e Otani (1996) utilizaram um método de elementos finitos rígido-plásticos para descrever não somente a capacidade de carga de uma fundação em solo reforçado, mas também o mecanismo de ruptura desse. De acordo com os autores, o método proposto foi desenvolvido por Tamura et al. (1987). A análise através desse método foi realizada com e sem o efeito da variação da geometria, e era conduzida de forma a se investigar a influência da deformação localizada de sapatas do tipo rígida.

Uma camada de areia é geralmente colocada acima e abaixo do material de reforço em solos argilosos com a finalidade de aumentar o atrito entre o reforço e o material de sub-base. Yamamoto e Otani (1996) assumiram que o material de reforço e as camadas de areia eram um único material, com coesão equivalente. Para tanto, utilizaram a equação desenvolvida por Schlosser et al. (1973):

$$C_w = \frac{T\sqrt{k_p}}{2\Delta H} \quad (2.1)$$

onde T é a tensão de tração do reforço, k_p o coeficiente de empuxo passivo da areia e ΔH a faixa de efeito do reforço, como mostra a Figura 2.7. Pode-se notar que o deslocamento relativo entre o reforço e a areia é omitido. Esse modelo não obteve reconhecimento internacional pela dificuldade em se estimar ΔH na interação solo-reforço.

Como resultados, Yamamoto e Otani (1996) observaram que a área de fluxo plástico (resistência mobilizada) no caso reforçado é muito superior, se comparada com o modo sem reforço, sendo que a capacidade de carga aumenta. E essa é melhorada se o comprimento do reforço aumentar. Quando esse foi colocado a uma profundidade tal que $z/B = 1,6$ – com $L_G/B = 1,0$ –, o mecanismo de ruptura se tornou similar ao caso em que não havia reforço. Os autores, então, concluíram que há uma profundidade ótima para se colocar o reforço, com o

propósito de se esperar uma máxima melhoria da capacidade de carga. Os resultados estão ilustrados na Figura 2.8. Por último, Yamamoto e Otani (1996) compararam os resultados numéricos com os de ensaios, obtendo como capacidade de carga valores muito semelhantes.

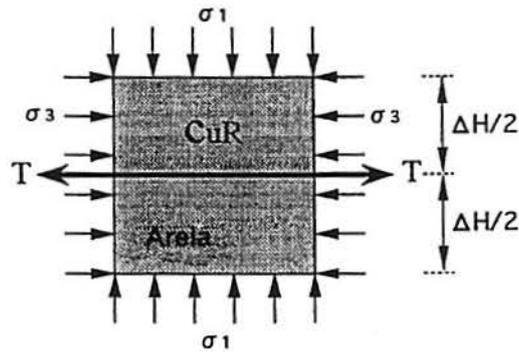


Figura 2.7. Modelo de solo reforçado em condição de deformação plana (Yamamoto e Otani, 1996)

Nataraj et al. (1996) apresentaram os resultados de uma investigação numérica usando o método dos elementos finitos considerando o comportamento da areia como não-linear. Foram estudados pelos autores os efeitos de largura da sapata e o número de camadas de reforço e seu comprimento. As investigações foram feitas considerando-se a sapata corrida como um problema de deformações planas. De modo a se analisar a influência do reforço no comportamento do recalque de areias fofas, várias tiras de aço galvanizado foram colocadas em diferentes profundidades. Como meio de se diminuir os esforços computacionais envolvidos, um método simplificado sugerido e utilizado por Al-Hussaini e Johnson (1979) foi adotado por Nataraj et al. (1996). As tiras de aço foram substituídas por uma manta, estendida nas direções lateral e longitudinal da sapata, considerando rigidez e módulo de elasticidade equivalentes.

O reforço, como apontaram Nataraj et al. (1996), trouxe como consequência o aumento da capacidade de carga, com um decréscimo dos recalques para qualquer que fosse a tensão. A introdução dessas “mantas” na areia fofa tende a confinar o material granular e aumentar sua rigidez, além de melhorar sua resistência.

Para uma dada largura de sapata, conforme Nataraj et al. (1996), a porcentagem de redução nos recalques é maior para grandes tensões (Fig. 2.9), assim como para o incremento

do número de camadas de reforço. Além disso, os autores observaram que a profundidade das “mantas” influencia na capacidade de carga e no recalque; entretanto, após $0,5B$ não foi notado nenhum benefício do reforço.

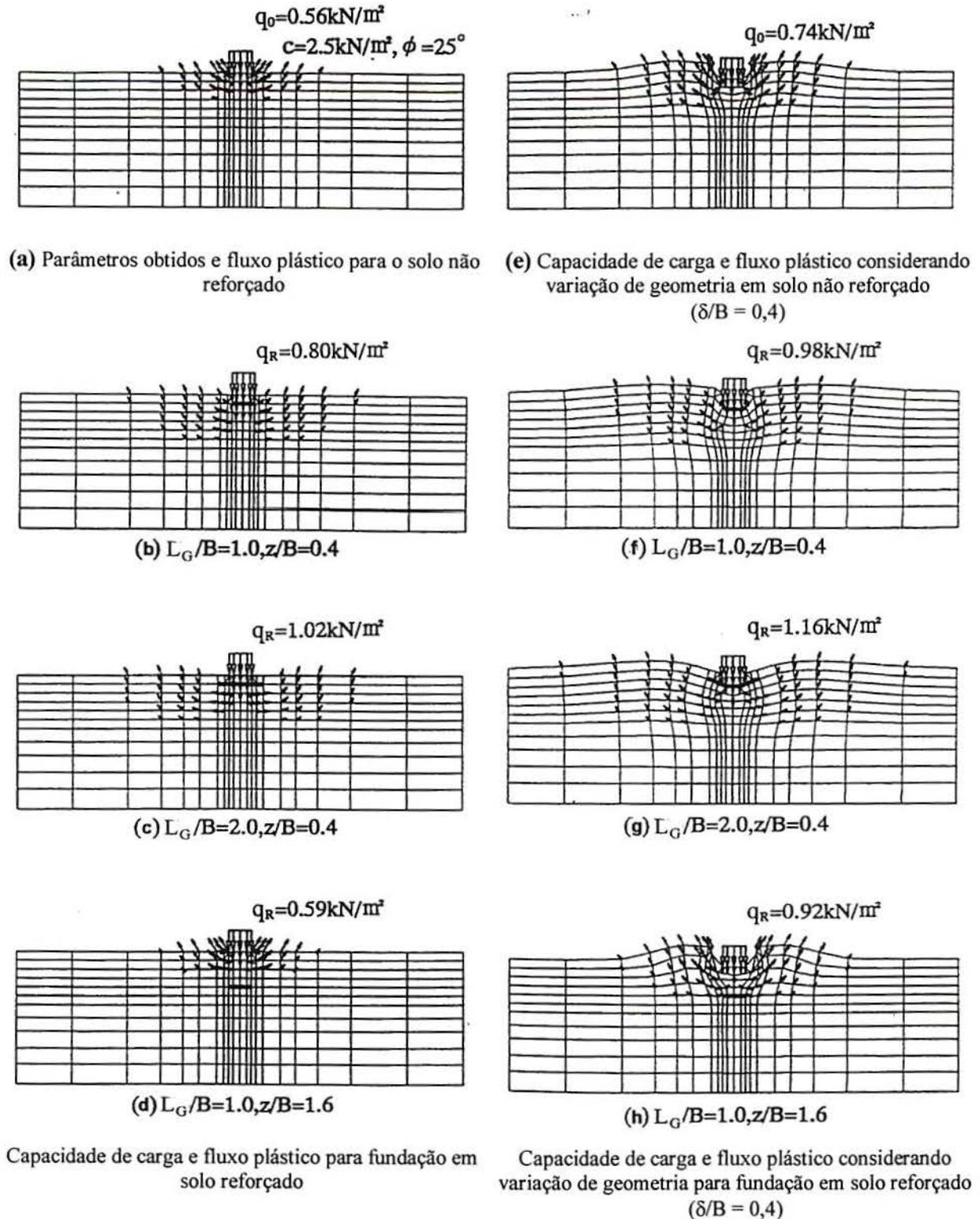


Figura 2.8. Simulações numéricas sem variação de geometria (a, b, c, d) e com variação de geometria (e, f, g, h) de Yamamoto e Otani (1996)

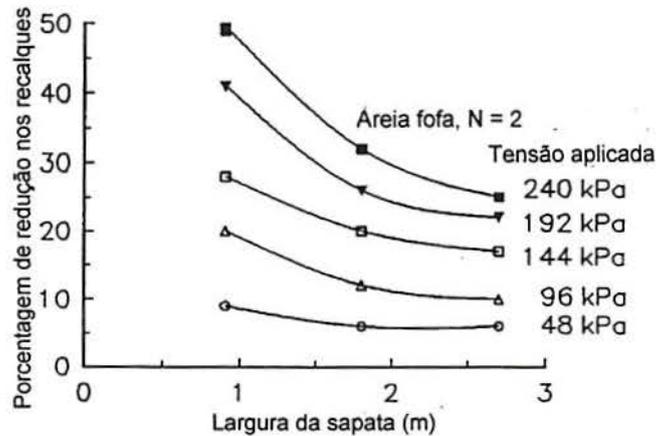


Figura 2.9. Redução nos recalques (Nataraj et al., 1996)

Quanto à influência do reforço na distribuição vertical de tensões, Nataraj et al. (1996) viram que a baixas tensões aplicadas há menos de 5% de redução nessas. De acordo com os autores, o efeito do reforço na redução das tensões verticais aumenta gradualmente com o incremento das pressões aplicadas. E o comprimento do reforço além de um dado valor tem pouca influência na distribuição das tensões.

Nataraj et al. (1996) observaram que a medida que o número de camadas de reforço aumentam, melhora a redução percentual das tensões cisalhantes. Os autores também notaram que a redução é maior para profundidades menores.

Nataraj et al. (1996) concluíram que a inclusão do reforço em areias fofas resulta num aumento de sua rigidez e reduz consideravelmente os recalques. Além disso, maiores reduções dos recalques podem ser obtidos com o incremento do número de camadas de reforço e com maiores comprimentos; a porcentagem de melhoramento da capacidade de carga varia com o tamanho da sapata e número de reforços. Finalmente, Nataraj et al. (1996) consideraram que a contribuição do reforço no aumento da capacidade de carga é mais evidente para as sapatas pequenas do que para as de maiores dimensões.

Diaz (1998) realizou simulações numéricas utilizando o método de mecânica das fraturas, desenvolvido para aço e concreto sob carga dinâmica, e constatou que esse é uma ferramenta promissora no estudo do mecanismo de interação solo cimentado-estrutura. O autor, na ocasião, observou que era necessário uma maior quantidade de dados experimentais para de-

finir a aplicabilidade do programa no cálculo de fundações em solos estratificados cimentados. Diaz (1998) concluiu que a mecânica dos contínuos não respondia ao mecanismo de interação imposto no carregamento de placas assentes em solos fortemente cimentados.

Finalmente, como resumo desse capítulo, foi organizada a Tabela 2.1, mostrando os fatores que afetam o comportamento das fundações superficiais reforçadas analisadas.

Tabela 2.1. Fatores que afetam o comportamento das fundações superficiais reforçadas

Autor	Ensaio	Conclusões
Andrawes et al. (1983)	Laboratório: Geotêxtil em areia densa	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Máximo desempenho em $0,25B$ ✓ Somente após $\delta > 0,08B$ ocorria uma modificação no campo de deformações ✓ Quando $z = 2,00B$, as deformações eram as mesmas da areia sem reforço ✓ Reforço melhora a capacidade de carga da areia até um dado limite superior de recalques
Simonini (1996)	Laboratório e modelagem numérica: Geotêxtil em areia densa	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ruptura foi por puncionamento ✓ Fraca resposta dos elementos finitos para a fundação em camada de areia natural e principalmente para a condição reforçada ✓ Problema da descontinuidade não percebido pelo método numérico ✓ Incremento da resistência do material composto
Manjunath e Dewaikar (1996)	Laboratório: Geotêxtil entre camada de areia densa e argila mole	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Aumento da capacidade de carga e da redução da rotação da sapata durante os carregamentos inclinados ✓ Inclinação do geotêxtil permitiu uma redução da espessura da areia
Kim et al. (1996)	Laboratório: Geogrelhas em camada(s) e em “colchão” sobre areias de baixa resistência	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Uma camada: desempenho máximo em $z = 0,7B$ ✓ Multi-camada: $N = 4$ é o número ótimo de reforços, com $z_{m\acute{a}x} = 1,25B$ ✓ Comprimento ótimo do “colchão” em $1,5B$ ✓ Métodos propostos melhoram a capacidade de carga e reduzem os recalques
Murthy et al. (1996)	Laboratório e modelagem numérica: Geotêxteis em areia	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Reforços inextensíveis ou de alta rigidez: máxima tensão se desenvolve no centro da sapata ✓ À medida que a rigidez do material decresce, o ponto de máxima tensão se desloca para os cantos da sapata ✓ Reforço se torna mais eficaz a maiores níveis de tensão ✓ Quanto maior a rigidez do reforço, maior as tensões mobilizadas
Shivashankar et al. (1996)	Laboratório: geossintéticos em areia sobre argilas moles com e sem estacas	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Quando havia três camadas de reforço ($N = 3$), observaram que BCR aumentava para valores de L_G/B até 6 ✓ Camada de material granular sobre as estacas em argilas moles é eficaz no melhoramento da capacidade de carga e na redução dos recalques da fundação ✓ Reforços em camadas de solos granulares, melhoram BCR, mas com maiores recalques
Diaz (1998)	Laboratório e modelagem numérica (mecânica das fraturas): solo-cimento em areias fofas a médias	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ensaios em condições controladas ✓ Visualização do mecanismo de interação solo-estrutura ✓ Repetibilidade ✓ Ruptura é produzida por puncionamento da fundação na camada tratada ✓ Propagação de fissuras é o fator que controla o comportamento do elemento de fundação ✓ Mecânica dos contínuos não responde ao mecanismo de interação imposto no carregamento de placas assentes em solos fortemente cimentados

Tanaka et al. (1996)	Campo: Geogrelhas com materiais estabilizados sobre um depósito de argilas moles	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Quanto maior a rigidez da geogrelha, maior a capacidade de carga ✓ Alguns geossintéticos se separavam do solo cimentado na primeira condição, reduzindo um pouco a capacidade de carga ✓ Início do processo de formação de fissuras corresponde à capacidade de carga da fundação ✓ Até a ruptura do composto ser atingida, a geogrelha não entrava em carga
Hirao et al. (1996)	Campo e modelagem numérica: composto de geossintéticos em solos moles	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Recalques são mais afetados pelo aterro do que pelo peso do trator ✓ Máxima tensão de tração mobilizada pela geogrelha também segue a mesma conclusão ✓ Incremento da taxa de capacidade de carga de solos moles reforçados com geotêxteis
Sales (1998)	Campo: ensaios de placa assentes em solo cimentado	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ensaios de placa demonstram ser adequados e confiáveis ✓ Determinação dos níveis de recalques e da capacidade de suporte da fundação ✓ Identificação da forma de ruptura ✓ Adição de cimento resulta em um acréscimo da capacidade de carga e uma redução dos recalques ✓ Observação do comportamento do sistema solo-estrutura <i>in situ</i> ✓ Aumento nos valores das tensões normalizadas com o acréscimo da razão H/D ✓ Ruptura por puncionamento ✓ Formação de superfícies de ruptura inclinadas ao longo da camada de solo melhorado com cimento (45°)
Tessari (1998)	Campo: ensaios de placa assentes em uma camada de cinza pesadacimento	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Menor deformabilidade e maior capacidade de suporte que as fundações assentes sobre o solo natural ✓ Quanto maior a relação entre a espessura da camada tratada e o diâmetro da placa (H/D), maiores eram essas diferenças de deformabilidade e capacidade de suporte ✓ Ruptura por puncionamento
Zhao et al. (1996)	Modelagem numérica: método da "Slip-Line"	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Abacos que permitem projetar o reforço necessário, com seu comprimento, número de camadas e espaçamento
Yamamoto e Otani (1996)	Modelagem numérica: método de elementos finitos rígido-plásticos	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Área de fluxo plástico (resistência mobilizada) no caso reforçado é muito superior, se comparada com o modo sem reforço ✓ Quando o reforço foi colocado a uma profundidade tal que $z/B = 1,6$ – com $L_c/B = 1,0$ –, o mecanismo de ruptura se tornou similar ao caso sem reforço ✓ Há uma profundidade ótima para se colocar o reforço
Nataraj et al. (1996)	Modelagem numérica: método dos elementos finitos considerando o comportamento da areia como não-linear	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Inclusão do reforço em areias fofas resulta num aumento de sua rigidez e reduz consideravelmente os recalques ✓ Maiores reduções dos recalques podem ser obtidos com o incremento do número de camadas de reforço e com maiores comprimentos ✓ Porcentagem de melhoramento da capacidade de carga varia com o tamanho da sapata e número de reforços ✓ Contribuição do reforço no aumento da capacidade de carga é mais evidente para as sapatas pequenas do que para as de maiores dimensões.

CAPÍTULO 3

3 – Equipamentos, Procedimentos de Ensaio e Materiais Utilizados

3.1 – Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais de caracterização dos materiais empregados na pesquisa. Complementarmente, são discutidas as técnicas de ensaios utilizadas no estudo do comportamento carga-recalque das fundações, procurando-se analisar materiais com e sem reforço. Utilizou-se como ferramenta básica ensaios em modelo reduzido, nos quais se mediu a carga e os deslocamentos no corpo de prova. Alguns procedimentos foram assistidos com fotografias e filmagem, mapeando-se as fissuras observadas ao longo dos ensaios.

3.2 – Programa de Ensaios

A caracterização física do material utilizado como sub-base, bem como os ensaios realizados para quantificar os efeitos de escala da câmara de calibração, foi feita anteriormente por Diaz (1998).

Diaz (1998) realizou um programa preliminar de ensaios em câmara de calibração, em solo natural (areia) e em solo estratificado (solo cimentado sobre areia). As dimensões das sapatas corridas utilizadas variaram entre 70 e 200 mm. Neste trabalho optou-se pelas de 70 e 100 mm, cujas relações largura da sapata (B) versus espessura da camada de areia (L) são de 1/6 e 1/8,5. Um esquema geral do ensaio é visto na Figura 3.1. As sapatas de 100 mm foram escolhidas arbitrariamente para os ensaios de calibração dos equipamentos da câmara. Ao mesmo tempo, desta forma, obteve-se mais dados nestas condições para a areia fôfa.

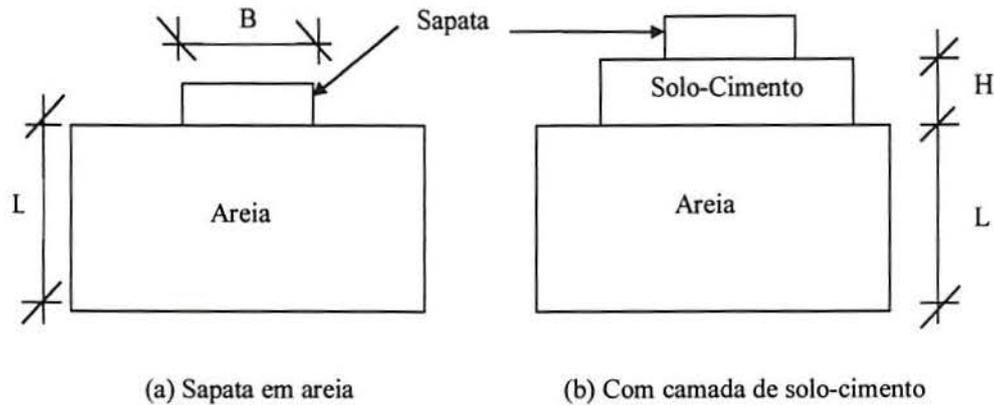


Figura 3.1. Nomenclatura utilizada na pesquisa

O procedimento de realização dos ensaios foi ligeiramente modificado. Enquanto Diaz (1998) fez ensaios monotônicos, neste trabalho realizaram-se ciclos de carregamento sobre camadas de solo artificialmente cimentado sobre sub-base de areia fofa. Os testes foram realizados com sapatas de 70 mm sobre camadas de solo artificialmente cimentado de 105 mm (relação espessura da camada tratada, H , versus largura da sapata, B , de 1,5). Diaz (1998) observou que esta correspondia a uma situação mais realista, onde os problemas de efeitos de escala eram minimizados. Os corpos-de-prova foram compactados nas energias de Proctor Normal (P.N.) e Intermediário (P.I.), com 3%, 5% e 7% de cimento. Os corpos-de-prova com 3% foram ensaiados com e sem geotêxteis, sendo esta escolha justificada mais adiante.

Como forma complementar ao trabalho e visando-se avaliar o mecanismo de ruptura característico dos solos melhorados, foi utilizada filmagem em alguns ensaios. Isso pode permitir uma melhor visualização da progressão das fissuras. A Tabela 3.1 apresenta o resumo dos ensaios realizados no solo de sub-base e com as camadas de solo cimento, com sapatas testadas em câmara de calibração.

3.3 – Descrição do Equipamento – Métodos Utilizados

Os métodos de ensaio e demais procedimentos utilizados durante o programa experimental são apresentados nesta seção. A descrição detalhada dos procedimentos é discutida, fazendo-se referência às normas técnicas, quando procedente. Todas as atividades foram desenvolvidas no Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais (LEGG), no período entre novembro de 1997 a fevereiro de 1999.

Tabela 3.1. Resumo do programa de ensaios

Ensaio de laboratório	Solo de Sub-base	Solo cimentado s/ geotêxtil	Solo cimentado c/ geotêxtil VP75	Solo cimentado c/ geotêxtil VP100	Total
Sapata 10 [B/L = 1/6]	4				4
Sapata 7 [B/L = 1/8,5]	3				3
Sapata 7 [H/B = 1,5]					
3% P.N.		2	2	2	
3% P.I.		2			
5% P.N.		4	2		21
5% P.I.		3			
7% P.N.		2			
7% P.I.		2			
Ensaio c/filmagem	2	8	2	2	14

3.3.1 – A Câmara de Calibração

Todos os ensaios em modelo reduzido foram realizados em uma câmara de aço com espessura de 30 mm e parede frontal de vidro de 19 mm, colocado para permitir a observação óptica direta dos deslocamentos do solo e as fissuras no material cimentado. A câmara de calibração foi projetada por Diaz (1998) com as seguintes dimensões: 1,13 m de comprimento, 0,305 m de largura e 0,80 m de profundidade. Uma representação esquemática da câmara é apresentada na Figura 3.2. Um pórtico de aço é utilizado como sistema de reação.

Diaz (1998) projetou a câmara de forma a realizar ensaios de placa em escala reduzida. Selecionou suas medidas segundo critérios compatíveis com a prática internacional para ensaios em modelos reduzidos em areias limpas e em solos tratados (Kolbuszewski et al., 1961; Jacobsen, 1976; Verma & Char, 1988; Huang & Tatsuoka, 1988; Kim & Cho, 1988). A meta foi a realização de ensaios de placa em condições de deformação plana.

A câmara possibilita realizar os ensaios em condições controladas, em amostras homogêneas de densidades conhecidas. A camada de sub-base é colocada na câmara a partir do processo de deposição de grãos. O sistema utilizado para depositar a areia consiste de uma chapa furada em grelha triangular de 80 mm com furos circulares de 20 mm de diâmetro. Este

dispositivo é posicionado a 0,50 m de altura do topo da câmara, sendo coberto por um plástico transparente grosso e uma borracha, na parte posterior, com objetivo de eliminar a poeira produzida no enchimento da câmara. Diaz (1998) observou que o sistema descrito permite a obtenção de amostras de areia fofa com densidade relativa variando entre 36 e 43 %, e de areia média da ordem de 56 a 58%. Maiores detalhes da areia serão vistos adiante.

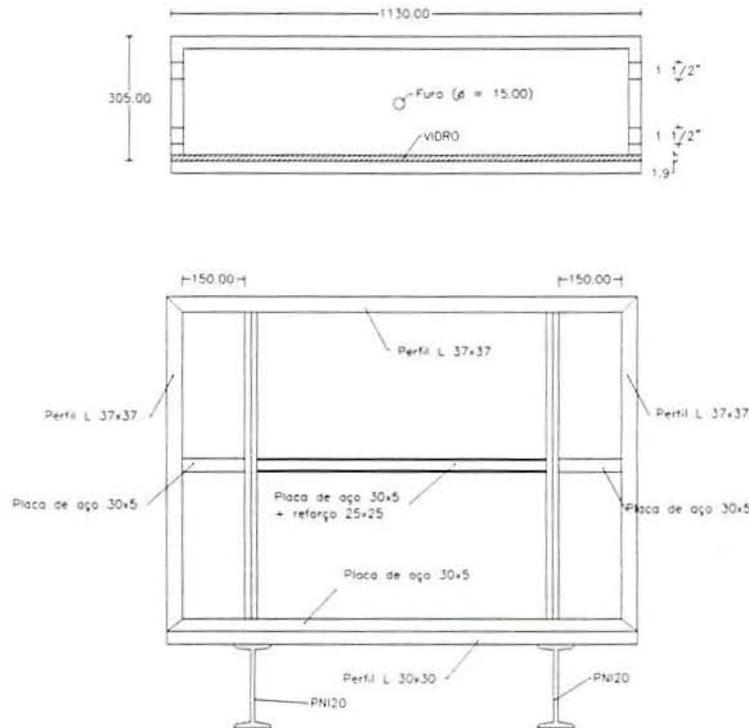


Figura 3.2. Representação esquemática da câmara de calibração (DIAZ, 1998)

3.3.1.1 – Método de Preparação do Ensaio

A preparação da camada de sub-base foi realizada de forma manual. A areia era colocada com uma pá na chapa furada, depositando-se por gravidade na câmara. Fazia-se um nivelamento no plano de assentamento da sapata com uma pá de plástico, sem pressionar muito para evitar compactar o material.

Após colocada a camada de sub-base, a placa, que simulava uma sapata em escala reduzida, era posicionada no centro de simetria da câmara de calibração e sobre ela posicionados os LVDTs. O sistema de monitoramento era constituído por uma célula de carga e dois LVDTs. Os primeiros deslocamentos eram monitorados a partir do posicionamento da célula

de carga sobre a placa. Colocava-se o macaco hidráulico e aplicavam-se os ciclos de carregamento, somando-se sempre 0,10 kN à última carga aplicada, até a ruptura. A precisão na aplicação da carga era de $\pm 0,01$ kN. O ensaio era realizado até que o curso total dos LVDTs (22 mm) fosse atingido. A precisão destes era de $\pm 0,01$ mm.

Nos ensaios com solo-cimento, uma vez realizado o enchimento da câmara de calibração, posicionavam-se os corpos-de-prova sobre a camada de areia. Eram transportados até a câmara sobre uma chapa de madeira, colocando-se esta em um desnível previamente executado. Então, deslocava-se o material cimentado para o centro geométrico da câmara e o desnível era preenchido e nivelado, permitindo a colocação da sapata e da instrumentação sobre uma camada de areia perfeitamente horizontal.

3.3.2 – Equipamentos Mecânicos e Elétricos Utilizados nos Ensaios

3.3.2.1 – Sapatas Corridas

Foram utilizadas sapatas corridas de larguras de 70 e 100 mm, feitas em aço, com comprimento de 0,305 m (da mesma dimensão da largura da câmara), com folga mínima, para assegurar o estado plano de deformação durante o carregamento.

3.3.2.2 – Pórtico de Reação

O pórtico de reação, idealizado por Diaz (1998), constitui-se de um conjunto de placas de aço de 0,16 m de comprimento por 0,18 m de largura, com espessura de 10 mm, soldadas a outra placa de 0,20 m de largura, 0,50 m de comprimento e 32 mm de espessura. A placa menor possui duas perfurações de 3/4" onde passam parafusos de aço do mesmo diâmetro. Aruelas e porcas completam o sistema de fixação. Nas placas foi soldado um perfil I 10 de aço que completa o pórtico. Suas dimensões encontram-se ilustradas na Figura 3.3.

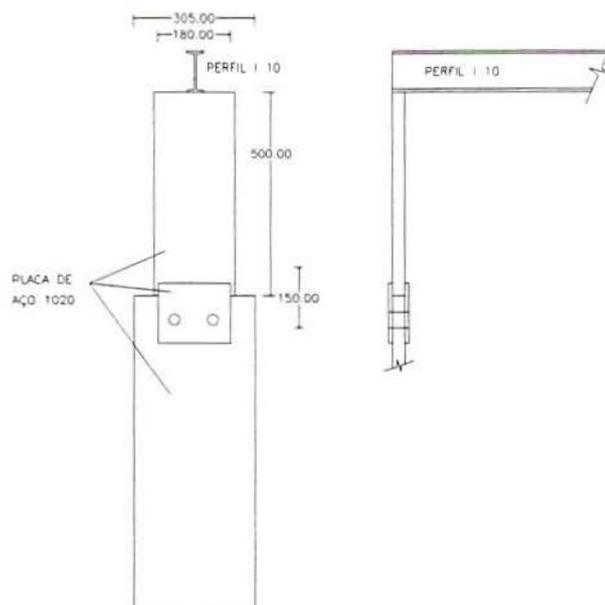


Figura 3.3. Esquema do pórtico de reação (DIAZ, 1998)

3.3.2.3 – Sistema de Aplicação de Cargas

a) Célula de carga

A célula de carga utilizada na pesquisa foi a da marca Kratos, mod. CCI com capacidade para 10 t. Foi calibrada na prensa do laboratório do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) com anéis dinamométricos de 1 t e 10 t. Ciclos de carregamento e descarregamento foram realizados, sendo os dados ajustados segundo uma única reta de calibração. A Figura 3.4 mostra a reta obtida. Os dados foram colhidos através de leituras em um multímetro de precisão 0,001 mV. A excitação foi proporcionada por uma fonte de 4V. O desvio de zero é mínimo, com um valor médio de 17 kg/1.000 kg. Não se observou histerésis nos ciclos de carregamento e descarregamento, como se pode observar na Figura 3.4.

b) Macaco Hidráulico

Utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade para 10 t da marca ENERPAC. Uma bomba de óleo, da mesma marca e capacidade, era acoplada através de mangueiras de alta pressão. A bomba era aparafusada a um dos lados da câmara de calibração com objetivo de facilitar o procedimento de ensaio, possibilitando que uma única pessoa assistisse a todo o processo. A Figura 3.5 mostra uma fotografia do equipamento utilizado.

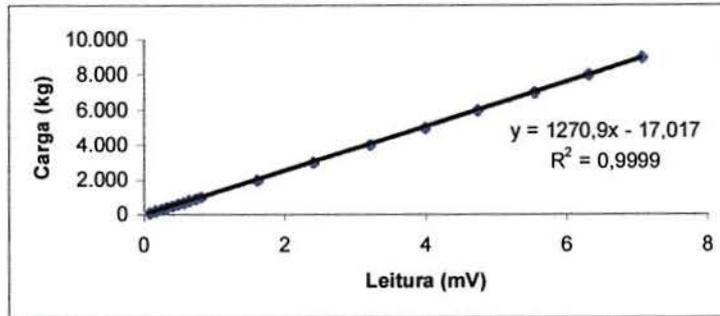


Figura 3.4. Calibração da célula de carga



Figura 3.5 Sistema de aplicação de cargas

3.3.2.4 – Medidores de Deslocamento

Os dois medidores de deslocamentos do tipo LVDT foram calibrados com um relógio comparador de 25 mm, sendo observada uma perfeita linearidade. A excitação foi proporcionada por uma fonte de 4V. As curvas típicas de calibração dos dois transdutores são apresentadas nas Figuras 3.6 e 3.7.

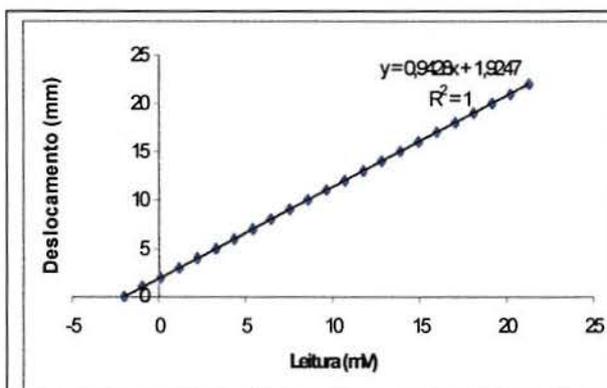


Figura 3.6. Calibração transdutor 1

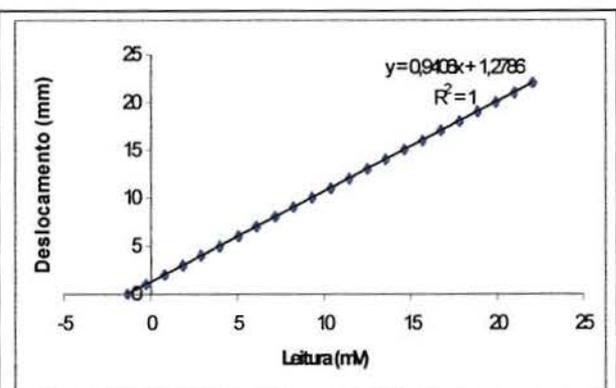


Figura 3.7. Calibração transdutor 2

3.3.2.5 – Sistema de Aquisição de dados

Como sistema de aquisição de dados, utilizou-se um computador 486 DX2 com 16 MB de memória RAM, conectado a um Data-Logger de precisão Hewlett Packard HP 7500. O programa de aquisição de dados foi desenvolvido na linguagem QBasic e permitia a gravação dos dados enviados pelos LVDTs e da célula de carga em tempos pré-estabelecidos.

A excitação da célula de carga e dos transdutores de deslocamento era feita por uma fonte Leader LPS-136 A, em 4V. Esta voltagem foi escolhida por ser a máxima permitida pelos LVDTs. Como esta é uma fonte manual, com indicadores de leitura de baixa precisão, adaptou-se um multímetro de alta precisão em sua saída com a finalidade de se confirmar a voltagem. Uma visão geral do equipamento utilizado é mostrada na Figura 3.8. E os componentes descritos, o posicionamento da placa, o sistema de leitura e o pórtico de reação podem ser observados nas Figuras 3.9 e 3.10.

3.4 – Caracterização dos Solos na Câmara de Calibração

3.4.1 - Propriedades da Areia Utilizada como Sub-base

3.4.1.1 – A Areia

A areia de Osório/RS foi adotada como solo granular padrão para os experimentos. Possui várias propriedades semelhantes às das areias utilizadas em pesquisas na prática internacional. É classificada como uma areia fina quartzosa, proveniente de depósitos praias marinhos e eólicos e de retrabalhamento eólico atual da região costeira do Estado do Rio Grande do Sul. Pertence ao Sistema Laguna-Barreira III, associado a um terceiro evento transgressivo-regressivo pleistocênico. Sua localização pode ser vista na Figura 3.11.

Os depósitos correlacionáveis à Barreira III se estendem, de maneira quase contínua, ao longo de toda a planície costeira, desde Torres até o Chuí. Na parte setentrional da planície, ao norte da região de Osório, estes depósitos se encontram apoiados na base da escarpa da Serra Geral. (Ab'Sáber & Gomes, 1969). Na porção média da planície costeira, entre Osório e Rio Grande, os depósitos associados a este evento transgressivo-regressivo pleistocênico atua-

ram como uma verdadeira barreira, isolando do lado do continente, na região retrobarreira, um importante sistema lagunar (Sistema Lagunar III) hoje em dia ocupado, em sua maior parte, pela Lagoa dos Patos. A natureza estratigráfica desta barreira foi estudada com maior detalhe por Tomazelli et al. (1982) e Tomazelli (1985).



Figura 3.8. Equipamento computacional e sistema de coleta de dados

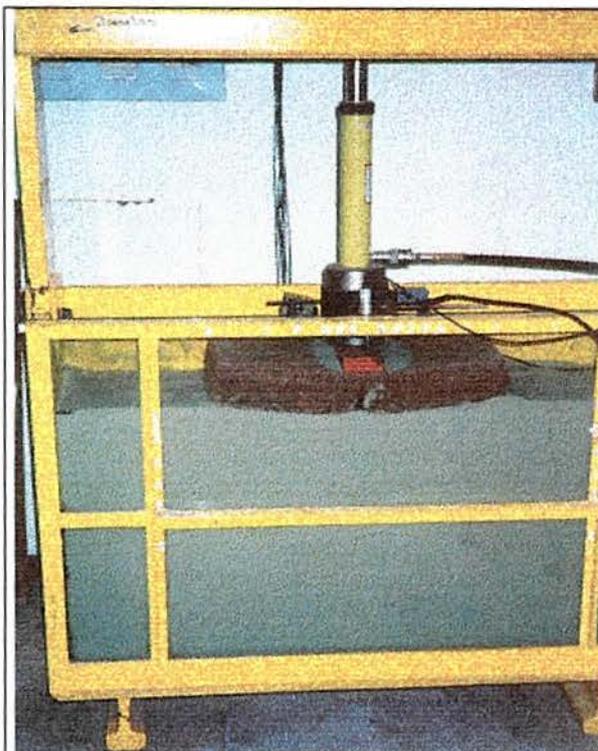


Figura 3.9. Fotografia do sistema de aplicação de cargas

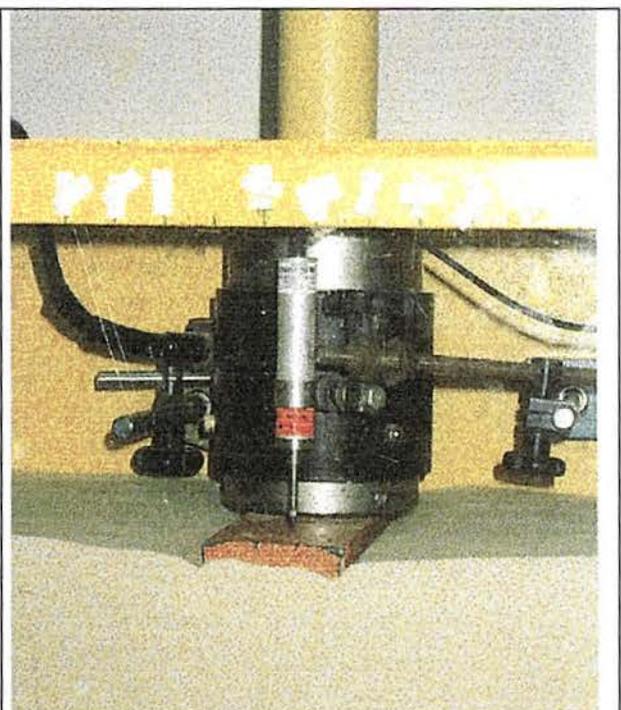


Figura 3.10. Detalhe da célula de carga, dos LVDTs, do macaco e da sapata corrida durante um ensaio em areia ($B/L = 1/8,5$). Observar o puncionamento.

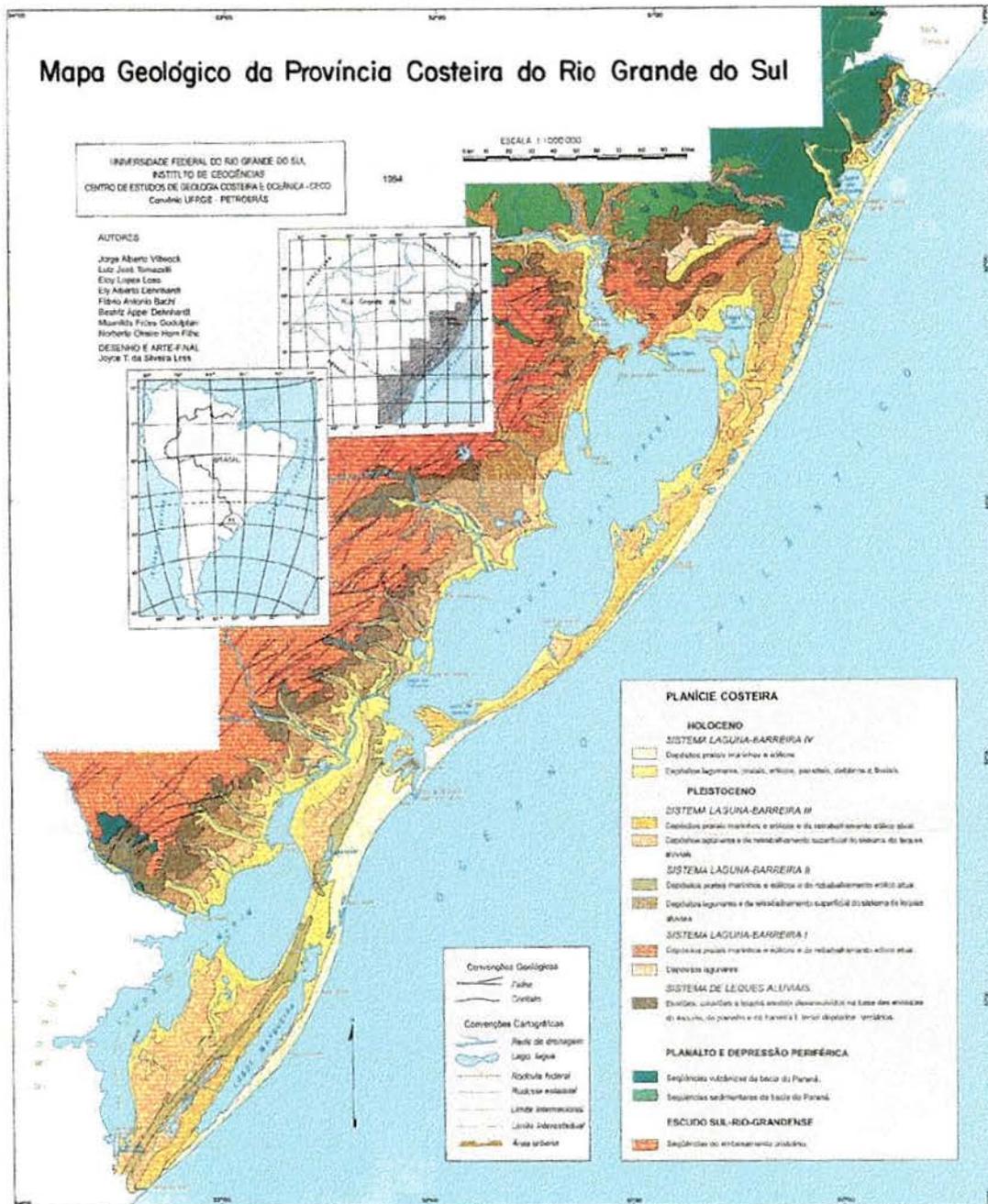


Figura 3.11. Localização da areia utilizada na pesquisa

3.4.1.2 – Mineralogia e Propriedades Físico-Químicas

Utilizando-se o método de visualização em lupa binocular e, com aumento de até 45X, foi feita uma análise composicional da fração grosseira dos minerais em uma amostra que continha 139,3400 g. A análise físico-química e os minerais encontrados podem ser vistos nas Tabelas 3.2. e 3.3. A Figura 3.12 mostra a distribuição das freqüências encontradas.

Tabela 3.2. Análise Físico-Química

pH	5,90 (ácido)
Matéria Orgânica	0,00 %
Condutividade (no momento e após uma hora do preparo das soluções)	9,80 $\mu\Omega$ e 13,67 $\mu\Omega$

Tabela 3.3. Análise da fração grosseira dos minerais

Mineral	(%)	Peneira (mm)	Material (g)	Frequência simples	Frequência acumulada
<ul style="list-style-type: none"> • Quartzo • Outros minerais 	99,5 0,5	0,250 (areia média)	18,6359	13,3740	13,3740
<ul style="list-style-type: none"> • Quartzo • Nucleação de argilas sem grãos de quartzo • Grãos tingidos por ferro • Glauconita • Ilmenita • Turmalina • Magnetita 	99,2 0,8	0,125 (areia fina)	99,4548	71,3760	84,7500
<ul style="list-style-type: none"> • Quartzo • Ilmenita • Turmalina escura • Magnetita • Turmalina clara • Zircão • Glauconitas 	97,5 2,0 0,5	0,062 (areia muito fina)	21,0036	15,0740	99,8240
<ul style="list-style-type: none"> • Quartzo • Agregados de argilo-minerais, micas, agregados férricos (ou microconcreções) • Ilmenita • Turmalinas • Magnetita 	60,0 40,0	Fundo	0,2458	0,1760	100,0000

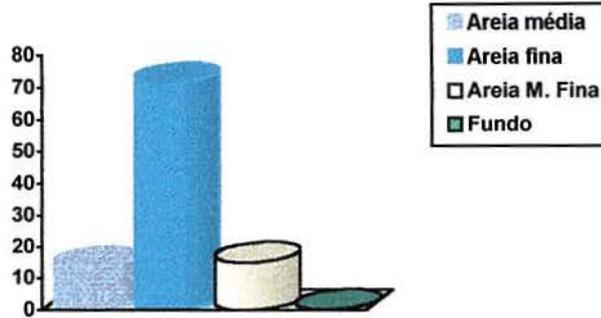


Figura 3.12. Distribuição de freqüências da areia de Osório

3.4.1.3 – Características Gerais

O comportamento desta areia foi estudado sob condições de deformações planas em câmara de calibração e através de ensaios de cisalhamento direto por Diaz (1998), e com ensaios triaxiais por Montardo (1999). O peso específico é de 2,627 e sua curva granulométrica pode ser vista na Figura 3.13. É um material bem uniforme (coeficiente de uniformidade $CU = 1,9$), com D_{50} igual a 0,29 mm. Os índices de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$) são respectivamente 0,85 e 0,57. As características gerais da areia são resumidas na Tabela 3.4. Como forma de comparação, também são apresentadas as propriedades de outras areias utilizadas em pesquisas em câmaras de calibração (Jacobsen, 1976; Rad & Tumay, 1987; Schnaid, 1990; Simonini, 1996). Os valores medidos são representativos de areias limpas.

Tabela 3.4. Propriedades da areia de Osório e de outras areias da literatura.

Propriedades	Areia de Osório (Diaz, 1997)	Areia Leighton Buzzard 14/25 (Schnaid, 1990)	Areia Blokhus (Jacobsen, 1976)	Areia Monterey (Rad & Tumay, 1987)	Areia do Rio Adige (Simonini, 1996)
G_s	2,627 kN/m ³	2,65 kN/m ³	2,65 kN/m ³	2,65 kN/m ³	2,71 kN/m ³
$C.U$	1,9	1,3	-	-	-
D_{50}	0,29 mm	0,80 mm	0,17 mm	0,36 mm	0,42 mm
$e_{mín}$	0,57	0,479	0,53	0,56	0,64
$e_{máx}$	0,85	0,774	0,79	0,85	0,99
$\gamma_{dmáx}$	16,7 kN/m ³	-	-	16,9 kN/m ³	16,5 kN/m ³
γ_{dmin}	14,2 kN/m ³	-	-	14,3 kN/m ³	13,6 kN/m ³
ϕ_{cv}	33°	34,3°	-	-	35,5°

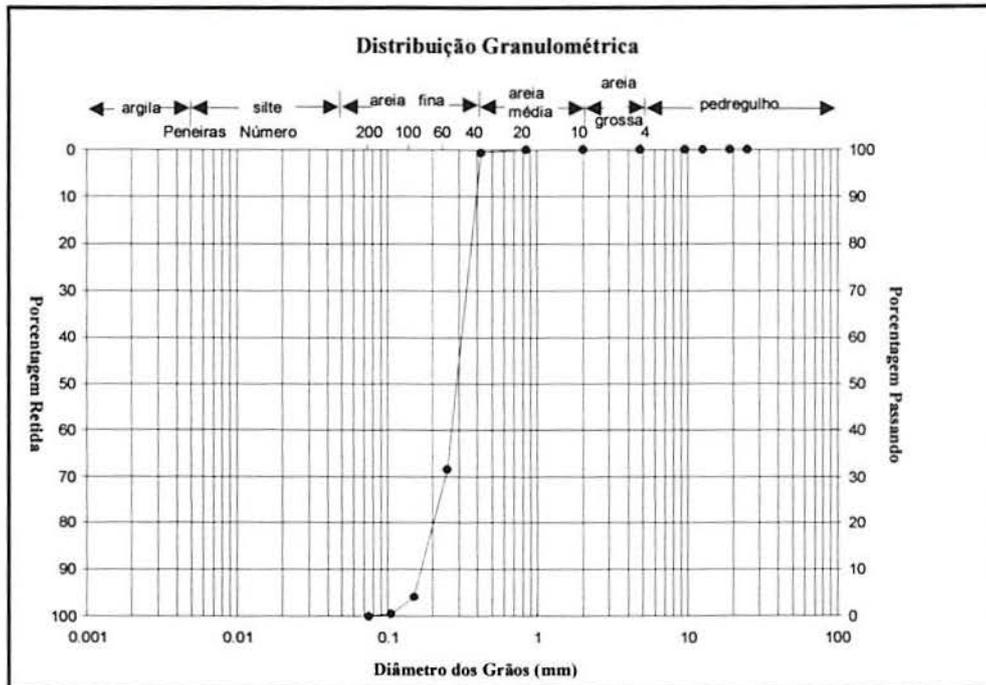


Figura 3.13. Curva Granulométrica da areia de Osório (Diaz, 1998)

3.4.1.4 – Ensaios de Cisalhamento Direto

Diaz (1998) determinou duas envoltórias de ruptura, através de ensaios de cisalhamento direto, para a areia nas condições de densidade média e fofa, conforme as Figuras 3.14 e 3.15. O ângulo de atrito interno do material medido nos ensaios foi de 35° no caso de areia fofa e 37° no caso de areia média.

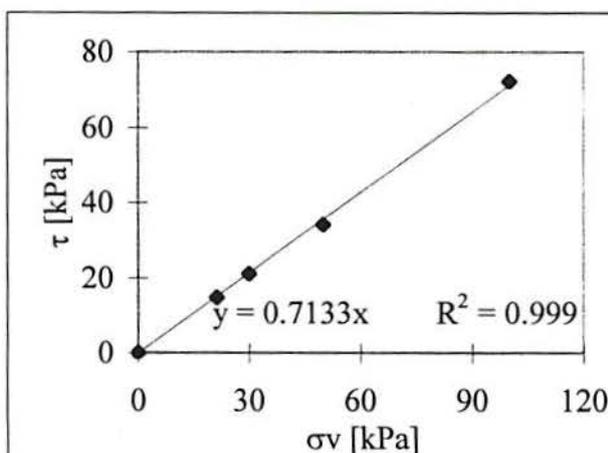


Figura 3.14. Ângulo de atrito interno da areia fofa.
 $Dr = 40\%$

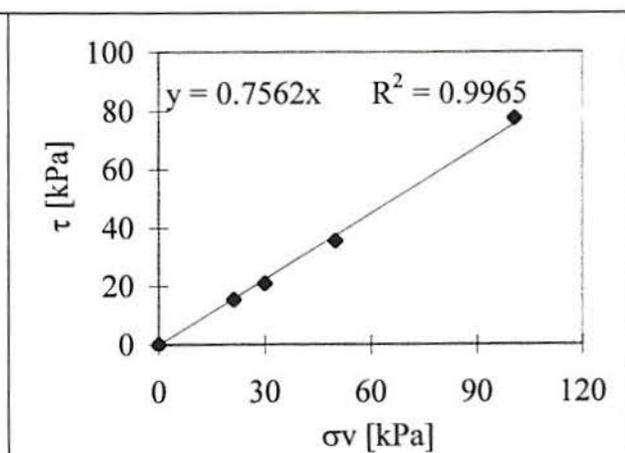


Figura 3.15. Ângulo de atrito interno da areia média.
 $Dr = 56\%$

3.4.1.5 – Ensaios Triaxiais

Montardo (1999) realizou alguns ensaios triaxiais com a areia de Osório/RS na condição pura ($D_r = 57\%$). Nas Figuras 3.16, 3.17 e 3.18 podem ser vistos os seus resultados, com as curvas de tensão desvio versus deformação axial, deformação volumétrica versus deformação axial e diagrama $p' \times q$, respectivamente, sendo p' dado por:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad [3.1]$$

3.4.1.6 – Parâmetros de Resistência

A mais importante consideração em relação ao comportamento de resistência ao cisalhamento de solos não coesivos está na não linearidade da envoltória de ruptura (De Beer, 1965; Vesic e Clough, 1968). O ângulo de atrito de uma dada areia depende da magnitude da tensão efetiva no seu plano de ruptura. Embora as envoltórias de ruptura apresentem comportamento linear para os níveis de tensões normais aplicadas, buscou-se neste trabalho utilizar métodos correntes de interpretação para estimar a resistência ao cisalhamento da areia de Osório. Objetiva-se com isso verificar a compatibilidade entre esta areia e outras descritas na prática internacional.

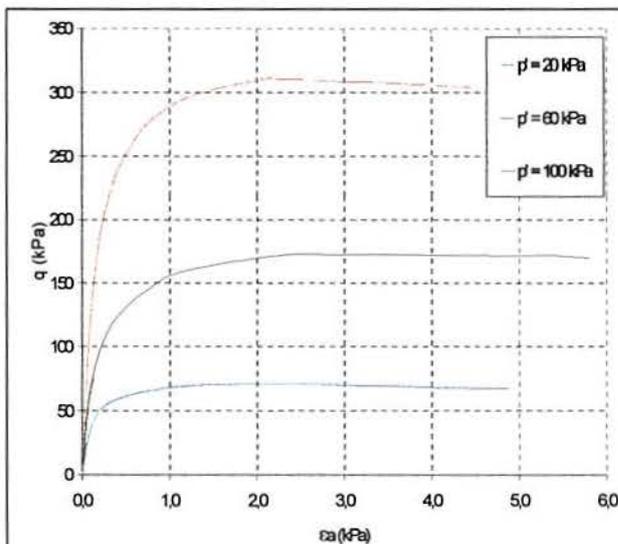


Figura 3.16. Tensão desvio x deformação axial (Montardo, 1999)

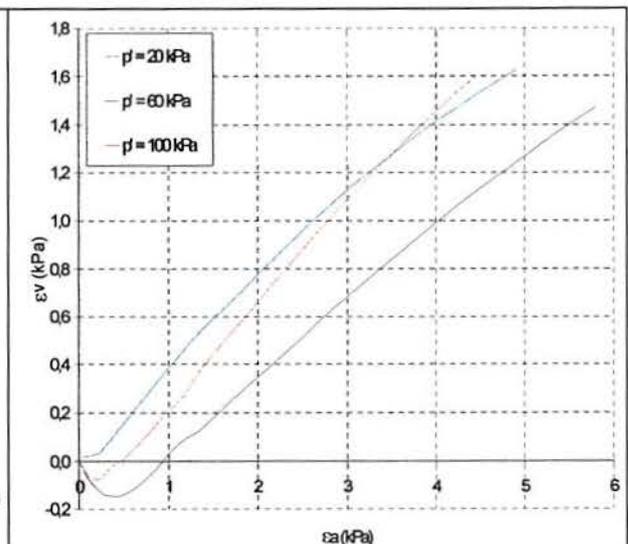


Figura 3.17. Deformação volumétrica x deformação axial (Montardo, 1999)

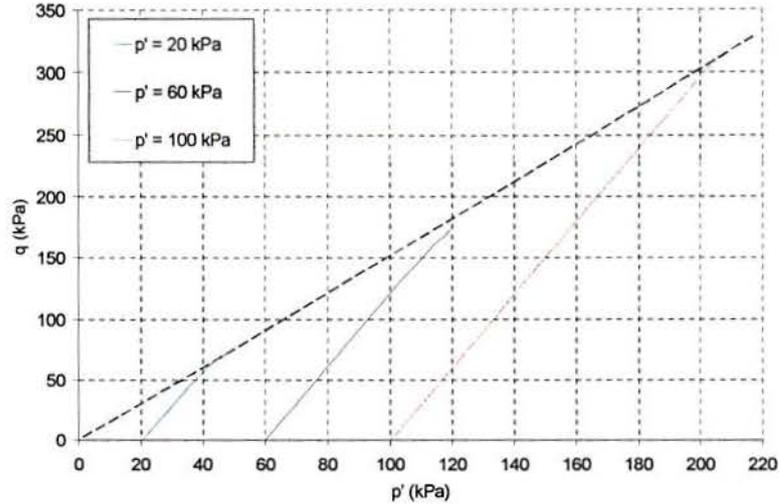


Figura 3.18. Diagrama $p' \times q$ (Montardo, 1999)

Been e Jefferies (1985) e Bolton (1986) desenvolveram métodos para descrever o comportamento das areias, nos quais se combinam a densidade e o nível de tensões. Bolton (1986, 1987) propôs uma formulação semi-empírica semelhante a da teoria da tensão-dilatância de Rowe (Rowe, 1962). A resistência ao cisalhamento de um solo não coesivo é relacionada com o ângulo de atrito no estado crítico e sua taxa de dilatância na ruptura, que por sua vez depende da densidade relativa, nível de tensão média efetiva e compressibilidade do solo. Baseado em um número significativo de ensaios de laboratório, o ângulo de atrito secante de pico ϕ_p' para a condição triaxial foi estimado como:

$$\phi_p' = \phi_{cv}' + 3I_r \quad [3.2]$$

e para a condição de estado plano:

$$\phi_p' = \phi_{cv}' + 5I_r \quad [3.3]$$

onde ϕ_{cv}' é o ângulo de atrito crítico e I_r é um “índice de dilatância relativa”, dado por:

$$I_r = Dr \left(Q - \ln \frac{p'}{kPa} \right) - 1 \quad [3.4]$$

onde Dr é a densidade relativa, p' a tensão efetiva média na ruptura e Q uma constante dependente da compressibilidade e da mineralogia da areia. Bolton (1986) sugere um valor geral de $Q = 10$ para a maioria das areias silicosas.

Schnaid (1990) estudou a teoria de Bolton na areia de Leighton Buzzard com ensaios triaxiais. Determinou o valor do ângulo crítico ϕ'_{cv} através da relação entre o ângulo de atrito de pico medido e sua correspondente taxa de dilatação na ruptura. No caso da areia de Osório, a validação dessa teoria foi feita através de resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, executados por Diaz (1998) e Montardo (1999), respectivamente.

O ângulo de atrito no estado plano foi obtido pela expressão proposta por Jewell (1989), estimado com base no ângulo de atrito de cisalhamento direto, dado pela equação:

$$\text{sen } \phi'_{ps} = \tan \phi_{CD} / (\cos \varphi + \text{sen } \varphi \cdot \tan \phi_{CD}) \quad [3.5]$$

Jewell (1989), investigando areias com ϕ'_{cv} na faixa de 30° a 37° , observou que a tangente do ângulo de atrito da condição plana de deformações é de 20% a 25% maior que a tangente do ângulo de atrito de cisalhamento direto. No caso da areia de Osório, essa variação ficou na ordem de 18,5%. Vale lembrar que essa equação foi desenvolvida para um equipamento de cisalhamento direto especial, sendo muito sensível ao ângulo de dilatação. Entretanto, os resultados mostram uma boa aproximação para a areia estudada.

Uma comparação entre os ângulos de atrito medidos e calculados pelas Equações 3.2 e 3.3 está apresentado na Figura 3.19. Na realização dos cálculos, utilizaram-se as informações das Fig. 3.14, 3.15 e 3.16. A Tabela 3.5 apresenta um resumo dos valores medidos e calculados, utilizando-se as equações acima. Os valores de ângulos de atrito de pico, medidos a cada ensaio de cisalhamento direto e triaxial, são representados por $\phi'_{p(\text{medido})}$. Os mesmos valores de ϕ'_{p} medidos são convertidos para ϕ' em estado plano de deformações, cuja nomenclatura é ϕ'_{ps} . Para tanto, os ângulos de atrito de pico medidos nos ensaios triaxiais foram transformados em ϕ'_{ps} através da relação proposta por Lade e Lee (1976):

$$\phi'_{ps} = (\phi'_{tx} \cdot 1,5) - 17 \quad [3.6]$$

Os valores calculados através da correlação de Bolton (1986) em estado plano de deformações são representados por $\phi'_{ps(\text{calc})}$.

Tabela 3.5. Determinação dos ângulos de atrito de pico

Dr	Ensaio	σ_3	σ_1	p'	lr	$\phi'_{ps(\text{calc})}$	$\phi'_{ps(\text{medido})}$	$\phi_{ps'}$
40%	CD1	13,62	49,74	25,66	1,70	41,5	34,8	41,8
40%	CD2	19,13	70,97	36,41	1,56	40,8	35,1	42,8
40%	CD3	32,39	116,40	60,39	1,36	39,8	34,4	42,6
40%	CD4	62,81	240,19	121,94	1,08	38,4	35,8	43,9
56%	CD1	13,48	52,37	26,45	2,77	46,8	36,2	46,4
56%	CD2	19,62	71,93	37,06	2,58	45,9	34,8	44,1
56%	CD3	32,93	121,33	62,40	2,29	44,4	35,0	41,4
56%	CD4	62,07	256,25	126,80	1,89	42,4	37,6	44,5
57%	TX1	20,00	91,04	43,68	2,55	45,7	39,8	42,7
57%	TX2	60,00	232,93	117,64	1,98	42,9	36,2	37,3
57%	TX3	100,00	410,00	203,33	1,67	41,4	37,4	39,2

A variação do ângulo de atrito máximo com a tensão efetiva na ruptura pode ser observada na Figura 3.20. A dispersão dos resultados é evidente, especialmente para areias fofas. E essa evidência é verificada com frequência, devido à dificuldade de reprodução das amostras nesta densidade.

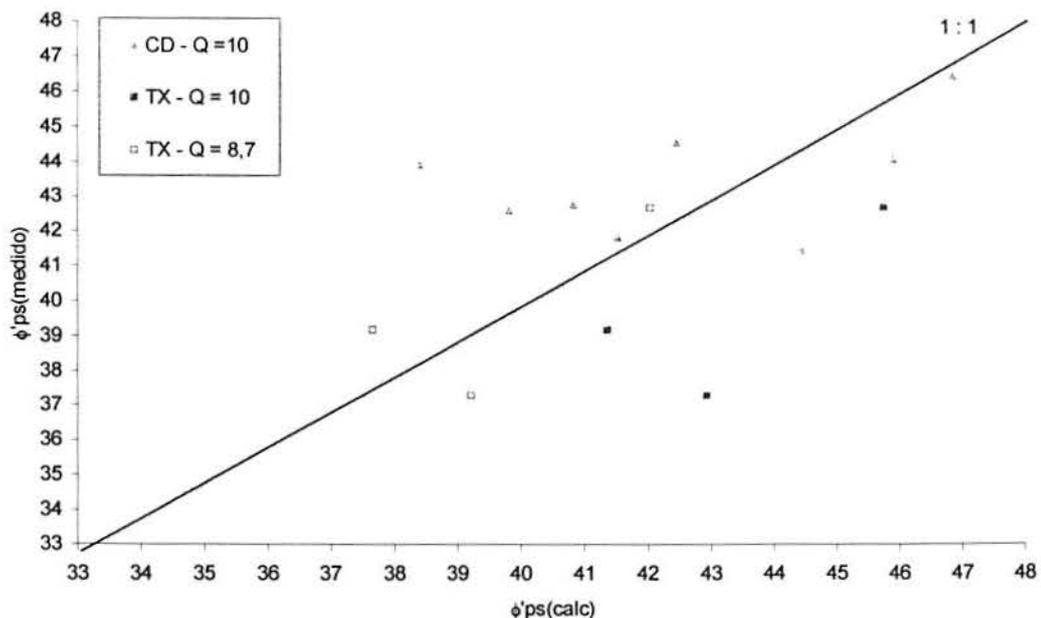


Figura 3.19. Ângulo de atrito de pico em condição de deformação plana medido versus calculado

Uma análise por regressão não-linear foi feita usando-se a combinação das equações 3.2, 3.3 e 3.4 para determinar o coeficiente que produz o melhor ajuste para uma reta que relaciona os ângulos de atrito medidos ϕ'_p e sua densidade relativa e níveis de tensões. O valor encontrado foi de $Q = 10,5$, perfeitamente compatível com a prática internacional e com a proposição original de Bolton ($Q = 10$). O valor de $Q = 10,5$ produz o melhor índice de ajuste, mas, devido à dispersão observada, segue-se que o valor de $Q = 10$, proposto por Bolton (1986), é perfeitamente adequado para representar o comportamento do material. Já os ensaios triaxiais produziram um valor de ajuste satisfatório para $Q = 8,7$. Esta diferença pode ser simplesmente atribuída a algum problema experimental. Porém, deve-se notar que Schnaid (1990) encontrou 9,9, valor muito próximo ao sugerido por Bolton (1986). Jamiolkowski e Robertson (1988) observaram que há uma pequena diferença entre o ângulo de atrito de pico medido e calculado, e constataram que existe uma necessidade de se definir a constante empírica Q em relação à sua mineralogia e compressibilidade para uso da formulação de forma mais geral e precisa. Simonini (1996) ensaiou um material semelhante, considerando o método descrito por Bolton (1986). A areia estudada possui granulometria média-fina uniforme, quartzosa, proveniente do Rio Adige, Itália. As características deste material encontram-se na Tabela 3.4. Em seu trabalho, ele mostra a variação do ângulo de atrito máximo com a tensão efetiva média na ruptura, de forma semelhante à vista para a areia de Osório na Figura 3.20. As linhas contínuas da figura são formadas pela expressão de Bolton (1986).

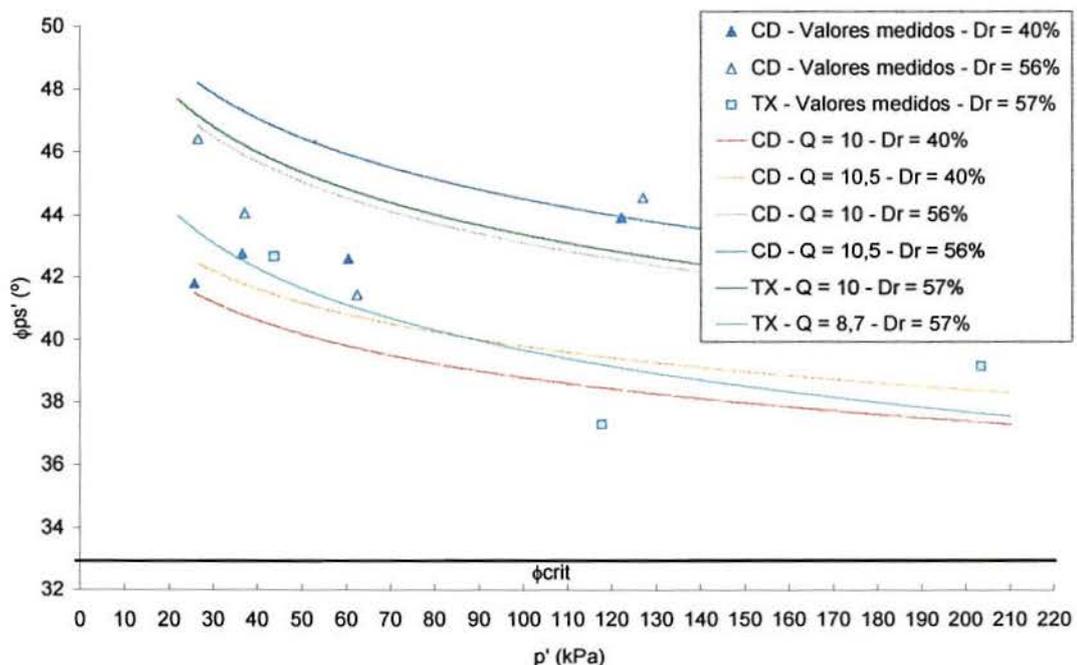


Figura 3.20. Variação do ângulo de atrito máximo com a tensão efetiva na ruptura para a areia de Osório, RS

Been e Jefferies (1985) e Been et al. (1986, 1987) introduziram um outro método de previsão de ângulos de atrito usando o conceito do parâmetro de estado, ψ , para descrever a condição da areia. O parâmetro de estado é definido como a diferença entre o índice de vazios e da areia e o seu índice e_{ss} no estado crítico, para a mesma tensão efetiva média p' . Esta aproximação requer medidas independentes (ou estimativas) da tensão horizontal σ'_h in situ e ensaios de laboratório para se determinar a inclinação da linha do estado crítico (grafada como índice de vazios contra $\log_{10} p'$). Para a maioria das areias, compreendidas desde partículas sub-arredondadas até sub-angulares, a relação entre o ângulo de atrito de pico e o parâmetro de estado é expressa por:

$$\phi_p' = 32 \left(1 - \frac{5}{3} \psi \right) \quad [3.7]$$

De forma a estimar o parâmetro de estado dos ensaios, e na ausência de ensaios específicos na areia de Osório, foi utilizada a linha do estado crítico determinada a partir de ensaios de deformações planas para a areia de Leighton Buzzard 14/25 (Stroud, 1971), de maneira semelhante a Schnaid (1990):

$$e_{ss} = 0,88 - 0,06 \log_{10} \left(\frac{p'}{kPa} \right) \quad [3.8]$$

Schnaid (1990) fez uma comparação entre os ensaios realizados na areia Leighton Buzzard e os resultados apresentados por Sladen et al. (1985). Apesar de ter observado alguma dispersão, os dados obtidos em ensaios triaxiais na condição do estado crítico ficaram próximos aos da faixa dos resultados de Stroud. As trajetórias de tensões e as pequenas diferenças nas propriedades dos materiais podem afetar a posição da linha do estado crítico, concluindo-se então que os valores de estado não podem ser usados com total confiança.

A Figura 3.21 mostra um gráfico relacionando os ângulos de atrito medidos e calculados através da equação [3.7]. A comparação entre os valores medidos e previstos não apresenta nenhuma tendência definida. Na impossibilidade de se determinar parâmetros de estado para a areia de Osório, esta correlação não pode ser empregada.

Como conclusão, a previsão dos parâmetros de resistência da areia de Osório é feita, para qualquer densidade, utilizando-se a formulação de Bolton (1986), adotando-se um valor de $Q = 10$.

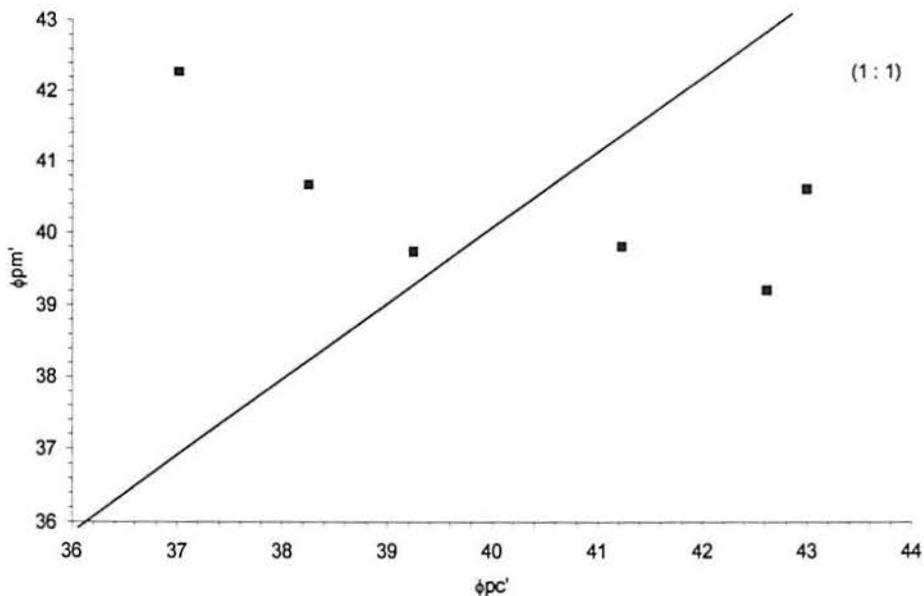


Figura 3.21. Ângulo de atrito de pico medido versus calculado para a areia de Osório, RS, usando o parâmetro de estado

3.4.1.7 – Módulo de Elasticidade

Diaz (1998) determinou o módulo de elasticidade através das curvas tensão-recalque obtidos dos resultados dos ensaios das sapatas de 70 e 100 mm em câmara de calibração. Este procedimento foi realizado para as areias de densidades fofas e médias, e os valores de módulo assim determinados são resumidos na Tabela 3.6 e na Figura 3.22. Os níveis de deslocamento mostrados na figura correspondem ao módulo tangente inicial e às deformações de 0,1, 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 4,0, 8,0 e 10,0%. Os módulos foram calculados pelo autor através da expressão de Giroud (1968). Cuidados devem ser tomados após um nível de deformações de 2%, uma vez que a solução é elástica. Como a presente pesquisa abrange materiais em que a deformação dos corpos-de-prova até a ruptura é baixa, foram adotados módulos à deformações de 0,1%.

$$E = \frac{\sigma \cdot B \cdot I}{\delta} \cdot (1 - \nu^2) \quad [3.9]$$

sendo o valor médio de $I = 0,846$ – em função de fatores de forma – representativo da média obtida de diversos autores (Ostemberg, 1948; Leonards, 1962; Milovic, 1992; Hansbo, 1996), δ o recalque, σ a tensão, B a largura da sapata e ν o Coeficiente de Poisson ($= 0,2$).

Tabela 3.6. Módulo de Elasticidade das Areias de Sub-base

Valor de Módulo (MPa)		Deformação Axial (%)
Areia Fofa	Areia Média	
2,0	3,45	0,1
1,13	1,54	0,5
0,90	1,13	1,0
0,68	0,88	2,0
0,50	0,69	4,0
0,40	0,49	8,0
0,36	0,45	10,0

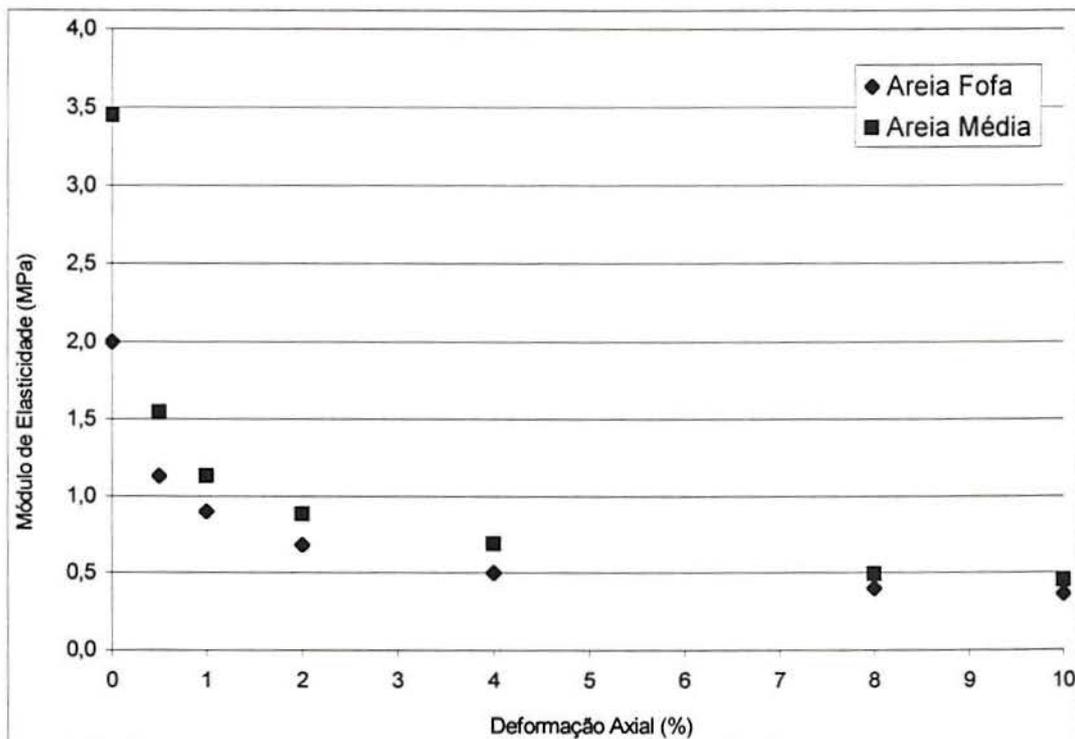


Figura 3.22. Variação do módulo de elasticidade com a deformação axial

3.4.2 – Propriedades do Solo Cimentado

3.4.2.1 – A Formação Botucatu

De acordo com Nuñez (1991), Campos (1889) foi o primeiro autor a descrever esta formação, relatando dados do IBGE(1986). Este autor denominou Grés de Botucatu aos arenitos que conformam a serra homônima no Estado de São Paulo.

Tommasi e Muhlmann et al., citados por Nuñez (1991), observaram que a Formação Botucatu no Rio Grande do Sul é constituída por arenitos com estruturas típicas de deposição eólica. Estes arenitos apresentam coloração vermelha, rosa e esbranquiçada, sendo finos a médios, normalmente quartzosos, friáveis devido à matriz reduzida, apresentando grãos foscos e geralmente bem arredondados. Os feldspatos presentes raramente ultrapassam 5% e a impregnação por pigmentos ferruginosos é responsável pela cor e cimentação.

Grehs (1976), citado por Nuñez (1991), relata que o arenito Botucatu é constituído por grãos quartzosos interligados por um cimento limonítico, o que lhe dá boa resistência. Quando perde o cimento, por efeito da erosão e intemperização, adquire comportamento de arenito friável e até de areia, tornando-se alvo de erosão.

Relatando o IBGE (1986), Nuñez (1991) mostra que a principal característica destes arenitos é a ausência de variação litológica, constituindo uma monótona sucessão de corpos nos quais persistem, de modo geral, as mesmas propriedades texturais, estruturais e mineralógicas, formando um empilhamento de cunhas arenosas que apresentam prolongamento maior na direção do vento. Os estratos ou lâminas de uma unidade mostram-se cruzados em relação aos das cunhas vizinhas.

Para Coulon (1973), a Formação Botucatu apresenta denotação típica de deposição eólica. Possui ótimas condições de estabilidade nos cortes não alterados, devido ao elevado ângulo de atrito interno. No caso da jazida explorada, os taludes eram quase verticais. Entretanto, esses solos são de difícil compactação, sendo necessário o emprego de elevada energia para se atingir o peso específico aparente seco máximo de projeto. É também muito erodível, fazendo da Formação Botucatu uma fonte de material de aterro de qualidade regular a precária. Quanto às condições de fundação de obras civis, são de regulares a excelentes, especial-

mente quando não existe cobertura coluvial. O autor indica ainda que o arenito Botucatu é um ótimo material para solo-cimento.

A localização da formação Botucatu no Estado do Rio Grande do Sul pode ser vista na Figura 3.23.

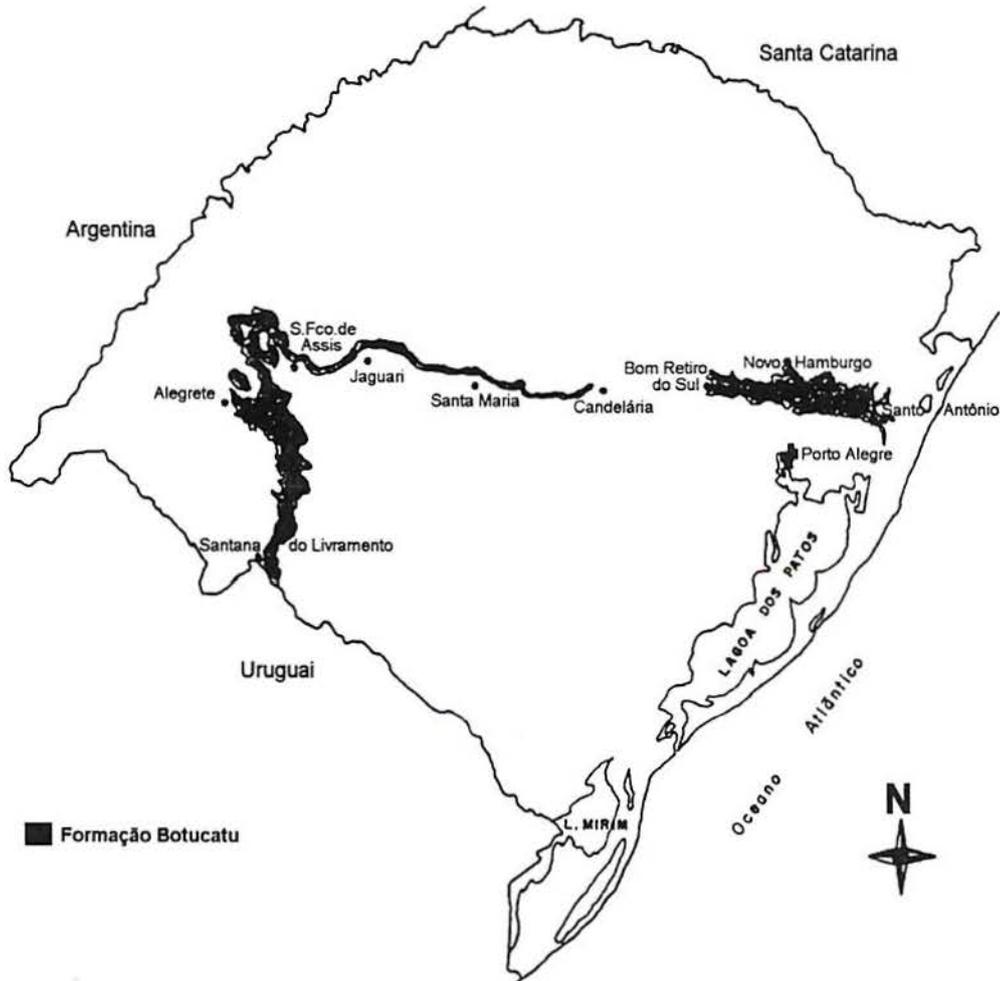


Figura 3.23. Formação Botucatu no Estado do Rio Grande do Sul. Nuñez (1991)

3.4.2.2 – O Solo

Utilizou-se na pesquisa o solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente a denominada Formação Botucatu. É uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica. A jazida de onde foram coletadas as amostras consiste de um talude situado às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, Município de São Leopoldo, RS, conforme mostra a Figura 3.24.

Para a presente dissertação não foram realizados ensaios de caracterização física do material cimentado. Utilizou-se os resultados de estudos anteriores, feitos por Nuñez (1991) e Prietto (1996).



Figura 3.24. Localização da Jazida

3.4.2.3 – Propriedades Físicas, Físico-Químicas e Mineralógicas

As propriedades físico-químicas são resumidas na Tabela 3.7. Os parâmetros da curva granulométrica, diâmetro efetivo (D_{10}) e coeficiente de uniformidade (C_u), seguem as defini-

ções apresentadas por Lambe & Whitman (1979). Na Figura 3.25 é apresentada a curva granulométrica determinada para o solo.

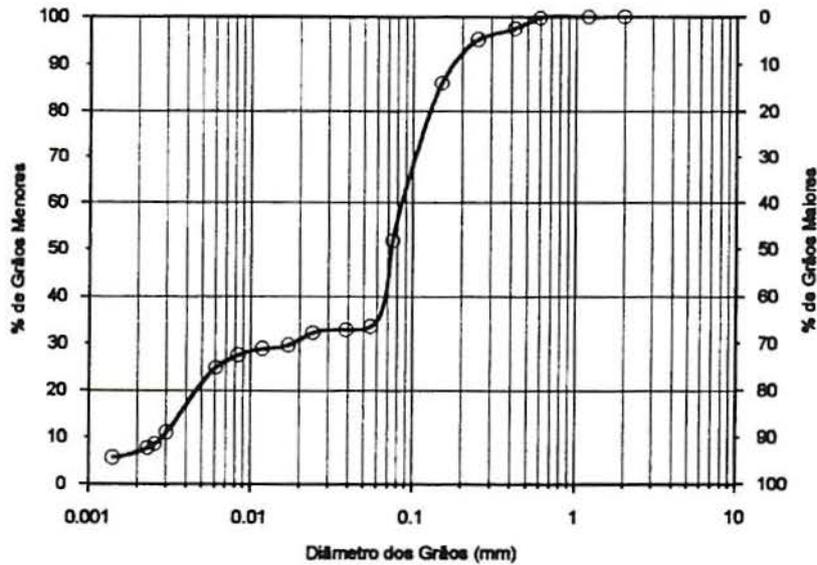


Figura 3.25. Curva granulométrica do solo (NUÑEZ, 1991).

Tabela 3.7. Propriedades físicas do solo

PROPRIEDADES	VALORES MÉDIOS	
	NUÑEZ (1991)	PRIETTO (1996)
Limite de Liquidez (LL)	21 %	22%
Limite de Plasticidade (LP)	17 %	15%
Índice de Plasticidade (IP)	4 %	7%
Limite de Contração (LC)	19 %	-
Densidade Real dos Grãos (γ_s)	26,7 kN/m ³	27,0 kN/m ³
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,003 mm	0,0028 mm
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	43	32
% de Areia Média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	4,3 %	2,4 %
% de Areia Fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	50,3 %	46,0 %
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,4 %	32,6 %
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	13,0 %	19,0 %

Na Tabela 3.8, Nuñez (1991) apresenta as principais características físico-químicas do solo estudado e, em especial, a mineralogia e composição química da fração argilosa.

Tabela 3.8. Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991)

Difratograma de Raios-x da Fração Argila	Fração Cristalina	15,70 %
	Caolinita	9,20 %
	Hematita	3,20 %
	Micas e illita	2,10 %
	Quartzo	1,20 %
	Fração Amorfa	84,30 %
Análise Química da Fração Argila	S_iO_2	9,70 %
	Al_2O_3	6,69 %
	Fe_2O_3	1,21 %
Análise Físico-química do solo	<i>pH</i>	4,7 (ácido)
	Matéria Orgânica	0 %
	<i>CTC</i>	3,01 mequiv/100g

Prietto (1996) observou que predomina, na fração argilosa, o mineral caolinita. Outras análises feitas por Nuñez (1991) corroboram esta afirmativa, indicando ainda a possível ocorrência de argilominerais do tipo 2:1 e de óxidos, especialmente de alumínio.

Nuñez (1991) determinou as curvas de compactação do solo nas energias Proctor Normal e Intermediário. Os parâmetros de compactação obtidos destas curvas são apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9. Parâmetros do solo compactado (Nuñez, 1991)

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$w_{\acute{o}t}$ (%)
Proctor Normal	17,40	15,90
Proctor Intermediário	18,90	13,90

3.4.2.4 – A Estabilização

Ceratti e Casanova (1988), analisaram o processo de estabilização com o cimento, diferenciando duas fases. A primeira consiste na hidrólise do cimento, durante a qual é gerada cal (in situ), o pH aumenta até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida é diminuída. Após alguns minutos se observa forte floculação. Na segunda fase substâncias cimen-

tantes são formadas sobre as superfícies das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato. Ligações fortes ainda podem ser criadas entre o cimento hidratado e partículas de argila localizadas sobre grãos de cimento.

Utilizando-se o método proposto por Ceratti e Casanova (1988), obteve-se a Figura 3.26 para o arenito Botucatu. Foram realizados dois ensaios, um com material pulverizado (pontos superiores) e um com o material apresentando pequenos torrões (pontos inferiores). A curva média dos resultados é apresentada na figura, com o objetivo de ilustrar uma possível tendência de comportamento.

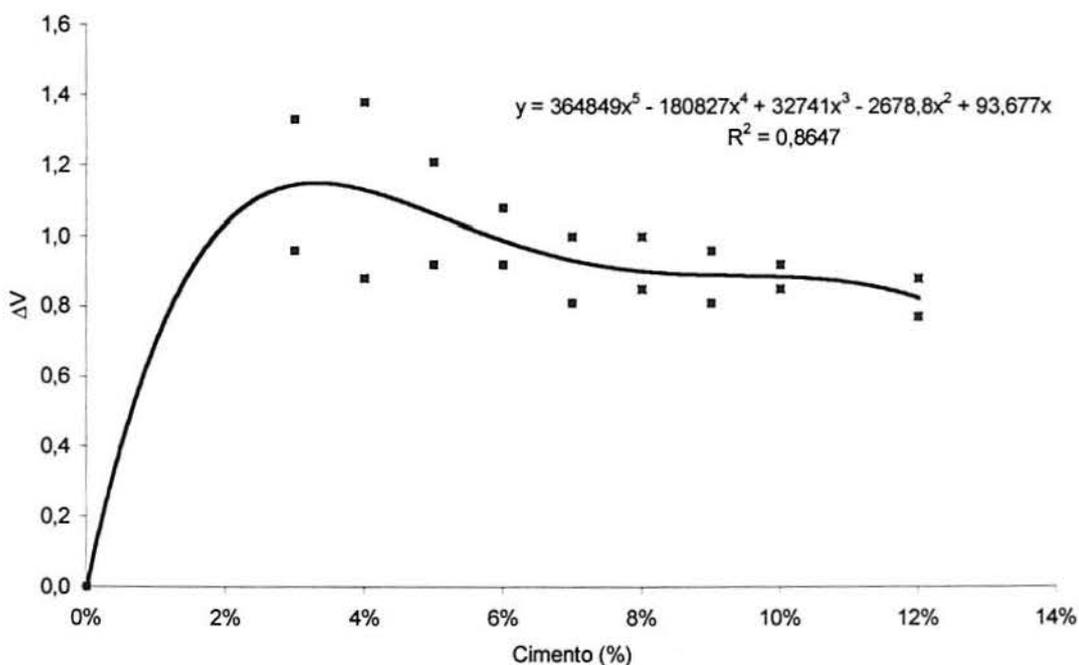


Figura 3.26. Curva de dosagem de cimento pelo método físico-químico

Nuñez (1991), estudando o mesmo solo, mas com cimento Portland comum CP-I 32, observou que as relações de resistência à compressão simples (RCS) versus teor de cimento são lineares. A taxa de ganho de resistência com o teor de cimento aumenta com o tempo de cura. Quanto mais cimento disponível houver, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários (Nuñez, 1991).

Prietto (1996) apresentou a Tabela 3.10 comparando seus resultados com os apresentados por Nuñez (1991), para amostras moldadas com 1, 3 e 5% de adição de cimento. Os resultados obtidos por Nuñez (1991) referem-se à amostras confeccionadas com o emprego de cimento Portland Comum (tipo CP-I), ao passo que Prietto (1996) utilizou o cimento Portland Pozolânico (tipo CP-IV). Visando superar esta dificuldade, mostrou na Tabela 3.10 os resultados de um programa experimental paralelo (Prietto, 1994), onde foi empregado o cimento Portland tipo CP-I, de características similares ao estudado por Nuñez (1991).

Tabela 3.10. Valores Médios de Resistência à compressão simples

Porcentagem de Cimento (%)	Cimento CP-I		Cimento CP-IV
	NUÑEZ (1991)	PRIETTO (1994)	PRIETTO (1996)
0	190 ^(*)	-	-
1	-	437	305
3	951	914	737
5	1.301	1.390	1.168
11	2.351	-	-

(*) Resultado obtido sem imersão da amostra

Prietto (1996) apresenta, na Figura 3.27, a variação da resistência média à compressão simples com a porcentagem de adição de cimento para o intervalo de 1 a 5%. Concluiu que os resultados apresentados por ele e por Nuñez (1991) pertencem claramente ao mesmo universo.

Nuñez (1991) avaliou, através de ensaios de resistência à compressão diametral (RCD), a resistência à tração desenvolvida pelas misturas de solo + 11% de cimento. O autor observou que, de forma análoga à RCS, a RCD das misturas compactadas variou de forma linear com o logaritmo do tempo de cura.

Nuñez (1991) também observou que a relação RCD/RCS mostra-se bastante homogênea. O quociente foi igual, em média, a 0,135. Prietto (1996) utilizou em seus trabalhos o mesmo valor e Diaz (1998) encontrou, em média, 0,18. O National Institute for Transportation and Road Research (1986), conforme Nuñez (1991), sugere o valor de 0,13 para misturas de solo e cimento.

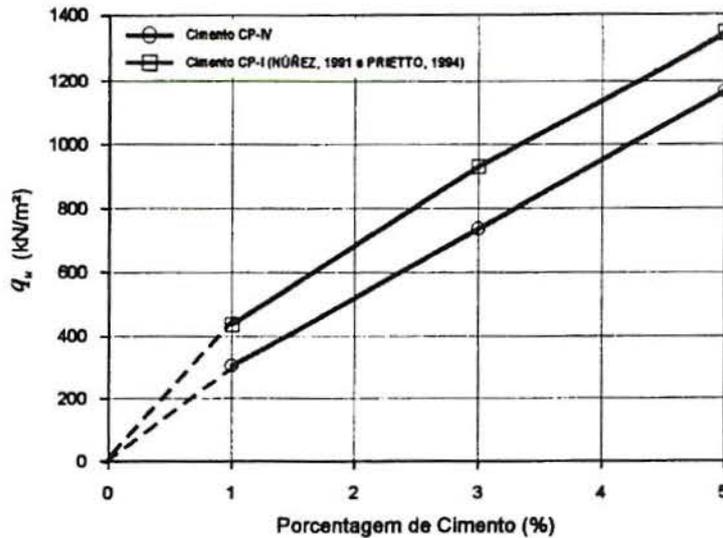


Figura 3.27. Variação da resistência média à compressão simples com a porcentagem de adição (PRIETTO, 1996)

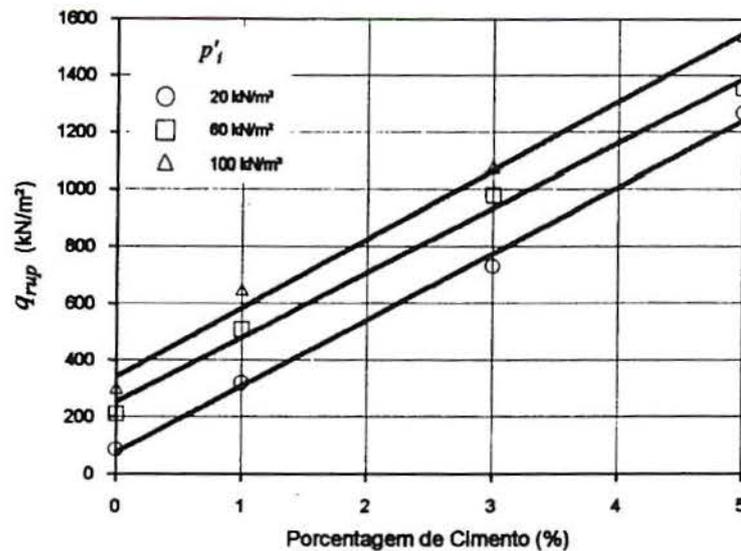
Nuñez (1991) mostrou uma escassa dispersão da razão RCD/RCS e observou que Thompson (1965) sugeriu retas limites da faixa correspondente às equações $RCD = 0,113 RCS$ e $RCD = 0,155 RCS$. Nuñez (1991), Prietto (1996) e Diaz (1998) observaram que a ruptura dos corpos de prova por compressão diametral foi frágil.

Na Tabela 3.11, são vistos os resultados dos ensaios de compressão simples e de tração por compressão diametral realizados sobre amostras moldadas com 3, 5 e 7 % de cimento Portland CP-IV 32 de Prietto (1996), Diaz (1998) e os obtidos na presente pesquisa. Os resultados apresentados correspondem a valores médios calculados a partir de no mínimo 3 medições para cada porcentagem de adição. Pode-se observar que os valores médios de resistência variam de acordo com o lote de cimento, mesmo este sendo da mesma empresa, não apresentando repetibilidade de suas características. Uma possível solução para este problema seria a utilização de cimento CP V-ARI, ou curar os corpos-de-prova 28 dias, ou ainda pegar vários lotes e comparar com o básico para se obter as mesmas características. Os modos de ruptura de RCS e RCD foram os mesmos observados por Nuñez (1991), Prietto (1996) e Diaz (1998).

Prietto (1996) mostra que a tensão desvio na ruptura aumenta com os incrementos da tensão efetiva média inicial e do grau de cimentação. O autor constatou a existência de uma correlação essencialmente linear entre a porcentagem de cimento e a tensão desvio na ruptura, conforme ilustrado na Figura 3.28.

Tabela 3.11. Valores de resistência à compressão e à tração

	Porcentagem de Cimento	q_u [kN/m ²]	q_{ur} [kN/m ²]
Prietto (1996)	3	737	99
	5	1.168	158
	7	-	-
Diaz (1998)	3	-	-
	5	725	140
	7	930	158
Presente Trabalho	3	566	44
	5	670	68
	7	825	93

**Figura 3.28.** Variação da tensão desvio na ruptura com a porcentagem de cimento (Prietto, 1996)

Prietto (1996) apresentou na Figura 3.29 a evolução da tensão desvio na ruptura com a resistência à tração, utilizando esta como parâmetro de avaliação do grau de cimentação. Neste mesmo gráfico, apresenta-se a variação estimada da resistência à compressão simples com a resistência à tração (linha tracejada).

Prietto (1996) obteve a equação 3.10, com coeficiente de determinação (R^2) de 0,995, para a faixa de valores investigados:

$$q_{rup} / (kN/m^2) = 3,32 \cdot p'_i + 7,45 \cdot q_{ut} \quad [3.10]$$

Prietto (1996) apresentou ainda as envoltórias de ruptura obtidas em ensaios triaxiais para amostras com 0%, 1%, 3% e 5% de cimento (Figura 3.30). Observou que todas são essencialmente lineares, apresentando coeficientes de determinação (R^2) muito próximos à unidade.

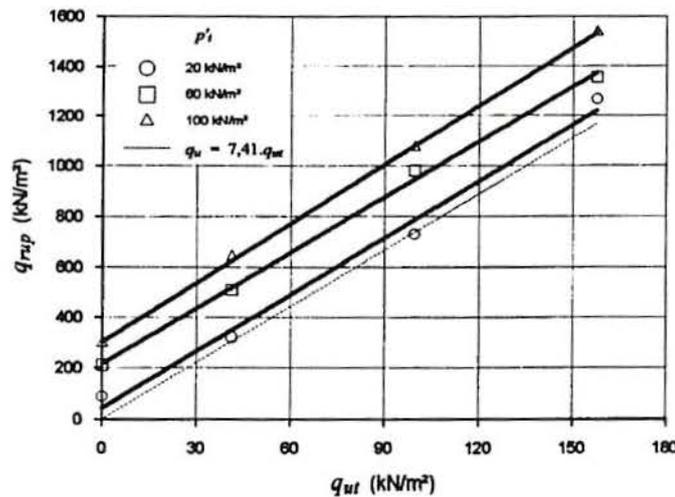


Figura 3.29. Variação da tensão desvio na ruptura com a resistência à tração (Prietto, 1996).

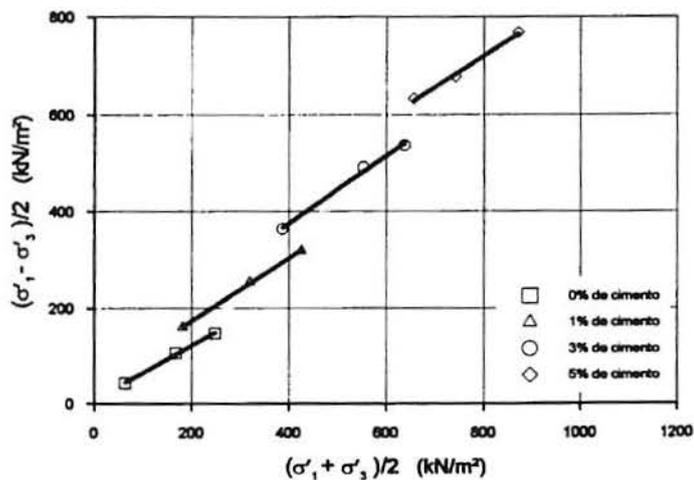


Figura 3.30. Envoltórias de ruptura (Prietto, 1996)

A variação da coesão efetiva com a cimentação foi determinada por Prietto (1996) até teores de 5%. Diaz (1998) fez uma extrapolação da relação linear obtida por Prietto para o

teor de 7%. A Figura 3.31 mostra esta relação. A Figura 3.32 mostra a variação do ângulo de atrito de pico com o grau de cimentação (Prietto, 1996). Diaz (1998), conforme a determinação de Prietto (1996), adotou um valor médio de ângulo de atrito interno de 41° para o solo cimentado com teores de 5 e 7 % de ligante.

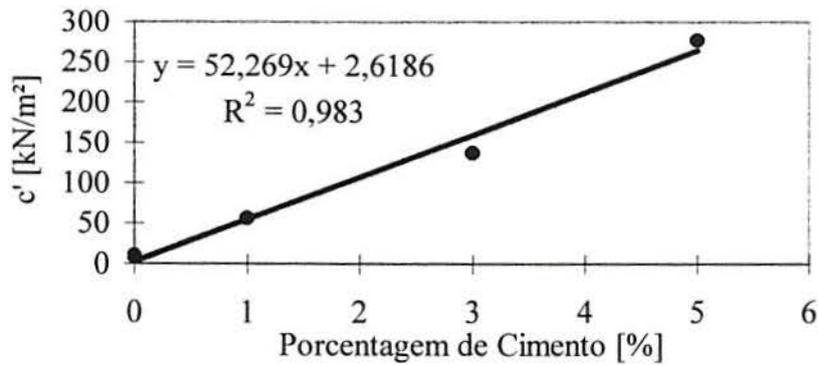


Figura 3.31. Variação da coesão efetiva com a cimentação (Prietto, 1996)

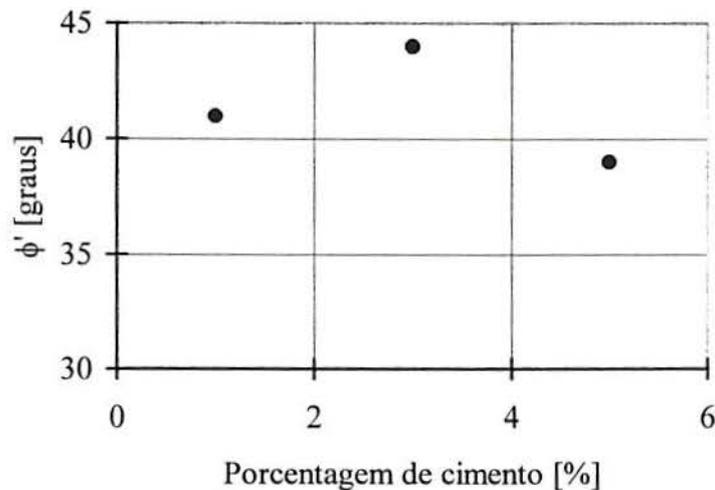


Figura 3.32. Variação do ângulo de atrito de pico com a cimentação (Prietto, 1996)

Como módulo de elasticidade do solo cimentado, Diaz (1998) adotou, seguindo os resultados dos ensaios triaxiais realizados por Prietto (1996), com medição local de deformações, um valor médio de módulo secante à 0,01% de deformação axial de $E_{s(0,01)} = 3.000$ MPa.

Os parâmetros apresentados anteriormente possibilitam uma caracterização bastante precisa dos materiais utilizados nesta pesquisa. Os parâmetros representativos do solo, para diversas densidades e teores de cimentação, são usados ao longo deste trabalho na previsão do comportamento carga-recalque de fundações superficiais.

3.4.3 – Preparação dos Corpos-de-Prova

A escavação do arenito Botucatu foi realizada de forma manual com ferramentas de corte. Após coletado, o mesmo era transportado ao laboratório armazenado em tonéis plásticos. O solo era retirado diretamente do maciço, no estado deformado, evitando-se a retirada de materiais contaminados do chão.

Chegando ao laboratório, o solo era depositado em formas de metal e deixado secar ao ar. Depois era destorroado, peneirado, e determinava-se sua umidade higroscópica seguindo os procedimentos estabelecidos pela norma NBR-6457. O material já peneirado era colocado em sacos plásticos, lacrado e etiquetado, de forma a manter sua umidade até a compactação. O cimento também era lacrado quando não estava em uso, evitando-se variações de umidade. Todo o solo utilizado nos ensaios era passante na peneira nº 4 (4,76 mm).

A forma de moldagem era feita em madeira, com espessuras 105 mm. Apoiava-se esta sobre uma chapa de compensado e então colocavam-se os plásticos, para sobre eles se fazer a compactação. Em cada forma eram feitos dois corpos-de-prova simultaneamente, separados pelo plástico.

O processo de mistura do solo com o cimento e a água era feito, em todos os casos, de forma automática. Tentou-se automatizar o máximo possível os ensaios, de forma a aumentar sua repetibilidade. O solo era despejado em uma betoneira com capacidade de 120 litros e se adicionava o cimento. A boca era vedada com um plástico e uma cinta de borracha para evitar poeira. Ligava-se a betoneira, deixando-se o material homogeneizar por aproximadamente 10 minutos. Colocava-se então a água, de litro em litro, e homogeneizava-se a mistura durante o mesmo tempo.

Terminado o processo de mistura, o material era destorroado de forma manual. Então, iniciava-se a compactação. O peso total do solo-cimento era dividido por três, sendo posteriormente cada porção espalhada e compactada individualmente com um pistão de 15 kg. Após executada uma camada, essa era escarificada e prosseguia-se a compactação das seguintes.

Após concluída a compactação, a forma era coberta com um plástico e armazenada por um período de cura de sete dias. O plástico era retirado para a realização dos ensaios. A dimensão final dos corpos-de-prova era de 0,28 m de largura por 0,53 m de comprimento. A areia de sub-base era passada na peneira nº 10, a cada teste, para se tirar os pequenos torrões de solo-cimento que ficavam. Assumiu-se que fragmentos muito pequenos não alterariam substancialmente as condições de ensaio.

No caso de corpos-de-prova com geotêxteis, houve duas formas de compactação. A primeira era constituída dos seguintes passos:

1. Montava-se a forma sobre uma chapa de madeira;
2. Colocava-se o plástico, e despejava-se o material destorroado;
3. Compactava-se a primeira camada;
4. Colocava-se o geotêxtil esticado;
5. Compactava-se a segunda;
6. Fazia-se a escarificação e a ancoragem;
7. Compactava-se a última camada;

Posteriormente o procedimento foi ligeiramente alterado para:

1. Montava-se a forma sobre uma chapa de madeira;
2. Colocava-se o plástico;
3. Esticava-se o geotêxtil;
4. Compactava-se a primeira camada;
5. Fazia-se a escarificação e a ancoragem;
6. Compactavam-se as duas outras camadas;

O primeiro modo já se mostrou ineficaz no primeiro ensaio, quando foi observado que havia um plano de separação entre as camadas e o geotêxtil. Não se tinha um bloco único e sólido como nos casos em que o geossintético não era utilizado, mas dois pequenos blocos divididos, pois o reforço ficava quase na linha neutra, isto é, o ponto onde as tensões são nulas ($\sigma = 0$). Partindo-se desta observação, optou-se pela segunda alternativa para todos os ensaios restantes, modificando-se a posição do geotêxtil, colocado diretamente entre a camada cimentada e a areia de sub-base. Os resultados e fotos serão vistos e discutidos com mais detalhes no Capítulo 4 – Resultados Experimentais.

Alguns corpos-de-prova foram reforçados com geotêxteis, de forma a se estudar possíveis alterações no comportamento carga-recalque das sapatas. Para tanto, foram selecionados os modelos não-tecidos de filamentos contínuos agulhados, 100% poliéster, fabricados pela Rhodia-Ster, conhecidos pelo nome comercial de bidim VP75 e VP100. A escolha deste material foi em função dos efeitos de escala, pois a malha é extremamente fina e não é incompatível com a utilização de modelos reduzidos. Não foi feita nenhuma tentativa para estabelecer uma correlação entre a rigidez introduzida pelo geotêxtil no modelo e sua equivalência para uma fundação em escala real. Procura-se neste trabalho somente a investigação das possíveis contribuições dos geossintéticos às condições conhecidas de propagação de fissuras. As especificações técnicas foram fornecidas pelo fabricante, e estão de acordo com a norma NBR 9952. Os valores podem ser vistos na Tabela 3.12.

Tabela 3.12. Especificações técnicas do bidim VP

		VP75	VP100	
Características	Gramatura (g/m^2)	75	100	
	Resistência à tração	L	3,6 kgf/cm	6,4 kgf/cm
		T	2,8 kgf/cm	3,6 kgf/cm
	Físicas	Alongamento (%)	L	50
T			60	60
	Espessura (mm)	0,65	0,75	
Apresentação das Bobinas	Largura (m)	1,05	1,05	
	Comprimento (m)	500,00	500,00	
	Área (m^2)	525,00	525,00	
	Peso (kg)	45,00	53,00	

O agente cimentante utilizado para a preparação das camadas de solo arenoso artificialmente cimentado foi o cimento Portland Pozolânico tipo CP-IV, classe 32, marca comercial Cimbagé. As características físico-químicas médias deste cimento, apresentadas na Tabela 3.13, foram determinadas por Silva Filho (1994).

Tabela 3.13. Características físico-químicas do cimento (Silva Filho, 1994)

Características Físicas	Módulo de Finura	1,2 %
	Tempo de pega	Início: 203 min
		Final: 552 min
	Resist. à Compressão (*) (Argamassa)	3 dias: 13,6 MPa 7 dias: 23,5 MPa 21 dias: 28 MPa 28 dias: 38,6 MPa
Características Químicas	Al_2O_3	6,10 %
	SiO_2	33,3 %
	CaO	47,3 %
	MgO	5,31 %
	SO_3	1,80 %
	Perda ao Fogo	6,81 %
	Alcalis solúveis em Água	0,47%

(*) Dados fornecidos pelo fabricante

Na moldagem das camadas de solo artificialmente cimentado foi utilizada água potável proveniente da rede pública de abastecimento (Departamento Municipal de Águas e Es-gotos – DMAE) de Porto Alegre, RS, sem tratamento adicional.

3.4.4 – Critérios de Escolha dos Materiais

O solo de arenito utilizado na pesquisa foi escolhido por haver disponibilidade de jazidas na região da Grande Porto Alegre, sua facilidade de amostragem e excelente trabalhabilidade em laboratório e pela existência de trabalhos prévios de caracterização deste solo. Trata-se de um material não coesivo, cujo comportamento é fortemente alterado pela adição de cimento.

A areia de Osório, utilizada como sub-base, é muito empregada na construção civil e, portanto, facilmente encontrada nas centrais de areias da cidade. Além disso, já havia um trabalho prévio com este material. Amostras no estado fofo apresentam alta compressibilidade e baixa resistência, condições necessárias à utilização de solo reforçado para viabilizar o uso de fundações superficiais. Ademais, as amostras podem ser facilmente produzidas na câmara de calibração, com bom índice de reprodutibilidade.

O Cimento Portland Pozolânico CP-IV 32 foi escolhido por ser o tipo de maior disponibilidade no mercado e também o de menor custo, além de ser o mais utilizado.

Os geotêxteis bidim VP75 e VP100, como já dito anteriormente, foram selecionados por conterem as características de escala desejadas. São facilmente encontrados no mercado.

CAPÍTULO 4

4 – Resultados Experimentais

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais de ensaios de placa realizados em câmara de calibração. Duas condições de contorno diferenciadas são discutidas: ensaios de placa apoiadas diretamente sobre areia e ensaios de placa apoiadas sobre solo estratificado – com camada cimentada sobrejacente à areia.

4.1 – Introdução

Este trabalho faz uso de experiência e resultados apresentados por Diaz (1998), na mesma câmara de calibração utilizada por este pesquisador. É oportuno, neste sentido, revisar algumas conclusões básicas do autor.

O trabalho de Diaz (1998) objetivou o estudo do comportamento carga-recalque de placas assentes em solo arenoso homogêneo. Ênfase foi atribuída à validação da metodologia de ensaios em escala reduzida, visando quantificar os efeitos de restrições de deslocamentos impostos pelas paredes da câmara.

Diaz (1998) realizou ensaios para diversas combinações de largura da sapata B e espessuras de camada de areia L (a Figura 3.1, do capítulo anterior, ajuda na interpretação dos resultados, mostrando a nomenclatura utilizada nos gráficos). As sapatas tinham larguras variando entre 70 e 200 mm. Na relação L/B igual a 6, para a sapata de 100 mm, obteve-se peso específico variando de 14,9 a 15,2 kN/m^3 , com D_r de 31,4% a 43,4%. E para relação L/B de 8, para a sapata de 70 mm, o peso específico foi de 15,2 kN/m^3 e D_r variou de 42,1% a 43,6%. O autor concluiu que é possível se obter uma reprodutibilidade adequada para as condições estudadas.

Diaz (1998) apresentou em seu trabalho as curvas das Figuras 4.1 e 4.2, para a areia fofa, nas quais a carga aplicada é relacionada aos recalques impostos às fundações (placas). O autor considerou satisfatórios os resultados, observando a repetibilidade dos mesmos. Como já era de se esperar, observou uma diferença considerável nas curvas carga-recalque com o aumento da largura da sapata e da densidade. No caso da sapata de 70 mm, pode ser observada a variação da carga entre 0,92 e 1,0 kN, com deformações de 12,8 a 15,5 mm; e, para as sapatas de 100 mm, observa-se variações de carga entre 1,63 a 2,18 kN, com deformações de 19,2 a 20,2 mm.

Diaz (1998) complementou o trabalho obtendo curvas experimentais carga-recalque e tensão-recalque para camadas cimentadas com relações H/B variando entre 0,5 e 1,5. Em seu trabalho ele mostrou a influência da espessura da camada tratada, da densidade da areia subjacente e da porcentagem de cimento utilizada. O comportamento de placas de $H = 105$ mm, com relação $H/B = 1,5$, é apresentado nos gráficos das Figuras 4.3 e 4.4. As deformações da fundação e sua capacidade de carga dependem das propriedades da camada superficial. A capacidade de carga aumentou consideravelmente quando comparada aos resultados de placas apoiadas diretamente sobre a areia. As curvas apresentam uma clara descontinuidade para recalques na ordem de 3 mm ($\delta/B = 4\%$). Esse ponto corresponde ao momento da ruptura do conjunto placa x camada cimentada devido à propagação de fissuras na camada. O autor realizou, entretanto, apenas dois ensaios, sendo um com 5% e o outro com 7% de cimento, sendo que a curva de 5% apresentou resistência superior à de 7%. Esta observação é incompatível com o ganho de resistência da placa pela adição de cimento, sugerindo-se que o problema resulta de um excesso de compactação da placa de 5%. Uma das contribuições deste trabalho consiste em um maior levantamento de dados experimentais para se verificar a reprodutibilidade dos ensaios e tendências de comportamento.

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios de placa carregadas verticalmente, em escala reduzida, assentes sobre uma camada de areia homogênea e sobre solo cimentado com e sem geotêxteis. Serão mostrados inicialmente os resultados obtidos para os ensaios realizados sobre areia fofa com sapatas de 70 e 100 mm, e relações B/L de 1/6 e 1/8,5. Os ensaios realizados em sapatas de 100 mm e B/L igual a 1/6, como já dito anteriormente, tiveram como objetivo a calibração do equipamento, além de analisar a repetibilidade e levantar mais dados a respeito do material. A relação B/L de 1/8,5 foi ensaiada com vários ciclos de carga e descarga. A normalização dos resultados em areia é feita ao

final do item 4.2, sendo posteriormente (item 4.3) apresentadas curvas carga-recalque e tensão-recalque para as camadas cimentadas de 3%, 5% e 7%.

4.2 – Ensaio em Areia

Todos os ensaios foram realizados cuidadosamente, assentando-se a sapata, sem forçá-la, realizando-se o nivelamento da camada de areia, e se ajustando os LVDTs verticalmente. Foi observado que se seguindo estas recomendações à risca, e controlando-se o processo de deposição de areia na câmara, é possível se obter uma repetibilidade satisfatória dos resultados.

Devido ao peso da célula de carga (98,1 N), foi feita uma correção da leitura inicial em todos os ensaios, isto é, a carga inicial dos testes correspondia a 98,1 N. O peso próprio da sapata (33 N) foi desconsiderado.

Nas Figuras 4.5 e 4.6 são mostrados os resultados dos ensaios realizados com as sapatas de 70 e 100 mm para relações entre largura da sapata B e espessura da camada de areia L de $1/8,5$ e $1/6$, respectivamente, incluindo alguns ciclos de carregamento e descarregamento. Pode-se observar algum nível de dispersão nas densidades das amostras e, por consequência, na capacidade de carga das sapatas. Diaz (1998) observou que a partir da relação $B/L = 1/8$ não é mais notado o efeito das paredes rígidas da câmara de calibração, as quais exercem influência nos campos de deformações abaixo da sapata, conforme visto na Figura 4.7. Para a relação $B/L > 1/8$, os resultados da câmara de calibração seriam, em princípio, semelhantes ao comportamento em verdadeira grandeza de uma sapata assente em estrato homogêneo semi-infinito.

As características de cada uma das amostras ensaiadas são apresentadas na Tabela 4.1. Encontra-se na tabela valores de L/B , peso específico aparente seco, densidade relativa e índice de vazios para cada ensaio. Observa-se que os resultados obtidos são satisfatórios, havendo repetibilidade dos mesmos. Isso pode ser visto também nos gráficos das Figuras 4.5 e 4.6.

Nos ensaios realizados com ciclos de carregamento e descarregamento, pode ser observada uma deformação inelástica – as deformações são puramente plásticas (i.e., irreversíveis) durante a fase do descarregamento. Isso talvez possa ser explicado em função desta areia estar num estado fofo, havendo puncionamento da sapata mesmo para baixos níveis de tensões. Diaz (1998) também observou o puncionamento, utilizando “pontos indicadores” na areia durante os ensaios.

A diferença vista no número de pontos de cada ensaio é devida ao fato de que as primeiras curvas eram de testes no equipamento, a fim de se aferir o tempo necessário entre a gravação de dados, ajustes da sapata, nivelamentos, colocação do solo na câmara, velocidade da aplicação de carga e familiarização com o equipamento. Todos os ensaios foram concluídos sem qualquer problema, e os resultados podem ser considerados em análises posteriores. A partir do terceiro ensaio com sapata de 100 mm, entretanto, verifica-se um melhor nível de reprodutibilidade, sendo estes dados mais representativos.

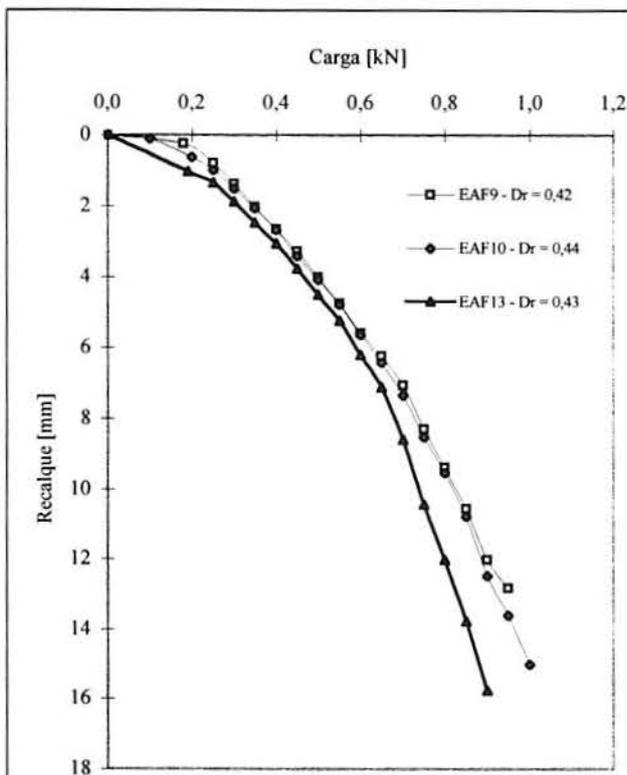


Figura 4.1. Curvas carga-recalque de sapatas de 70 mm e relação $B/L = 1/8$ *

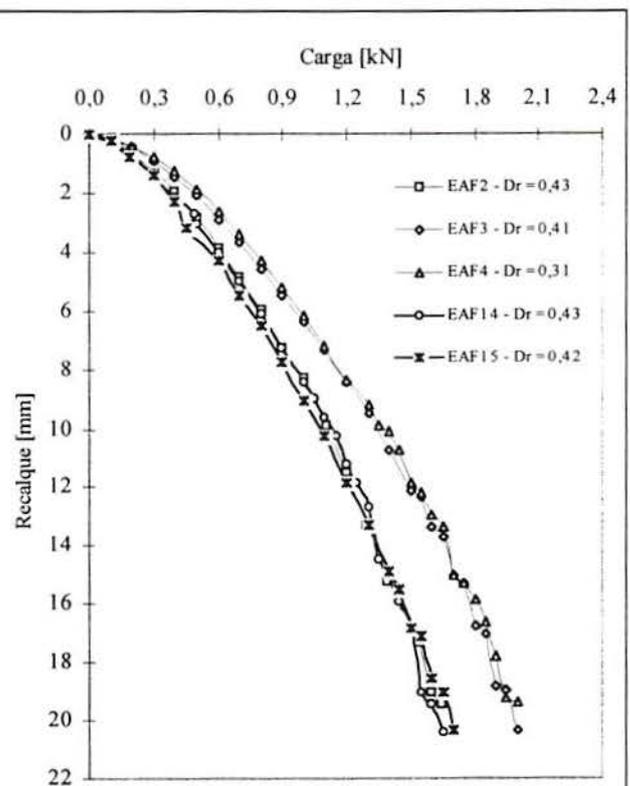


Figura 4.2. Curva carga-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$ *

* EAF significa “Ensaio em Areia Fofo” e o número seguido indica o número do ensaio realizado por DIAZ (1998)

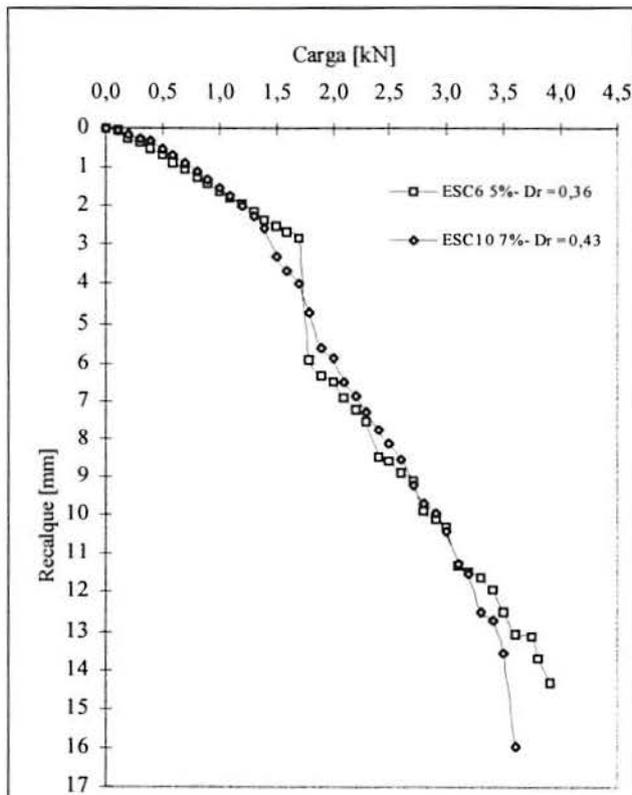


Figura 4.3. Curvas comparativas carga-recalque para uma camada cimentada de 105 mm, $H/B = 1,5$ (Diaz, 1998)**

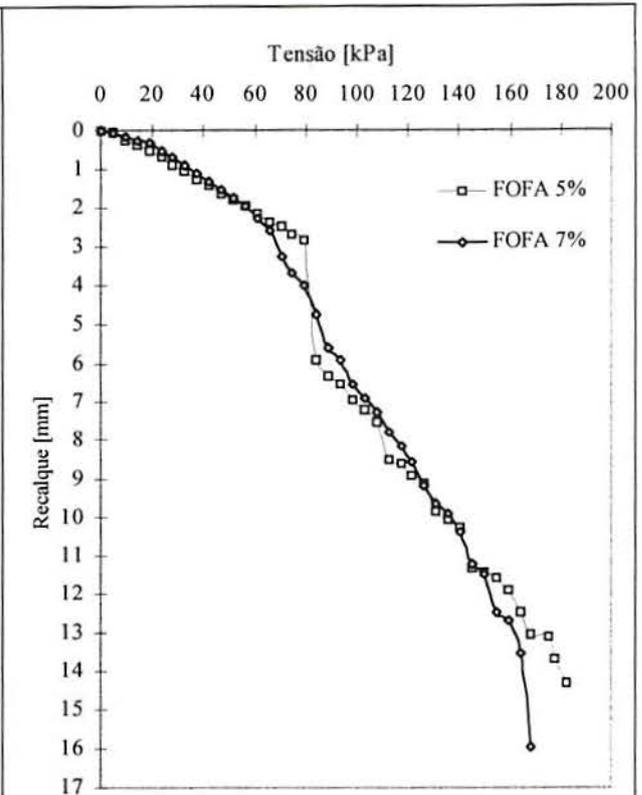


Figura 4.4. Curvas comparativas tensão-recalque para uma camada cimentada de 105 mm, $H/B = 1,5$ (Diaz, 1998)**

** ESC significa "Ensaio em Solo-Cimento" e o número seguido indica o número do ensaio realizado por DIAZ (1998)

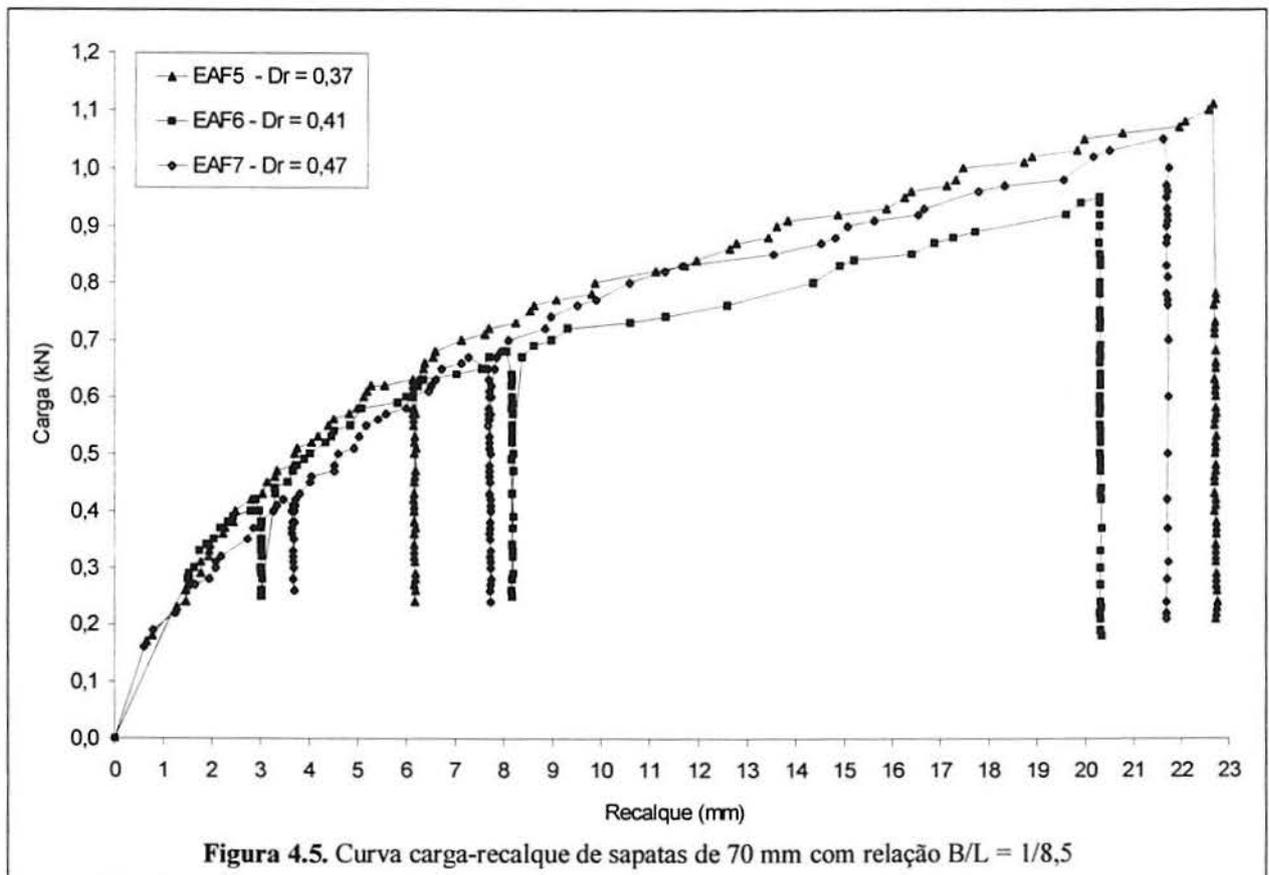


Figura 4.5. Curva carga-recalque de sapatas de 70 mm com relação $B/L = 1/8,5$

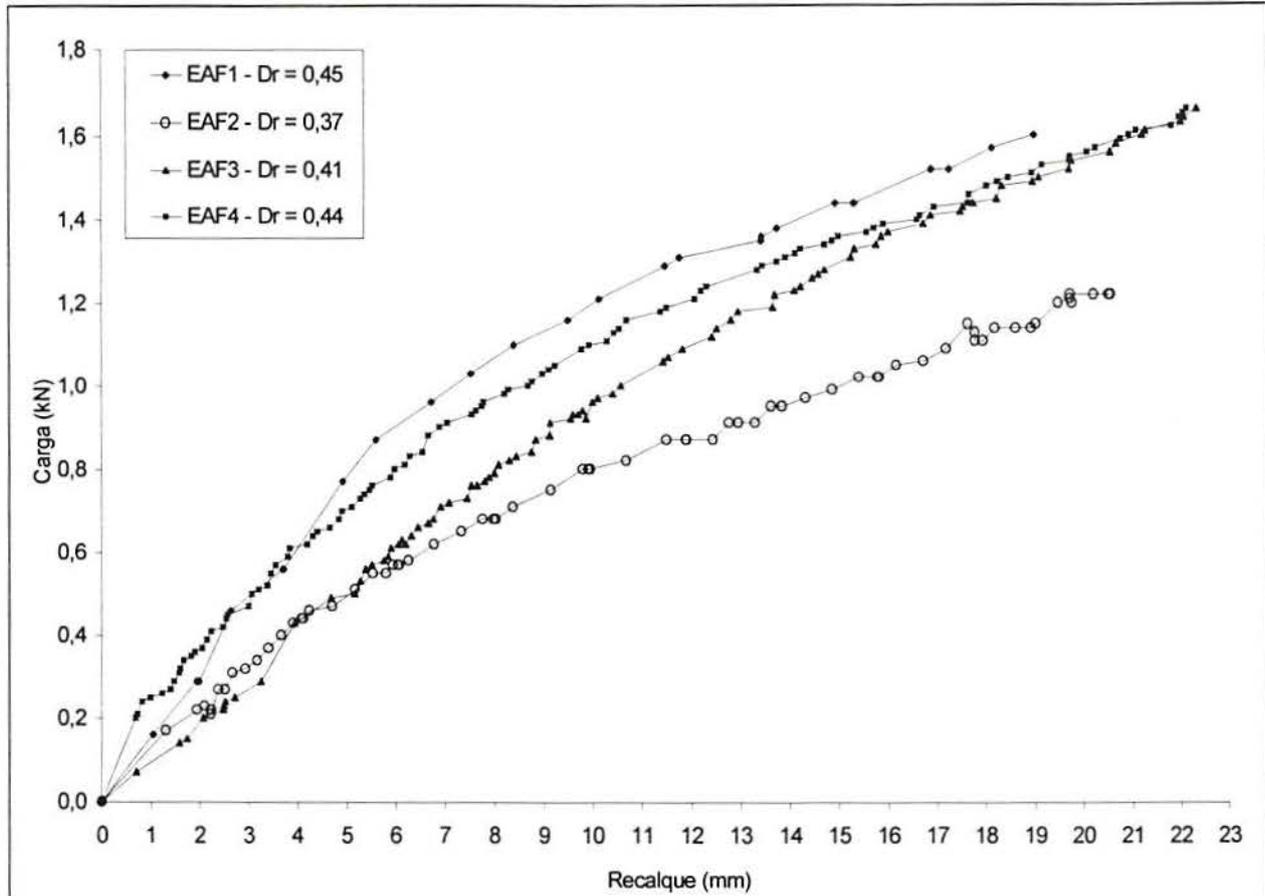


Figura 4.6. Curva carga-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$

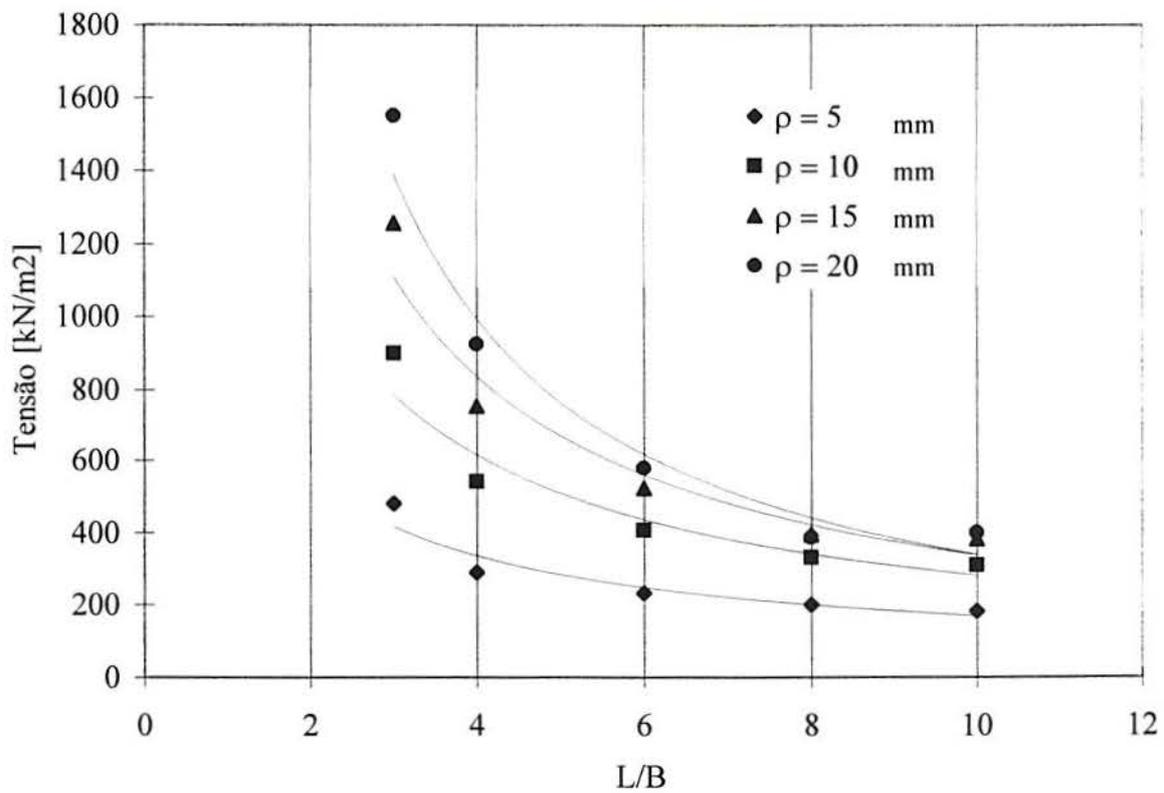


Figura 4.7. Curva tensão-relação L/B (Diaz, 1998)

Tabela 4.1. Índices físicos dos ensaios realizados

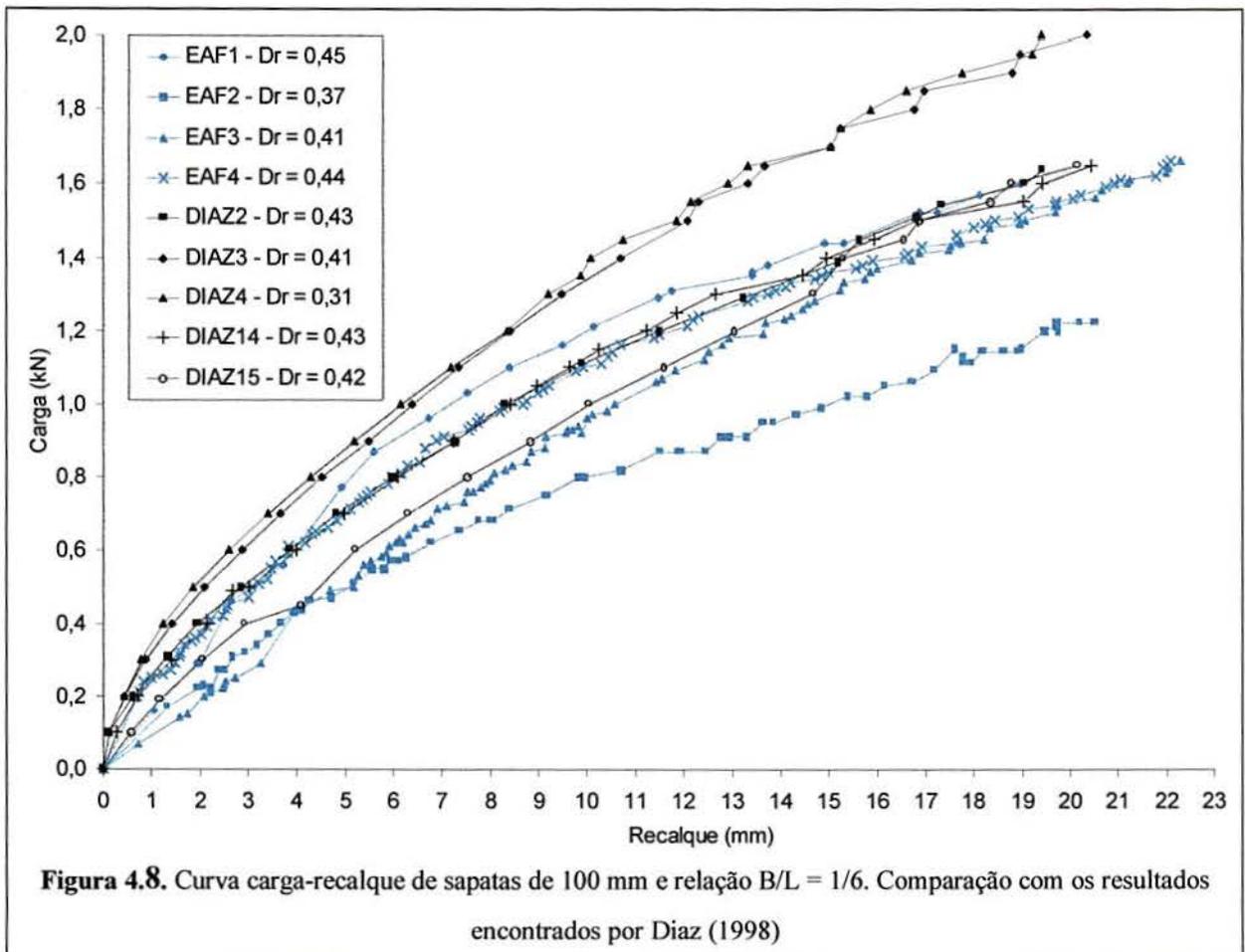
Ensaio	Largura da Sapata (cm)	L/B	γ_a (kN/m ³)	Dr	e_0
EAF1	10	6	15,24	0,45	0,72
EAF2	10	6	15,05	0,37	0,75
EAF3	10	6	15,14	0,41	0,74
EAF4	10	6	15,21	0,44	0,73
EAF5	7	8,5	15,05	0,37	0,75
EAF6	7	8,5	15,15	0,41	0,73
EAF7	7	8,5	15,28	0,47	0,72

Nas Figuras 4.8 e 4.9 pode-se comparar os resultados encontrados neste trabalho com aqueles obtidos por Diaz (1998). Uma dispersão significativa dos resultados pode ser vista nos gráficos. Enquanto as cargas encontradas para as sapatas de 100 mm neste trabalho variaram entre 1,20 e 1,65 kN, com recalques entre 18,6 e 21,9 mm, as de Diaz (1998) ficaram na faixa de 1,65 a 2,0 kN, com recalques entre 19,5 e 20,4 mm. E para as sapatas de 70 mm, a variação da carga ficou entre 0,90 e 1,10 kN, com recalques entre 20,3 e 22,8 mm, enquanto que para Diaz (1998) as cargas ficaram entre 0,88 e 1,00 kN, com recalques entre 12,7 e 15,5 mm. O conjunto de ensaios obtidos nesta pesquisa nos leva à conclusão que há sempre algum nível de dificuldade em se reproduzir ensaios em areia fofa, aspecto já observado na prática internacional. Nas placas de 70 mm os resultados de Diaz (1998) foram reproduzidos de forma satisfatória pelos ensaios desta pesquisa, indicando que os procedimentos adotados são eficientes para estudos em câmaras de calibração. Para as placas de 100 mm, excluindo-se três resultados (ensaios DIAZ3 e 4, e EAF2), é possível se definir uma faixa de bom nível de superposição.

Tessari (1998) considerou a carga de ruptura dos ensaios de placa em solo natural como sendo a interseção entre a reta tangente dos trechos inicial e final da curva carga-recalque. Este critério foi adotado após uma análise realizada por Cudmani (1994) que, por sua vez, avaliou vários outros critérios de ruptura.

As Figuras 4.10 e 4.11 mostram as relações tensão-recalque encontradas para as sapatas de 70 e 100 mm. Não há nenhuma mudança expressiva em relação às observações discutidas anteriormente.

Uma forma mais adequada para representar os resultados consiste no uso de variáveis adimensionais. Consoli et al. (1998) mostrou que a normalização dos resultados na forma de tensão normalizada versus δ/B possibilita a comparação de resultados de ensaios com placas de diferentes dimensões, visando excluir a influência da largura da sapata no comportamento mecânico à compressão. Os resultados são apresentados em um gráfico correlacionando a tensão aplicada em relação a massa específica seca vezes a largura da fundação ($\sigma/(\gamma.B)$) versus δ/B (Figura 4.12). Nessa figura são apresentadas as situações de $B/L = 1/8,5$ (presente trabalho) e $1/8$ (Diaz, 1998) para a areia fofa, já que a partir desta relação não se observa mais os efeitos das condições de contorno impostas pelas paredes rígidas da câmara de calibração. Novamente é possível se verificar um nível satisfatório de reprodutibilidade dos resultados e a adequação da normalização aos mesmos. Finalmente, é interessante se observar que a ruptura ficou caracterizada por puncionamento, no caso da areia fofa nas condições estabelecidas. Este aspecto ficou perfeitamente ilustrado na Figura 3.10, no Capítulo 3.



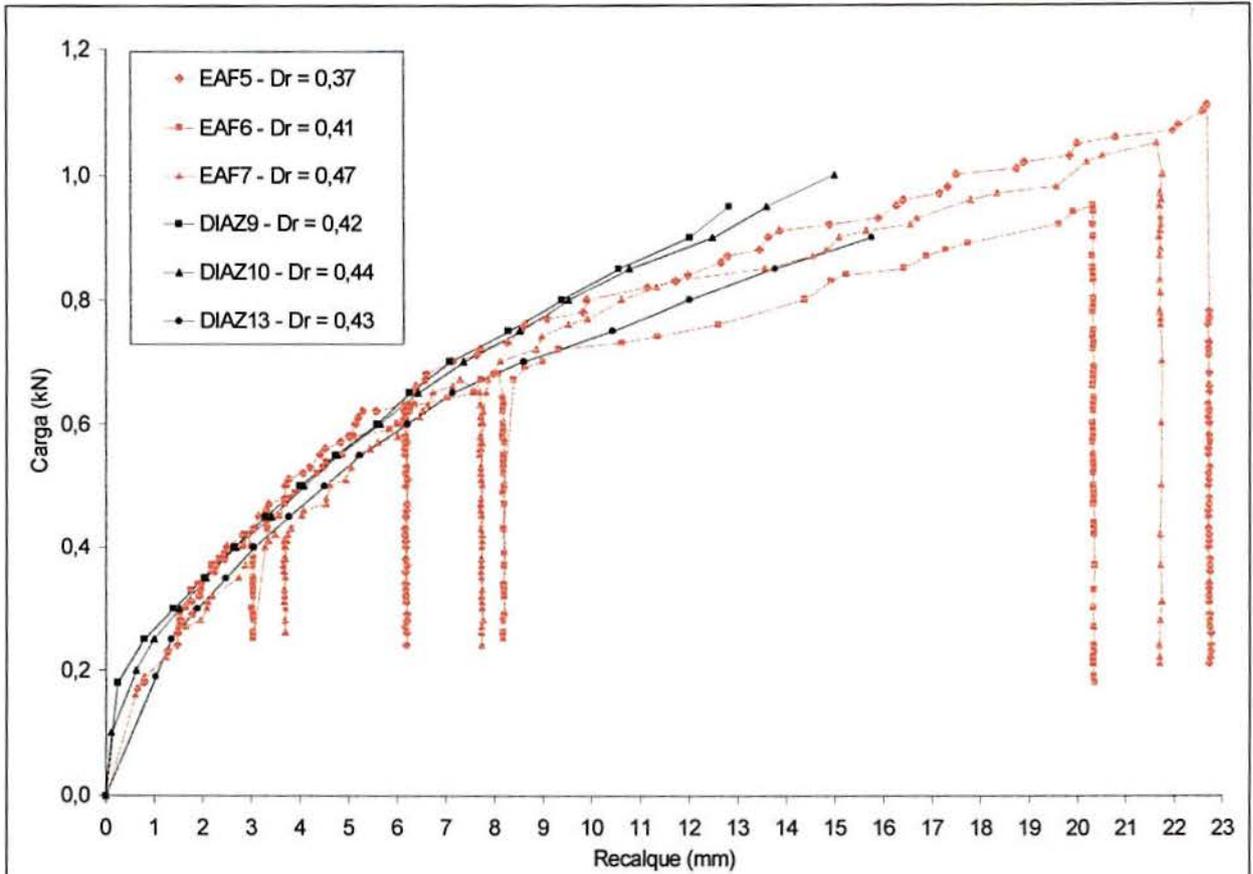


Figura 4.9. Curva carga-recalque comparativa para sapatas de 70 mm e relação $B/L = 1/8$ (Diaz, 1998) e $B/L = 1/8,5$ (presente pesquisa)

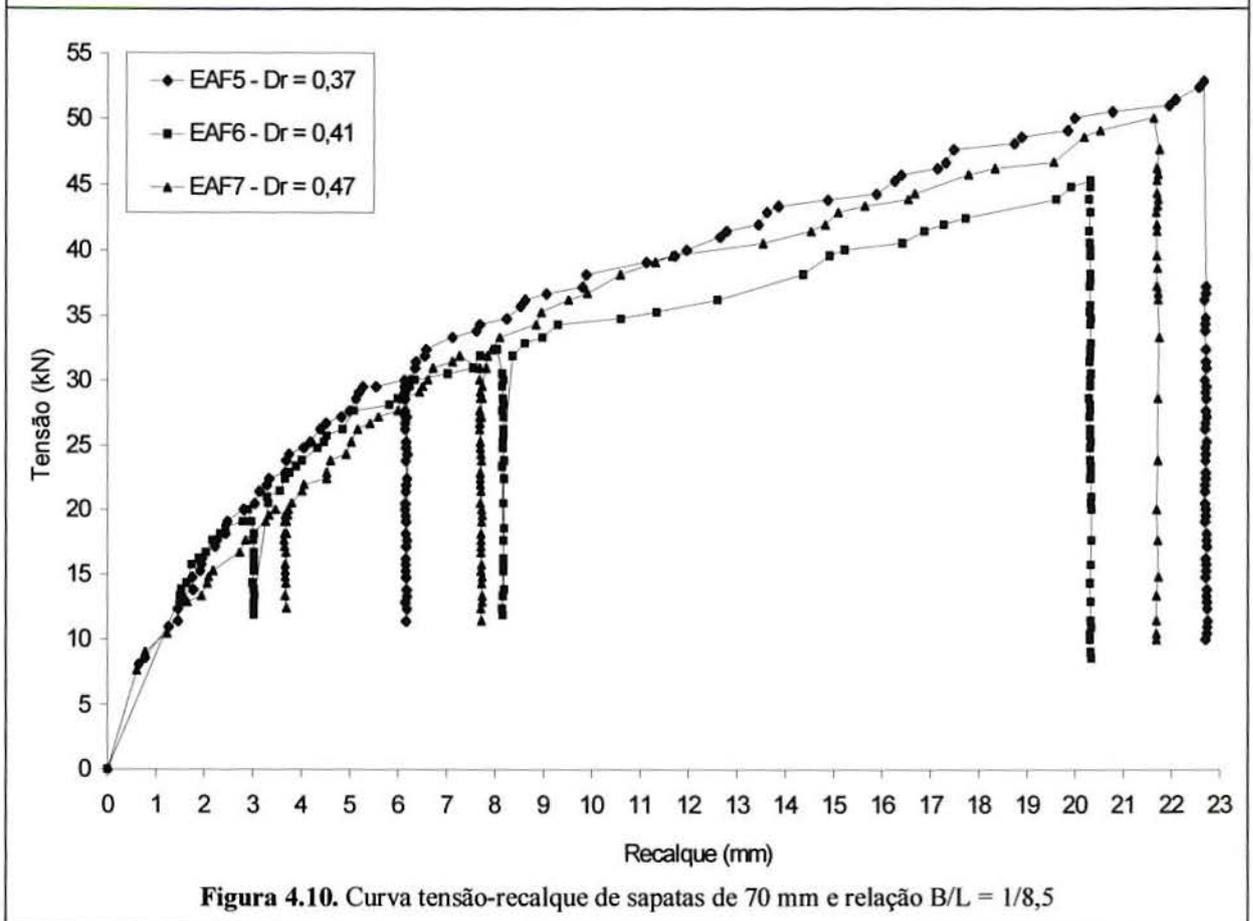


Figura 4.10. Curva tensão-recalque de sapatas de 70 mm e relação $B/L = 1/8,5$

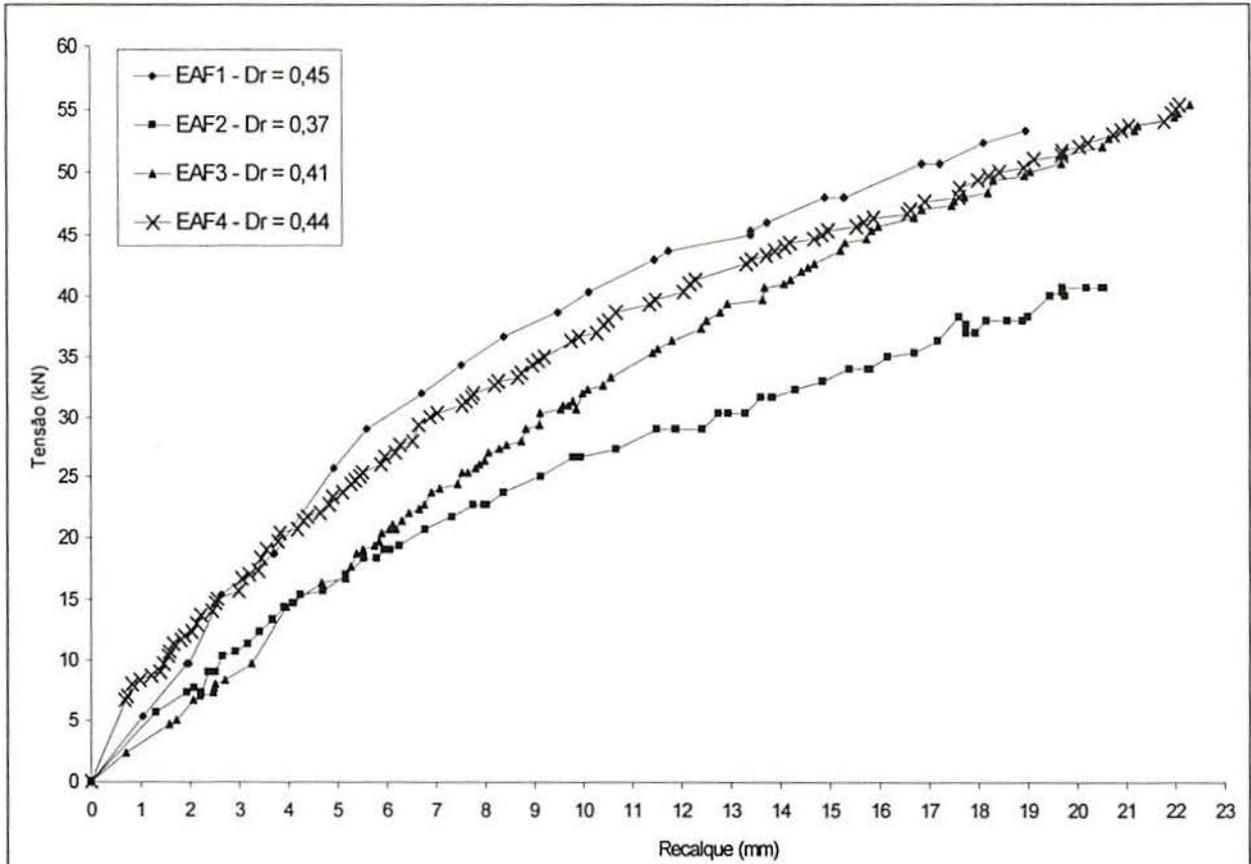


Figura 4.11. Curva tensão-recalque de sapatas de 100 mm e relação $B/L = 1/6$

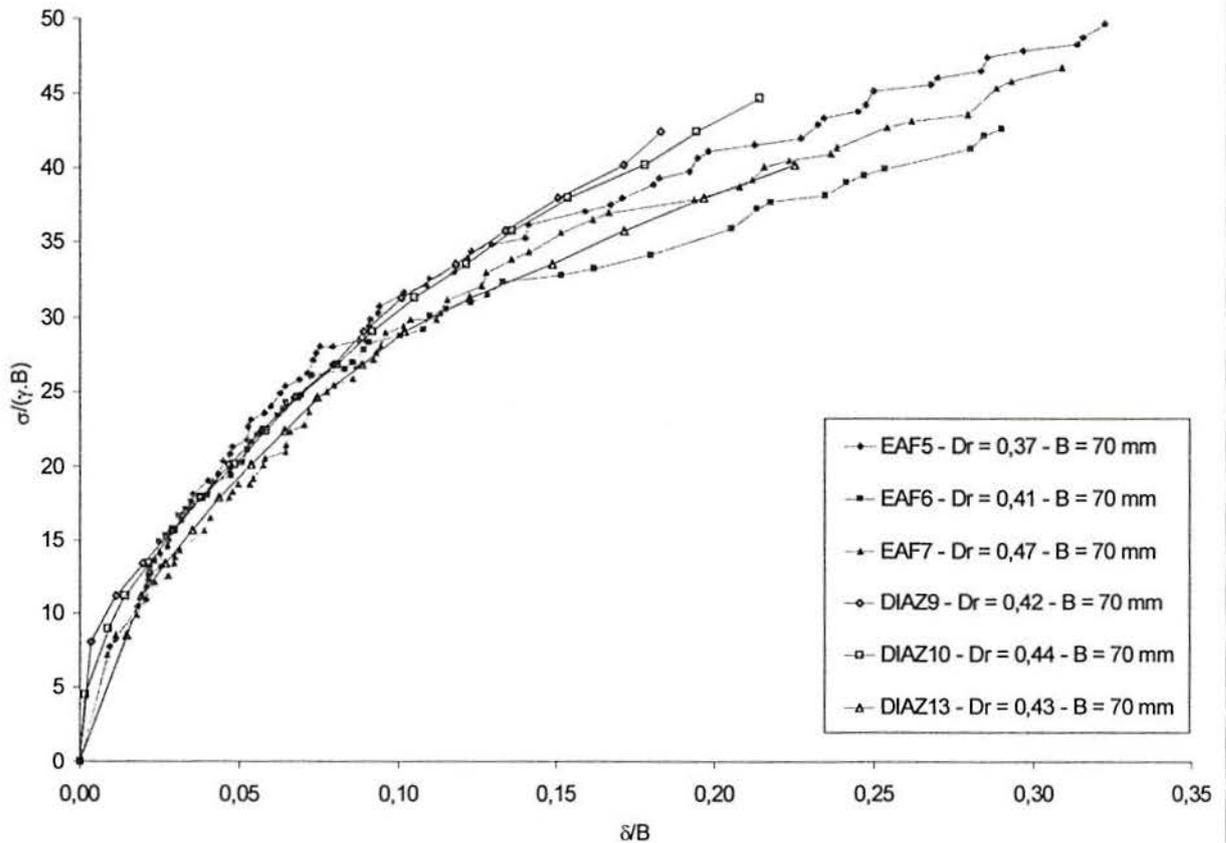


Figura 4.12. Curvas comparativas $\sigma/(\gamma \cdot B)$ versus δ/B para as relações $B/L = 1/8,5$ (presente pesquisa) e $1/8$ (Diaz, 1998)

4.3 – Ensaio em Solo Cimentado

a) Ensaio Sem Geotêxteis

Como já discutido anteriormente, os corpos-de-prova foram ensaiados com a sapata de 70 mm para a relação H/B igual a 1,5. Em todos os casos procurou-se realizar pelo menos dois ensaios, repetindo aqueles que apresentassem dispersões significativas. As Figuras 4.13 a 4.15 mostram as curvas experimentais carga-recalque obtidas para as porcentagens de solo-cimento de 3%, 5% e 7%, respectivamente. Em todos os casos foi estudada a influência da compactação, nos modos de Proctor Normal e Intermediário, identificados por P.N. e P.I., respectivamente.

Diaz (1998) em sua dissertação já havia observado a importância da espessura da camada tratada e da densidade da areia subjacente. A simples observação dos gráficos das Figuras 4.13 a 4.15 mostra também a importância do grau de cimentação e, de forma menos significativa, do grau de compactação baseado em P.N. e P.I.. Observa-se que a carga de ruptura é praticamente a mesma tanto na compactação de Proctor Normal, quanto na de Intermediário; mudavam apenas as deformações, em aproximadamente 1 mm, que são pouco significativas. Observa-se apenas uma discrepância ocorrida nos primeiros ensaios de 5%, quando não houve um rígido controle de compactação. Estes ensaios foram repetidos, encontrando-se então um padrão de comportamento definido.

Nas Figuras 4.16a até 4.18a são mostradas as curvas tensão-recalque do material; nas Figuras 4.16b até 4.18b são vistas ampliações desses gráficos que abrangem os resultados até o ponto de ruptura (sem os ciclos para uma melhor visualização). Nota-se que as primeiras fissuras são observadas a pequeníssimos valores de deformações. Para recalques entre 2 e 4 mm, já se observa o colapso do conjunto, isto é, a propagação de fissuras ocorre ao longo de toda a espessura da placa, que se rompe e encontra uma nova situação de equilíbrio. A descontinuidade na curva carga-recalque ilustra este comportamento.

Portanto, a presença da camada tratada aumenta consideravelmente a capacidade de carga das sapatas. A interação sapata x camada cimentada é dominada pelos efeitos de propagação de fissuras, que são observadas já ao início do ensaio. Para recalques relativos (δ/B) da

ordem de 3,0% o sistema rompe, e a camada tratada abaixo da sapata passa a apresentar dois segmentos rígidos independentes.

Tessari (1998) definiu a carga de ruptura dos ensaios de placa – quando envolviam camadas melhoradas – como a carga máxima suportada pela fundação, no momento do colapso da camada tratada. O autor também observou que após sua ruptura, o solo natural inferior não conseguia mais suportar a carga aplicada. Pode-se observar também nesta pesquisa essa mudança de comportamento do material, após as propagações de fissuras, nas Figuras 4.16 a 4.18. Na tentativa de melhor compreender-se os aspectos do comportamento do problema de interação solo-estrutura das sapatas assentes em camadas tratadas, procurou-se normalizar os resultados, conforme apresentados nas Figuras 4.19 a 4.21. Na Figura 4.19, os pontos correspondem à tensão de ruptura normalizada pela tensão à compressão diametral do material versus δ/B . Observa-se que para uma geometria definida (H/B constante) o valor da tensão de ruptura da placa é diretamente proporcional a σ_{ut} . Os dois conjuntos de resultados, obtidos por Diaz (1998) e pela presente pesquisa, apresentam tensões de ruptura diametraais distintas (140 e 68 kN/m² para 5% de cimento e 158 e 93 kN/m² para 7% de cimento, respectivamente). Entretanto, a razão entre σ_{ult}/σ_{ut} permanece inalterada. As deformações na ruptura são pequenas, mostrando que o processo de propagação de fissuras inicia-se já ao início do carregamento. Sendo esse um processo aleatório, a ruptura não ocorre a um valor específico de δ/B , mas numa faixa definida entre 0,02 a 0,05. Na Figura 4.20 foi feita uma outra correlação, envolvendo a normalização da tensão/tensão de ruptura observada experimentalmente versus δ/B . As dispersões observadas nessa figura corroboram o processo aleatório descrito para a anterior. As análises numéricas, descritas no Capítulo 5, visam explicar, em parte, a dispersão dos dados experimentais.

Na Figura 4.21 normalizou-se a tensão de ruptura / tensão de tração versus H/B . Apesar da dispersão dos valores apresentados, observa-se uma clara tendência de aumento no valor de $\sigma_{ult}/\sigma_{rup}$ a medida que H/B cresce. O mecanismo aleatório do processo de propagação de fissuras novamente parece contribuir para a dispersão de valores experimentais. A dificuldade consiste em estabelecer uma metodologia que permita calcular o acréscimo de capacidade de carga em função de H/B , uma vez que se recomende o uso de solos tratados. Finalmente, conforme pode ser observado, a ruptura dos corpos-de-prova variou entre:

Teor de Cimento:	3%:	$30,52 < \sigma_{ruptura} < 40,04$
		$1,06 < \delta_{ruptura} < 1,80$
	5%:	$37,19 < \sigma_{ruptura} < 47,19$
		$1,79 < \delta_{ruptura} < 3,66$
	7%:	$60,04 < \sigma_{ruptura} < 72,42$
		$2,06 < \delta_{ruptura} < 3,86$

Obs.: os valores dos ensaios nº 1 e 5 não foram considerados por serem valores duvidosos. Houve problemas nestes ensaios, que serão comentados num item específico.

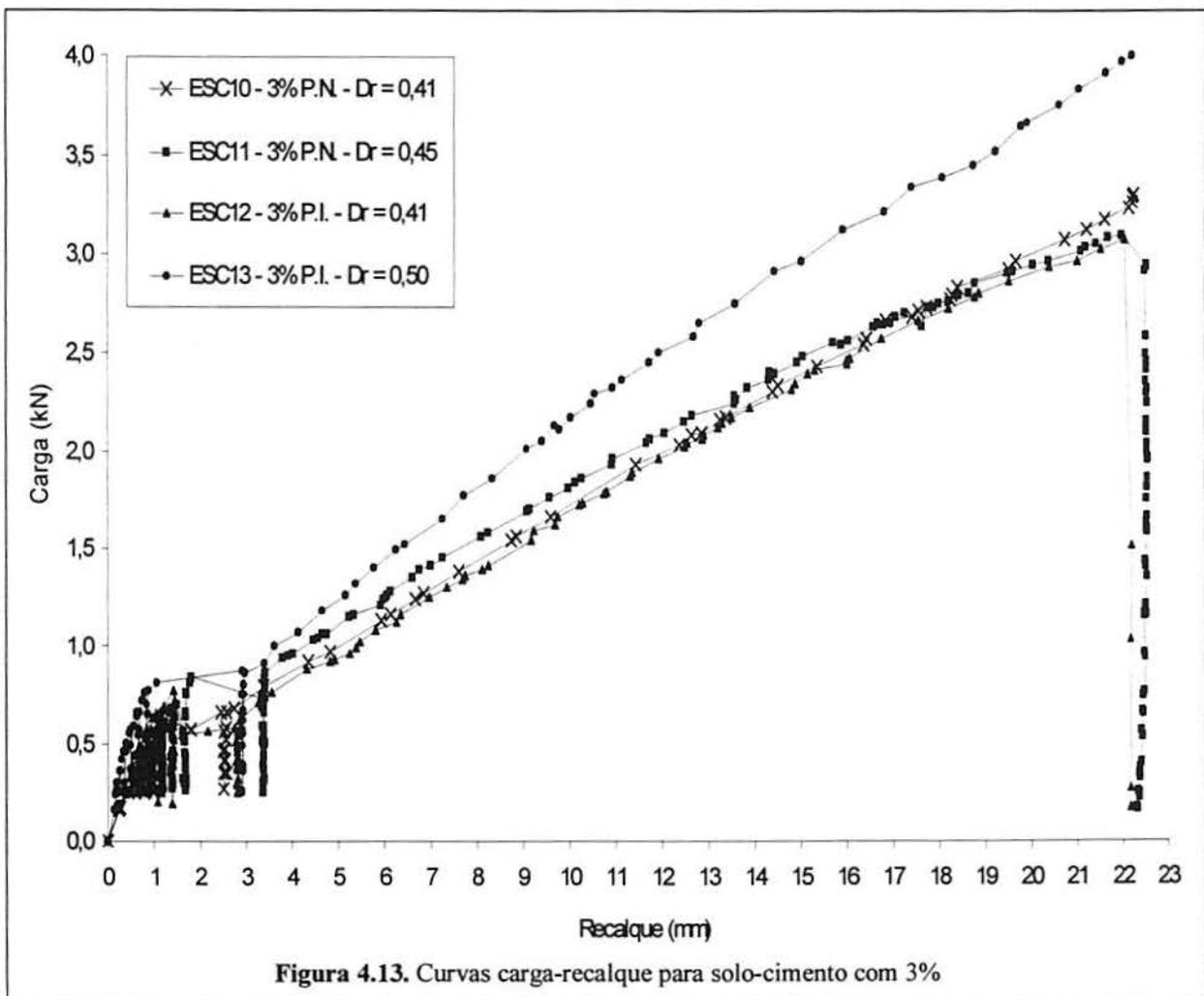
b) Ensaios Com Geotêxteis

A análise dos ciclos de carregamento e descarregamento em camadas tratadas com geotêxteis indica que para pequenos ciclos não há ruptura por fadiga anterior à ruptura normal do material. A tensão de ruptura observada é a mesma de ensaios em que não há ciclos. Isso se deve ao fato de que o geotêxtil não é solicitado a pequenas deformações. Esta observação pode ser também ser confirmada comparando-se os resultados com aqueles apresentados por Diaz (1998) para corpos-de-prova com 5% e 7% P.N (Figuras 4.3 e 4.4). Observa-se também que não há recuperação elástica devido à areia, como já visto anteriormente.

Foi estudada nesta etapa da pesquisa a modificação do comportamento mecânico do material com a introdução de geotêxteis. Utilizou-se corpos-de-prova com 3%, no modo Proctor Normal. A escolha foi feita em função da pequena diferença entre as tensões da primeira fissura ocorrida com os materiais compactados de 3% e 5%, como se pode ver na Figura 4.22. Não há, portanto, necessidade ou benefício de adição de cimento de 3 para 5%. De qualquer modo, foi realizado um ensaio com 5% com o geotêxtil VP75, visto na Figura 4.23. Esse corpo-de-prova foi feito colocando-se o geossintético após a compactação da primeira camada, a 1/3 da altura da forma – primeiro modo de compactação, página 60.

As curvas carga-recalque e tensão-recalque obtidas para as camadas tratadas com 3% P.N. e com geotêxteis VP75 e VP100 podem ser vistas nas Figuras 4.24 e 4.25. E a comparação com os corpos-de-prova sem os geossintéticos pode ser vista na Figura 4.26. Como já

observado anteriormente, a tensão na qual ocorre a primeira fissura é igual para as condições com e sem geotêxteis. Quando o material rompe, observa-se bem a interação da camada tratada x geotêxtil. Nesse ponto, o geotêxtil entra em carga, tornando mais dúctil estes corpos-de-prova – uma maior separação dos dois segmentos rígidos resultantes da ruptura era impedida, ocorrendo o esmagamento dos blocos após uma intensa formação de fissuras. Na prática isso poderia ser resumido em maior segurança. A observação deste fato indica simplesmente que o geotêxtil utilizado é muito flexível para influenciar no comportamento rígido observado nas placas anteriormente à ruptura. A Tabela 4.2 mostra um resumo dos parâmetros da camada de sub-base e dos corpos-de-prova dos ensaios realizados, e a Tabela 4.3, uma análise dos materiais na ruptura.



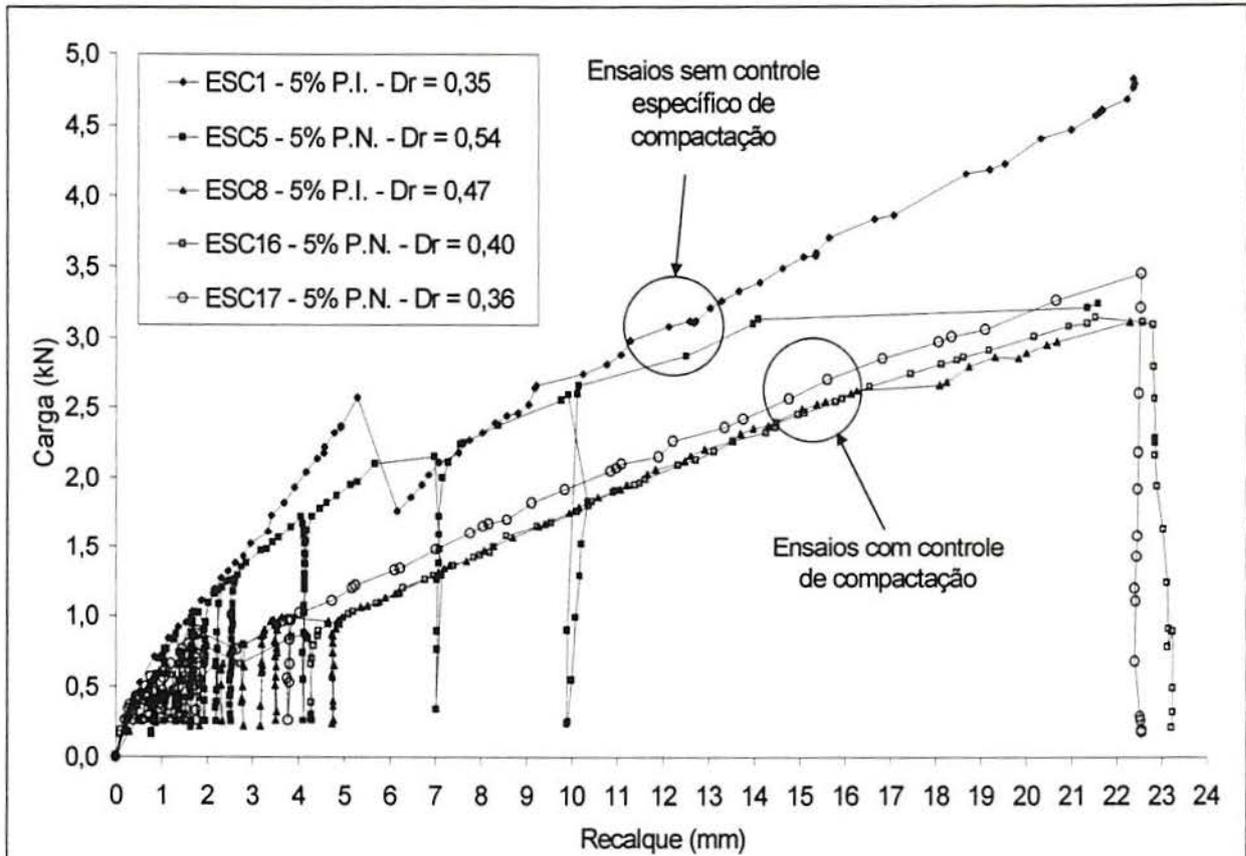


Figura 4.14. Curvas carga-recalque para solo-cimento com 5%

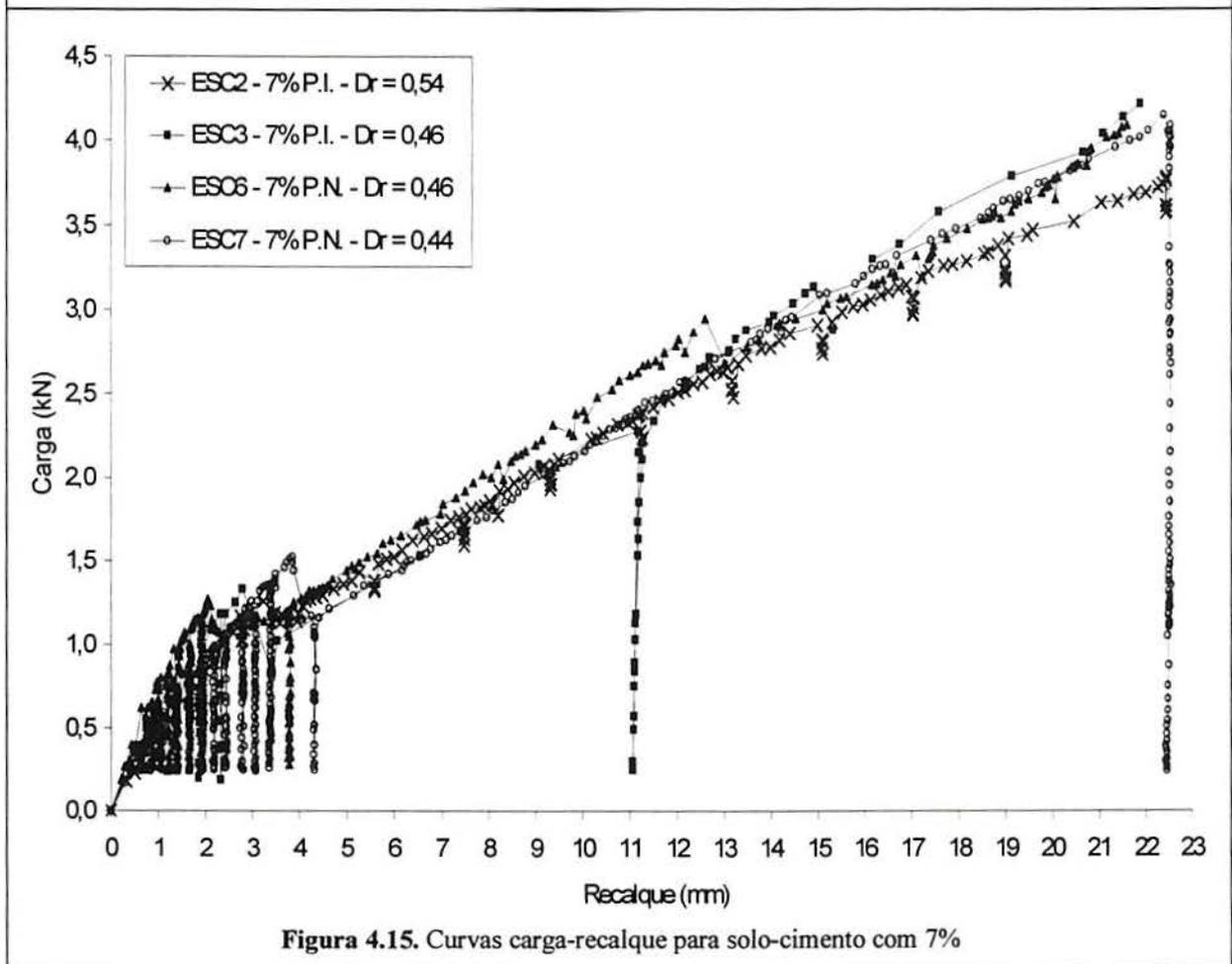


Figura 4.15. Curvas carga-recalque para solo-cimento com 7%

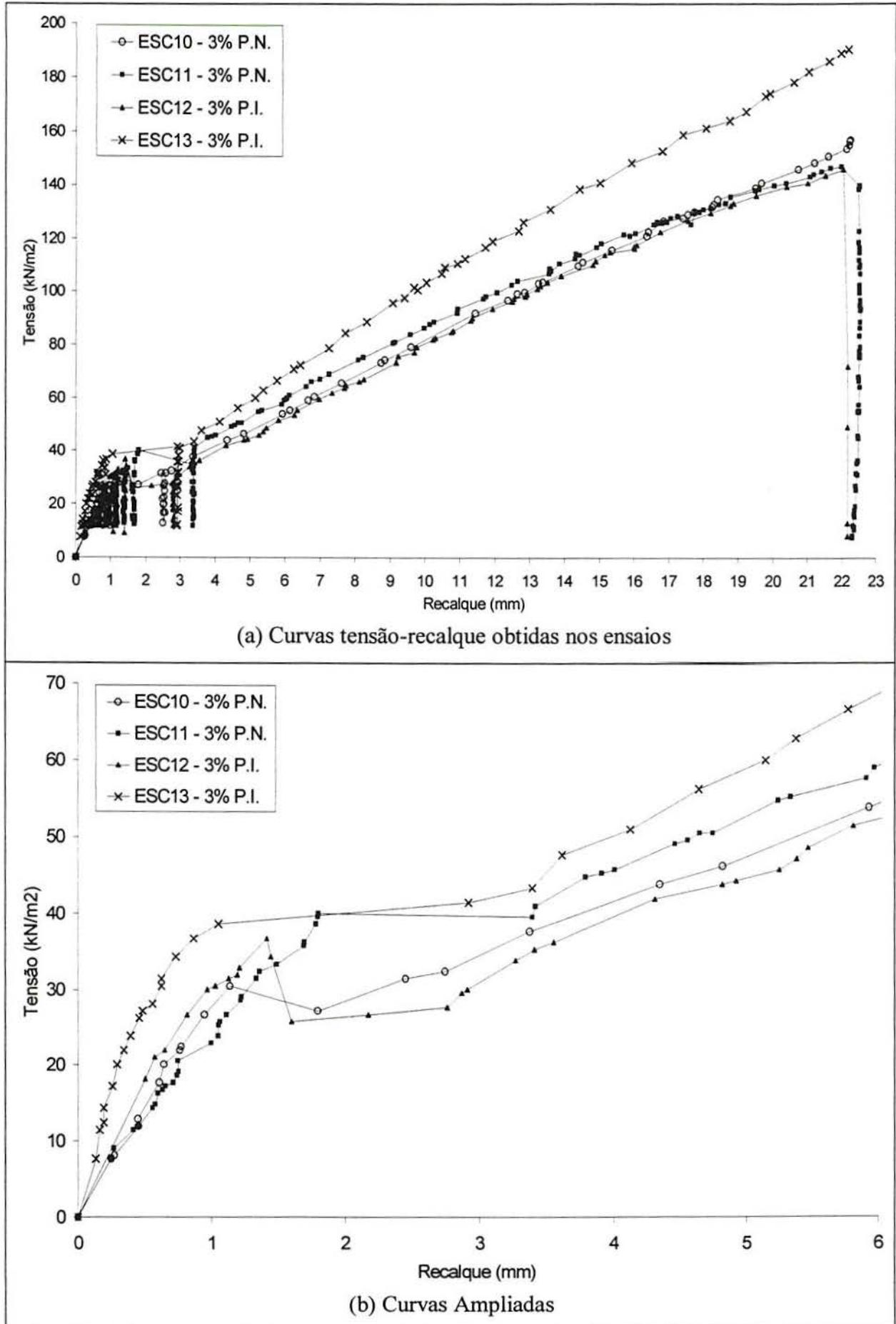


Figura 4.16. Curvas tensão-recalque com 3% (com controle de compactação)

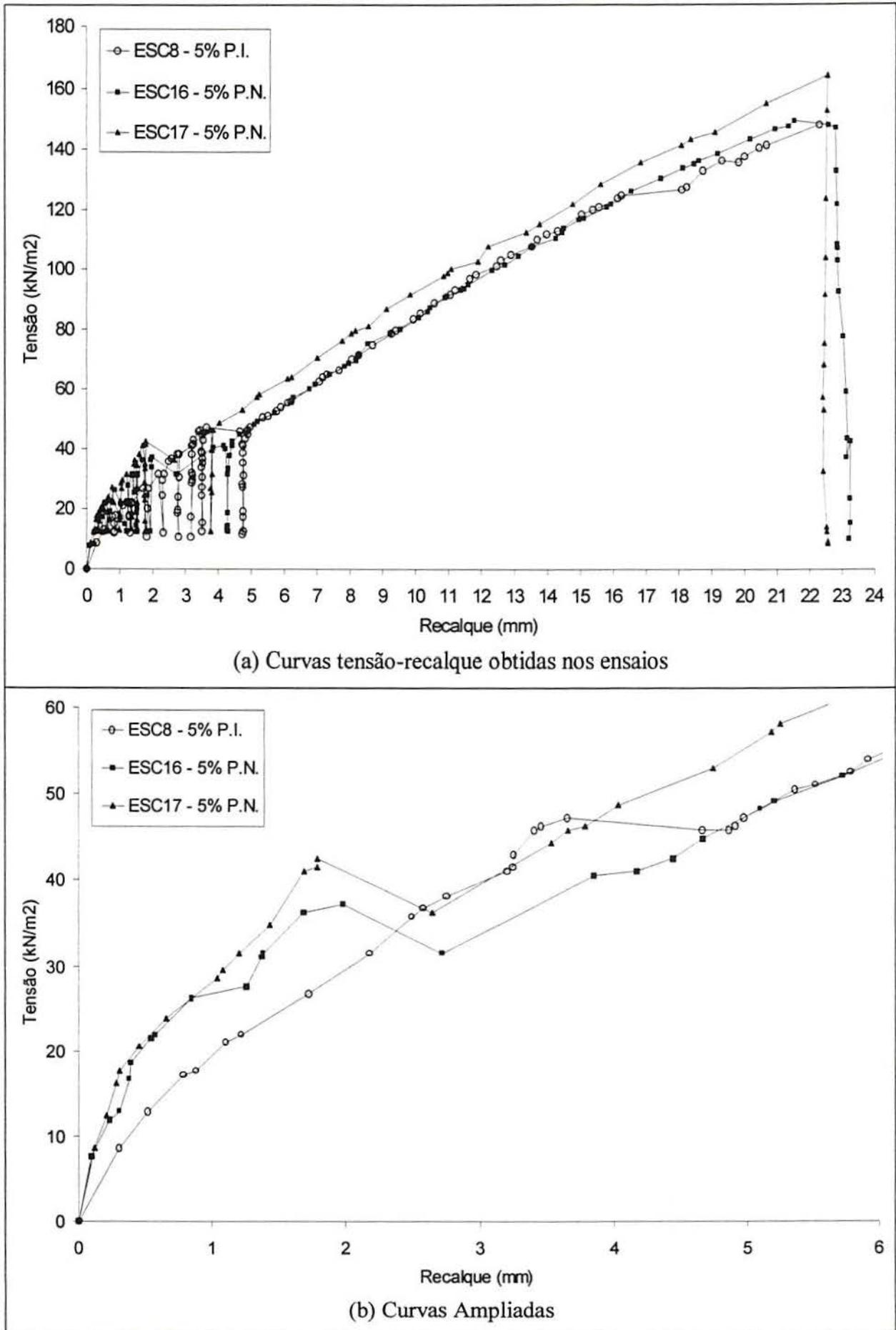
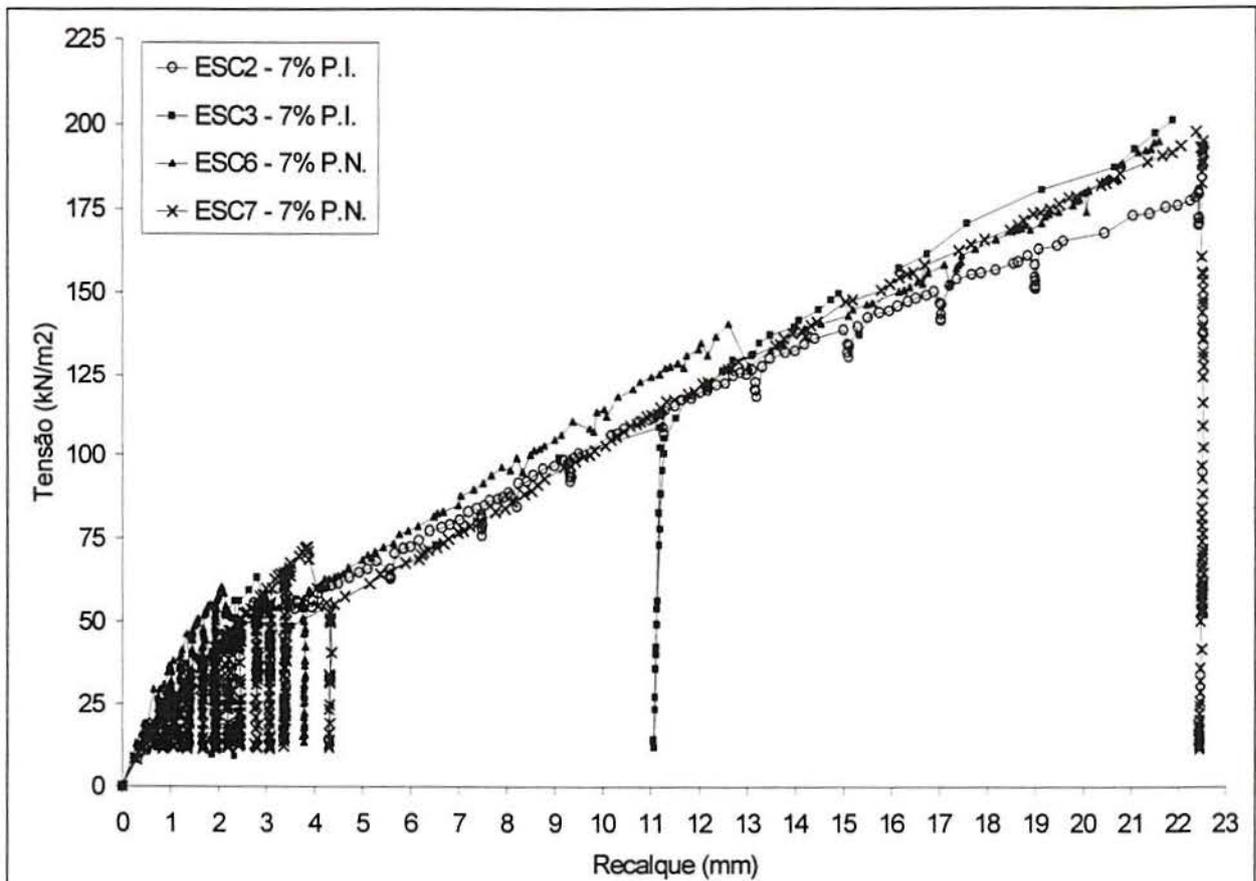
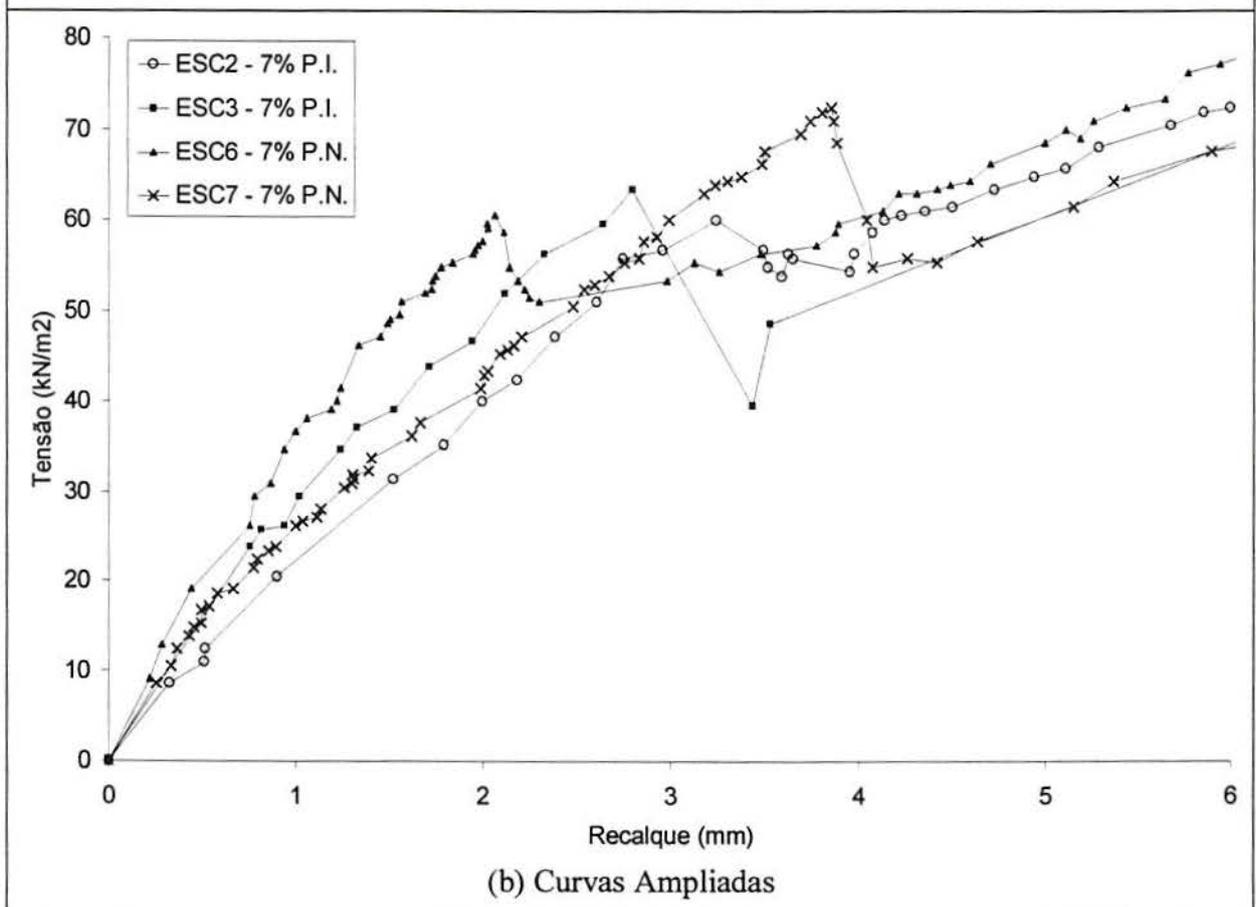


Figura 4.17. Curvas tensão-recalque com 5% (com controle de compactação)



(a) Curvas tensão-recalque obtidas nos ensaios



(b) Curvas Ampliadas

Figura 4.18. Curvas tensão-recalque com 7% (com controle de compactação)

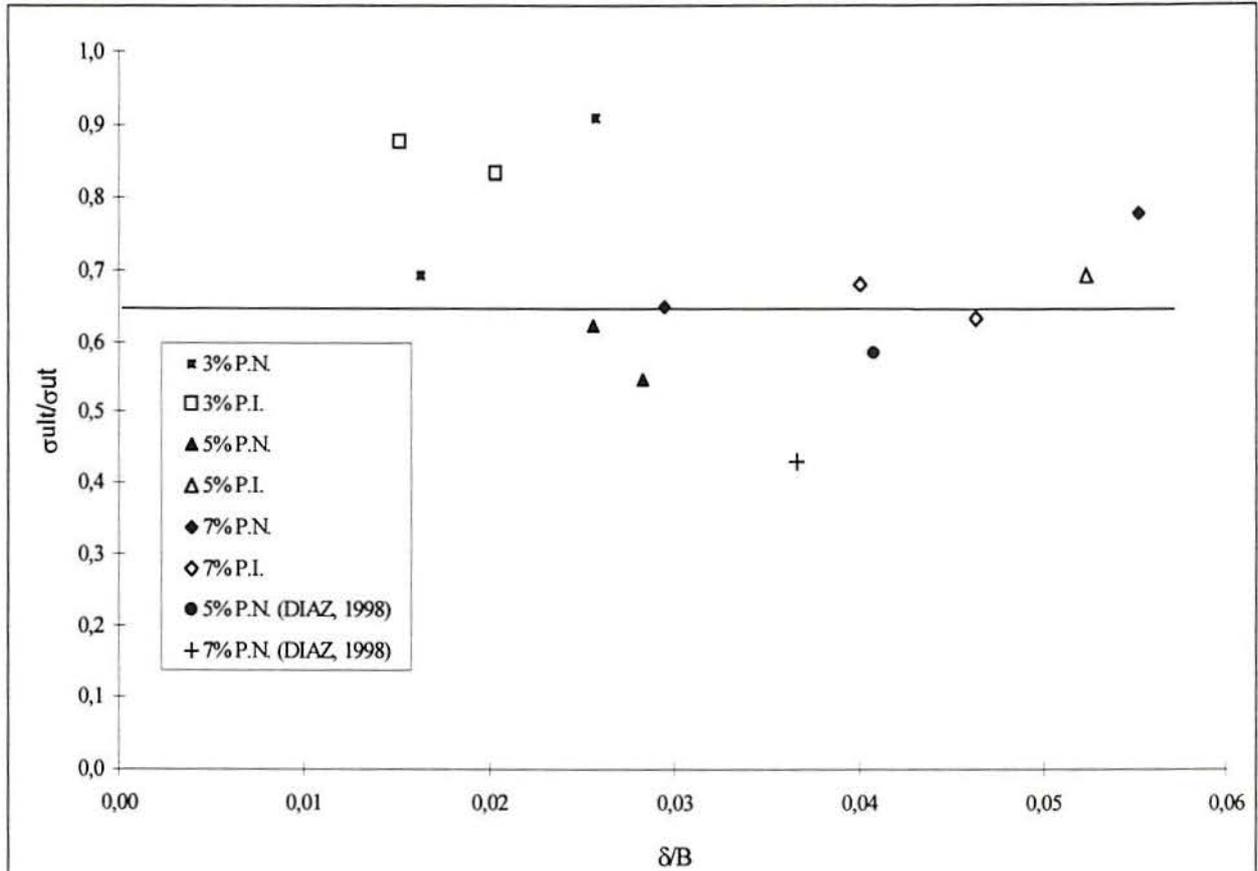


Figura 4.19. Tensão de ruptura / tensão à compressão diametral versus δ/B para $H/B = 1,5$

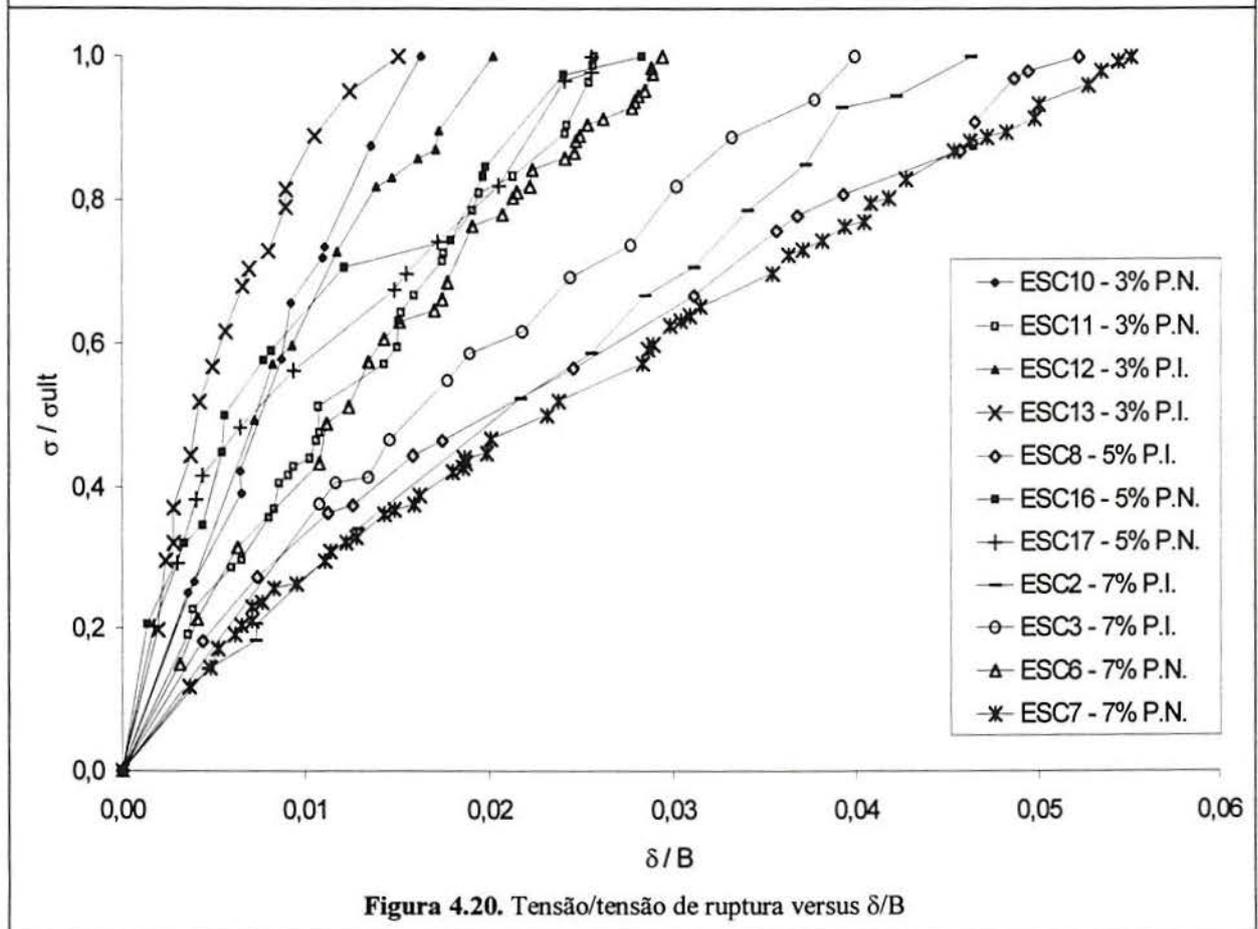


Figura 4.20. Tensão/tensão de ruptura versus δ/B

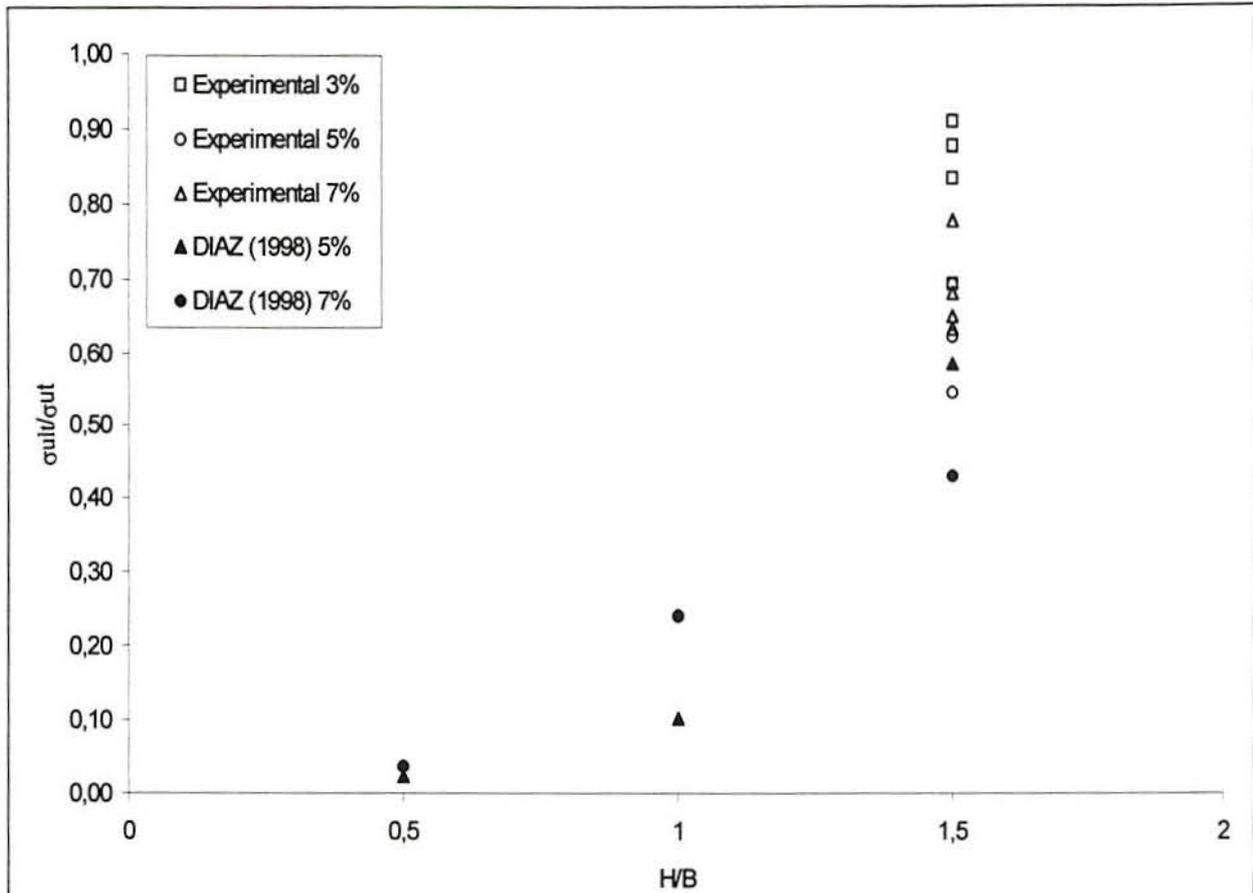


Figura 4.21. Tensão de ruptura / tensão de tração versus H/B

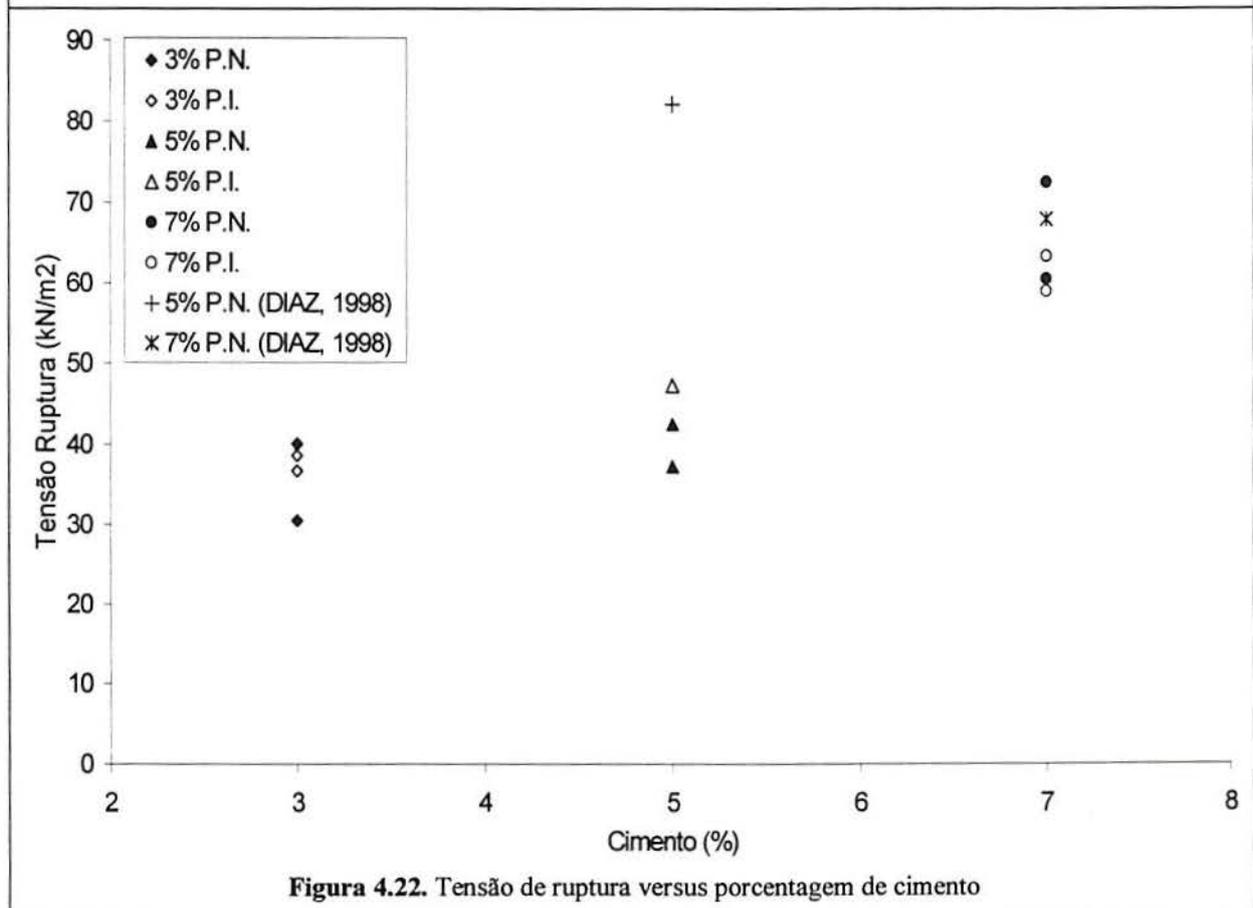


Figura 4.22. Tensão de ruptura versus porcentagem de cimento

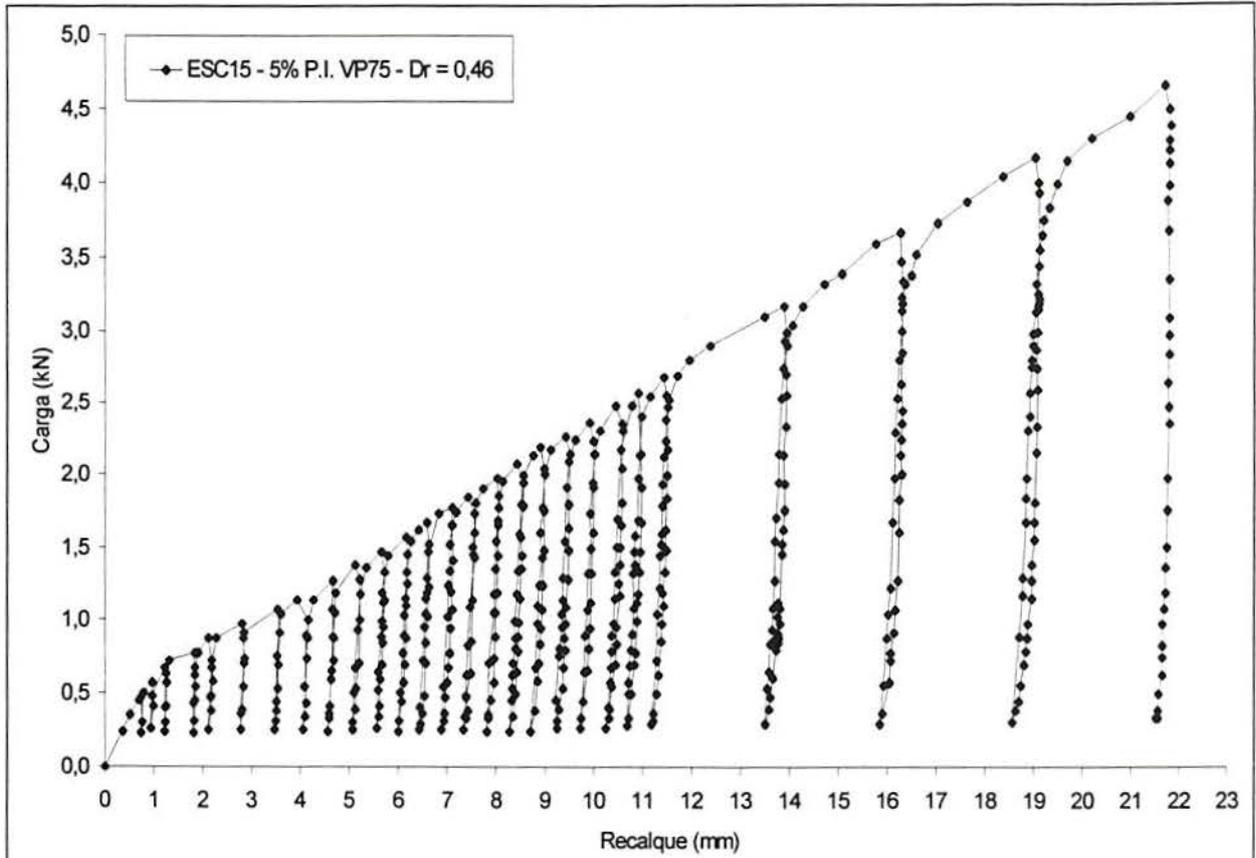


Figura 4.23. Curva carga-recalque do corpo-de-prova com 5% P.I. e geotêxtil VP75

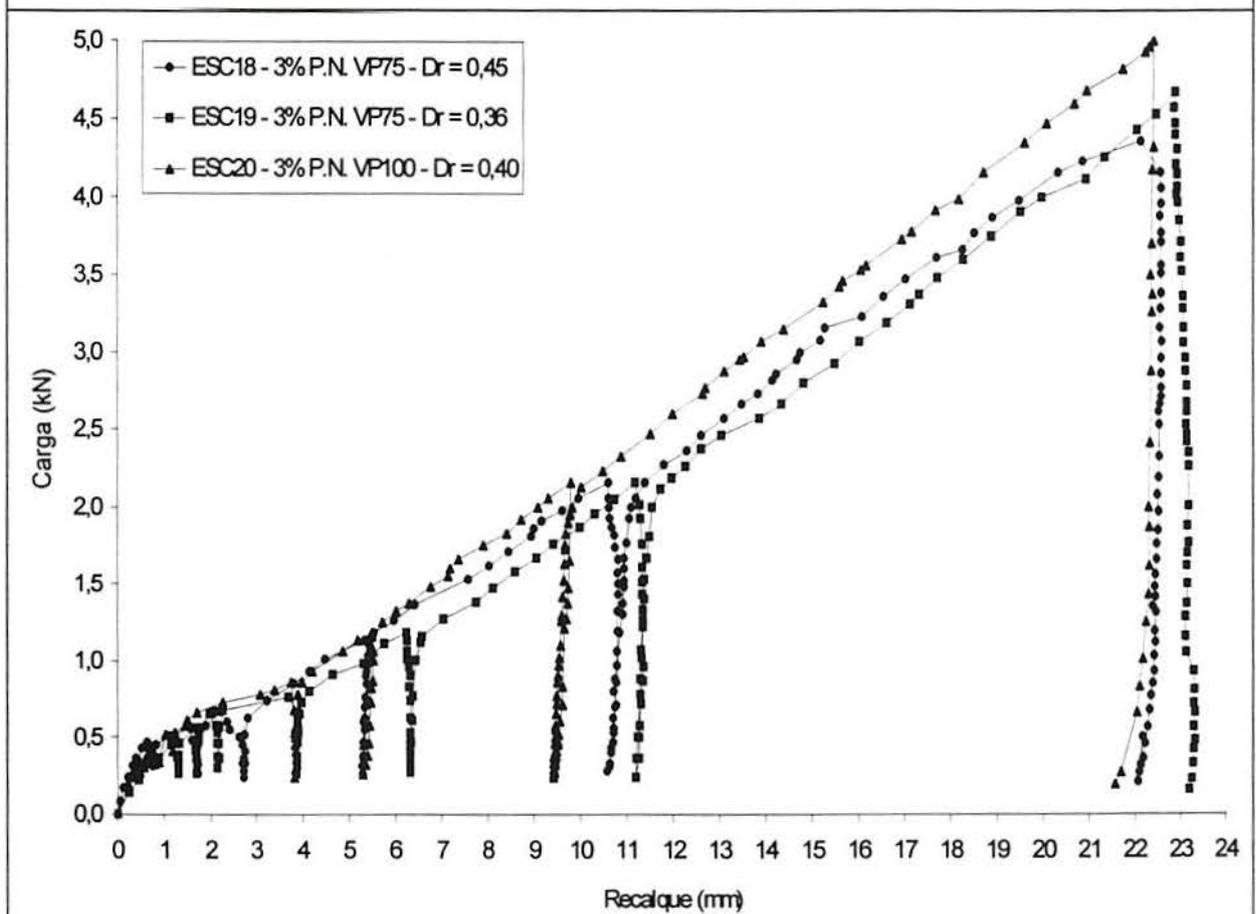


Figura 4.24. Curvas carga-recalque dos corpos-de-prova com geotêxteis

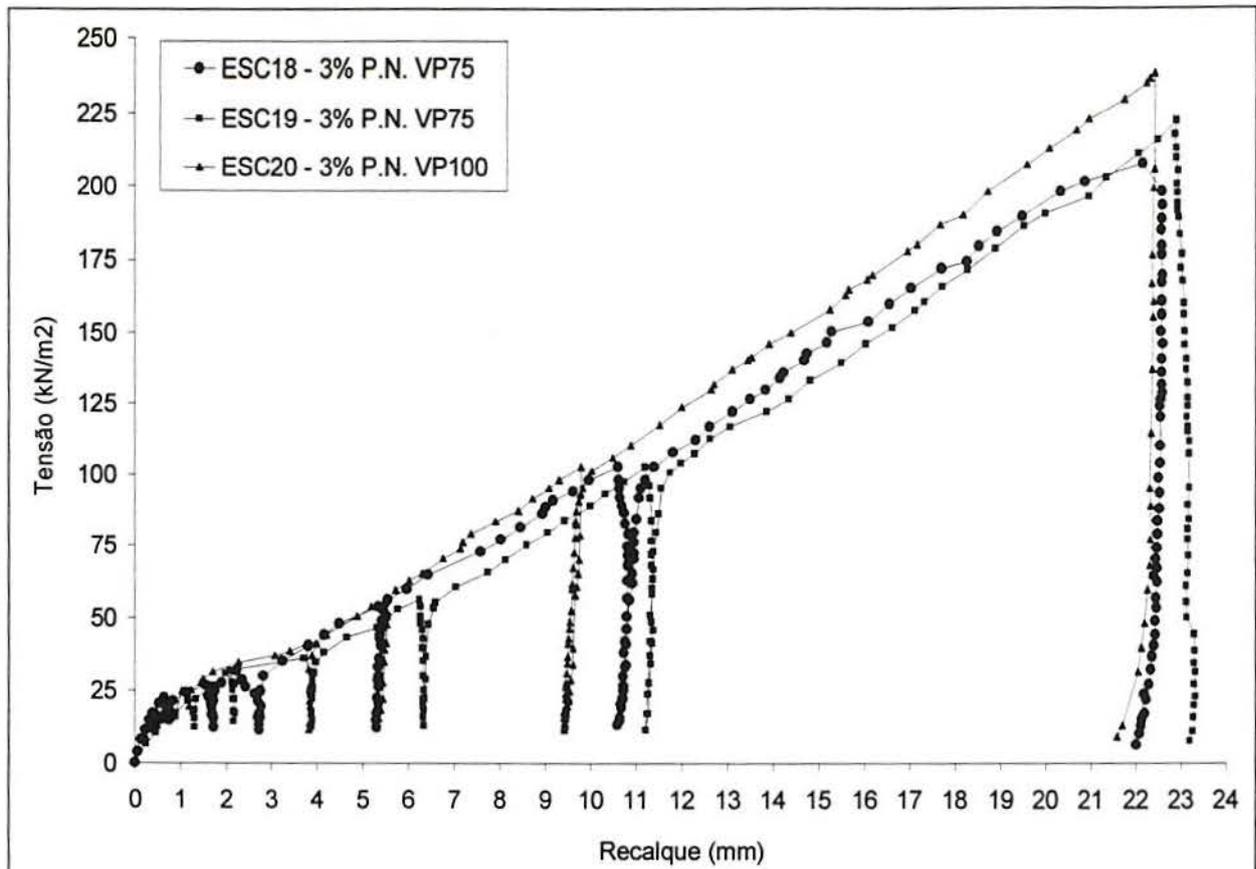


Figura 4.25. Curvas tensão-recalque dos corpos-de-prova com geotêxteis

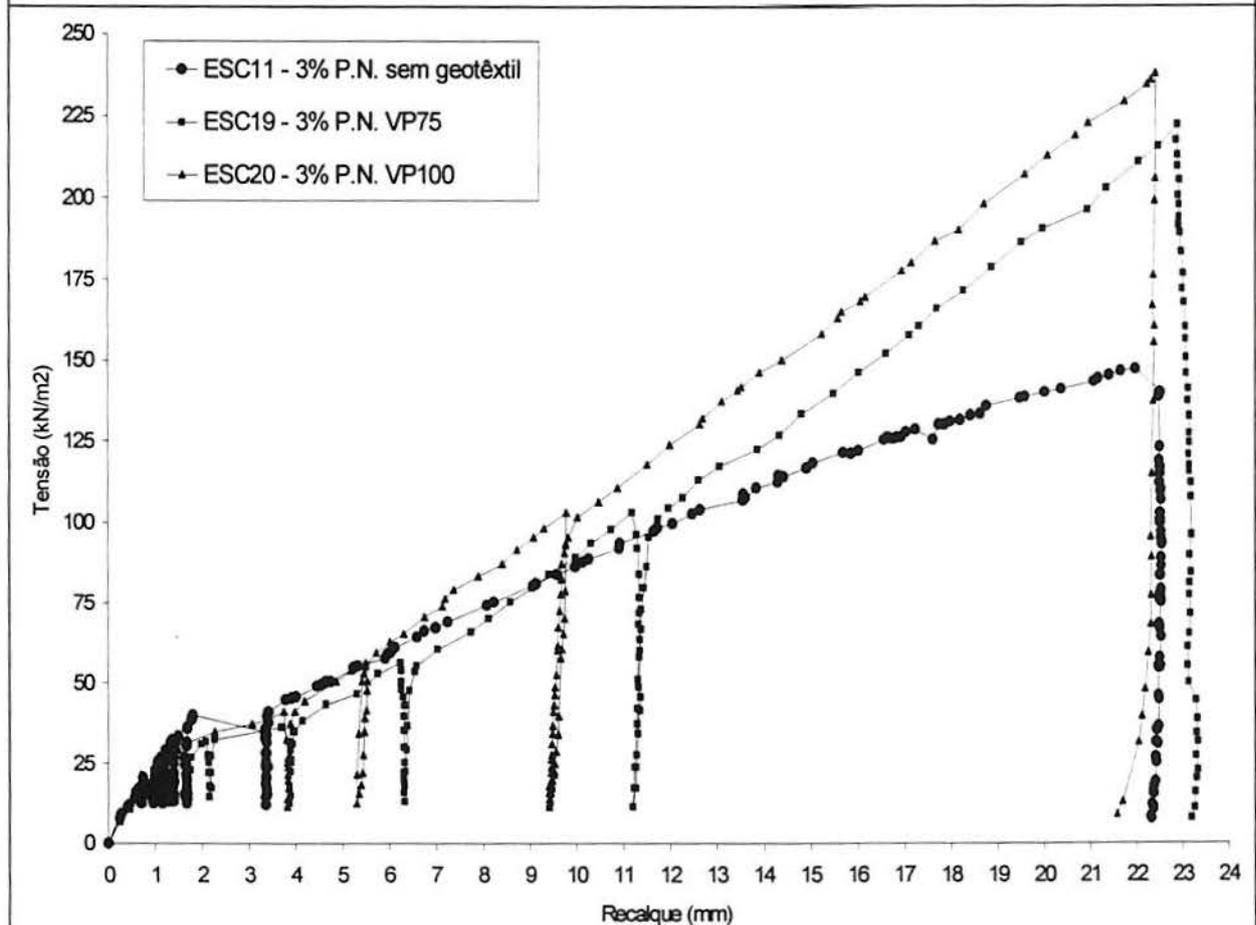


Figura 4.26. Curvas comparativas para os corpos-de-prova com e sem geotêxteis

Tabela 4.2. Parâmetros dos materiais

Solo-Cimento					Areia de Sub-base		
ESC (n°)	Cimento (%)	Compactação	Geotêxtil	Umidade Final	γ_d (kN/m ³)	Dr	e_0
1	5	P.I.	Não	7,94%	15,00	0,35	0,75
2	7	P.I.	Não	10,18%	15,47	0,54	0,70
3	7	P.I.	Não	10,18%	15,26	0,46	0,72
4	5	P.N.	Não	10,80%	*	*	*
5	5	P.N.	Não	10,80%	15,47	0,54	0,70
6	7	P.N.	Não	13,93%	15,27	0,46	0,72
7	7	P.N.	Não	13,93%	15,21	0,44	0,73
8	5	P.I.	Não	11,29%	15,28	0,47	0,72
9	5	P.I.	Não	11,29%	*	*	*
10	3	P.N.	Não	15,20%	15,13	0,41	0,74
11	3	P.N.	Não	15,20%	15,25	0,45	0,72
12	3	P.I.	Não	14,24%	15,14	0,41	0,73
13	3	P.I.	Não	14,24%	15,37	0,50	0,71
14	5	P.I.	VP75	14,31%	*	*	*
15	5	P.I.	VP75	14,31%	15,26	0,46	0,72
16	5	P.N.	Não	15,05%	15,13	0,40	0,74
17	5	P.N.	Não	15,05%	15,02	0,36	0,75
18	3	P.N.	VP75	14,09%	15,23	0,45	0,72
19	3	P.N.	VP75	14,09%	15,01	0,36	0,75
20	3	P.N.	VP100	14,58%	15,10	0,40	0,74
21	3	P.N.	VP100	14,58%	*	*	*

* Ensaios não realizados devido a problemas com os corpos-de-prova (ver adiante)

Tabela 4.3. Parâmetros dos materiais na ruptura

Solo-Cimento					
ESC (n°)	Cimento (%)	Compactação	Geotêxtil	$\delta_{ruptura}$ (mm)	$\sigma_{ruptura}$ (kN/m ²)
1	5	P.I.	Não	5,29	122,38
2	7	P.I.	Não	3,24	60,04
3	7	P.I.	Não	2,80	63,38
5	5	P.N.	Não	5,67	100,00
6	7	P.N.	Não	2,06	60,52
7	7	P.N.	Não	3,86	72,42
8	5	P.I.	Não	3,66	47,19
10	3	P.N.	Não	1,14	30,52
11	3	P.N.	Não	1,80	40,04
12	3	P.I.	Não	1,42	36,71
13	3	P.I.	Não	1,06	38,61
15	5	P.I.	VP75	1,31	34,29

Solo-Cimento (continuação)					
ESC (n°)	Cimento (%)	Compactação	Geotêxtil	$\delta_{ruptura}$ (mm)	$\sigma_{ruptura}$ (kN/m ²)
16	5	P.N.	Não	1,98	37,19
17	5	P.N.	Não	1,79	42,42
18	3	P.N.	VP75	2,22	31,95
19	3	P.N.	VP75	2,26	32,42
20	3	P.N.	VP100	2,27	34,80

4.3.1 – Problemas Enfrentados Durante os Ensaios

Três tipos de problemas experimentais foram encontrados nesta fase da pesquisa. O primeiro deles ocorreu pela ausência de um controle de compactação, já no primeiro corpo-de-prova. A amostra foi compactada até a última camada, quando se observou que havia muito material ainda para ser colocado. O aumento do número de golpes necessários para colocar todo o material no molde resultou no incremento da energia de compactação, acima do Proctor Intermediário. Como decorrência houve um aumento discreto da tensão de ruptura (Figura 4.14). Pode-se, então, concluir que a compactação é importante no comportamento carga-recalque, mas se relacionarmos somente os modos de P.N. e P.I. não há variação significativa.

O segundo problema ocorreu no corpo-de-prova do ensaio ESC4, quando o mesmo rompeu ao ser colocado na câmara. Um procedimento cuidadoso de colocação da placa na câmara foi desenvolvido para eliminar o problema. No ensaio ESC14, o corpo-de-prova também rompeu durante sua colocação na câmara de calibração. Havia fissuras horizontais na região do geotêxtil VP75, e a primeira camada se descolou. O material, então, flexionou e rompeu. A partir deste momento, não foram mais compactados corpos-de-prova com geotêxteis entre camadas de solo-cimento. Efeitos semelhantes foram observados por Tanaka et al. (1996) em ensaios de campo.

O terceiro problema ficou por conta do corpo-de-prova do ensaio ESC9, que rompeu durante o período de cura. Como este corpo-de-prova estava curando próximo à porta – e a temperatura durante aquela semana variou muito – considerou-se na ocasião “perda por variação térmica”. A partir deste momento, mudou-se a localização da cura das demais amostras

para outro ponto do laboratório. Entretanto, no ensaio ESC21, o corpo-de-prova também rompeu durante o período de cura.

4.3.2 – Padrão de Fissuras e Ruptura

Procurando analisar o mecanismo de ruptura nos vários ensaios, as fissuras foram mapeadas, filmadas e fotografadas – com vistas frontal e superior. A totalidade das imagens obtidas durante esta pesquisa estão identificadas no CD-Rom. A disposição das placas de solo-cimento na câmara de calibração e dos equipamentos de medição já foram vistas no Capítulo 3, nas Figura 3.9 e 3.10.

a) Solo Cimentado sem Geossintéticos

As amostras foram todas ensaiadas com relação $H/B = 1,5$. O padrão de fissuras foi sempre o mesmo, independentemente da forma de compactação, do teor de cimento ou da densidade da areia subjacente. A ruptura geral ocorria sempre no centro geométrico do bloco, vertical, e iniciava sempre por uma fissura de tração. Fissuras em aproximadamente 45° podiam também ser observadas a partir do centro do bloco em ambas as direções, e algumas se abriam com o incremento de carga, rompendo-se. Com a elevação das tensões podiam ser observadas rupturas progressivas em algumas amostras. Durante a retirada das amostras da câmara, muitas fissuras acabaram por romper, dando a aparência errônea de um outro padrão de ruptura. Diaz (1998) sugere a existência de dois mecanismos, cuja ocorrência depende da espessura da placa. Placas espessas ($H/B \sim 1,5$) apresentam o comportamento descrito anteriormente. Em placas delgadas ($H/B \sim 0,5$) a ruptura ocorre preferencialmente em dois planos, que iniciam próximos aos vértices da sapata e desenvolvem-se na placa com um ângulo em torno de 45° em relação ao plano horizontal. As Figuras 4.27 e 4.28 mostram corpos-de-prova rompidos, exemplificando o mecanismo descrito.

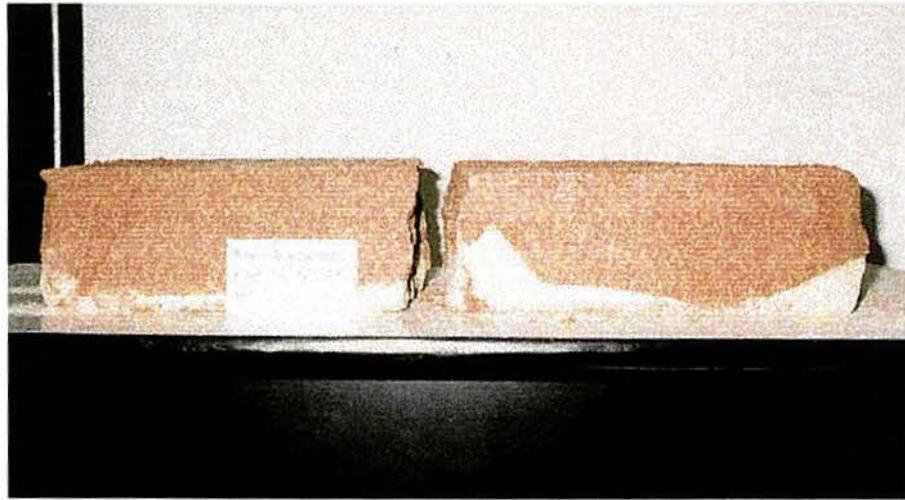


Figura 4.27. Vista Frontal do ESC13 (sem geotêxtil)



Figura 4.28. Vista Superior do ESC13 (sem geotêxtil)

b) Solo Cimentado com Geossintéticos

As amostras com geotêxteis também foram ensaiadas com relação $H/B = 1,5$. O padrão de fissuras, ao contrário das amostras em que não havia geossintéticos, foi completamente aleatório. Algumas conclusões, entretanto, podem ser obtidas. A primeira fissura era sempre por tração no centro geométrico do bloco, vertical. Em seguida, com o aumento das tensões, apareciam outras fissuras, iniciando-se a 45° e propagando-se quase verticalmente, formando-se a partir do centro em ambas as direções. Como o geotêxtil só era solicitado após a abertura da primeira fissura, impedindo o rompimento frágil, muitas fissuras novas eram criadas, ocorrendo o esmagamento do material cimentado a grandes tensões. Até o nível de

deformações impostas nesta pesquisa não houve ruptura do material geossintético. As Figuras 4.29 e 4.30 mostram um corpo-de-prova rompido com geotêxteis.

Não se conseguiu fazer com que o geotêxtil fosse solicitado a baixas deformações, por mais que fosse esticado em sua compactação, explicando o motivo pelo qual o aparecimento da primeira fissura de tração ocorre praticamente na mesma tensão que nos corpos-de-prova sem esses materiais. Existe claramente a necessidade de se ensaiar as placas com geotêxteis de maior rigidez, visando a melhora do desempenho do conjunto.

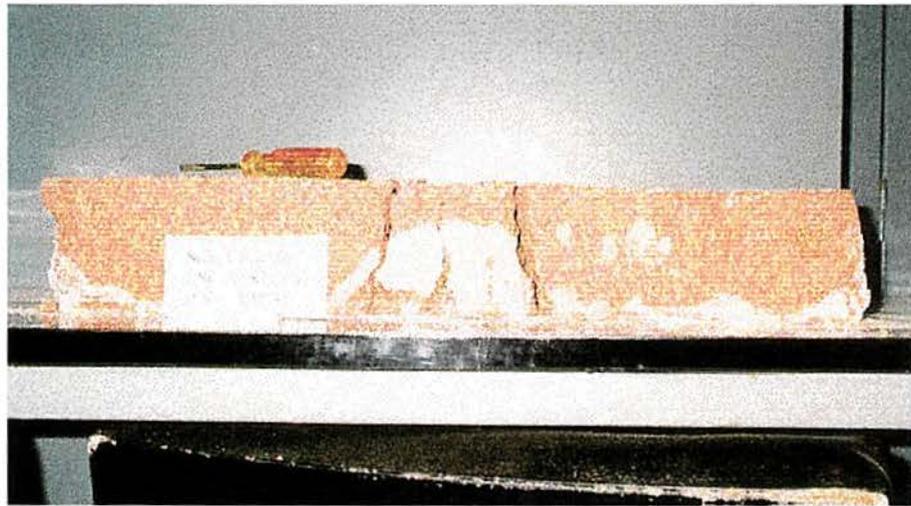


Figura 4.29. Vista Frontal do ESC19 (com geotêxtil)

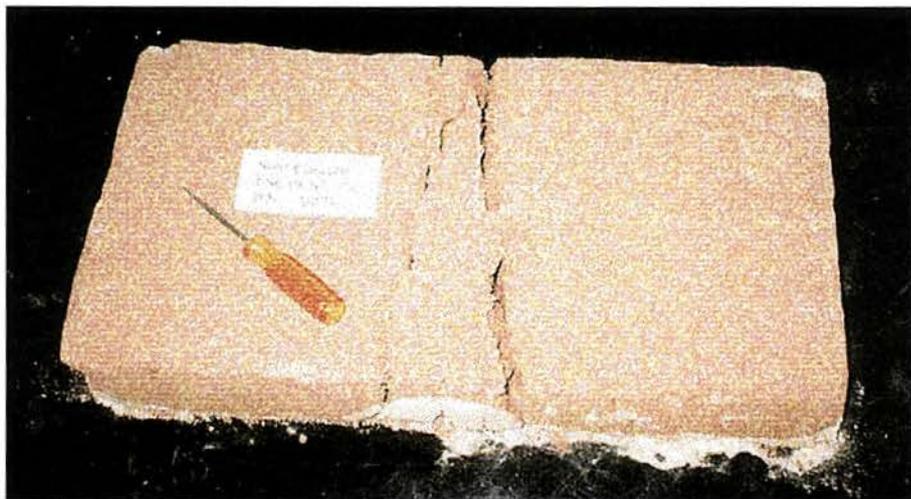


Figura 4.30. Vista Superior do ESC19 (com geotêxtil)

CAPÍTULO 5

5 – Simulação Numérica do Comportamento de Fundações e seus Mecanismos de Ruptura

5.1 – Introdução

A mecânica dos meios contínuos permitiu realizar avanços significativos na compreensão do comportamento estrutural de muitos materiais, tanto sólidos como fluidos. Mostrou-se uma ferramenta eficaz, nas mais diversas simulações, resolvendo vários dos problemas propostos na engenharia geotécnica. No entanto, as limitações da teoria da mecânica do contínuo surgem quando se deseja representar problemas em que ocorre a fratura do objeto em estudo, pois o material deixa de ser contínuo, comprometendo uma hipótese básica do corpo teórico utilizado.

Os métodos numéricos permitiram dar outro grande passo ao transformar sistemas de equações diferenciais de alto grau em sistemas de equações algébricas possíveis de serem resolvidas numericamente. O fato de poder discretizar o domínio em estudo permitiu resolver problemas com condições de contorno mais complexas, as quais não podiam ser abordadas analiticamente. Entre os métodos mais desenvolvidos, pode-se citar o método das diferenças finitas, o dos elementos finitos e o dos elementos de contorno.

No estudo de materiais susceptíveis à fratura, o caminho natural é empregar-se uma teoria que não se baseie na hipótese da continuidade. Uma opção consiste em representar o contínuo mediante nós nos quais se concentram as massas que irão interagir entre si. Essas interações podem se dar mediante molas e amortecedores, isto é, elementos unidirecionais com uma lei constitutiva definida em função de vários parâmetros. Tais parâmetros dependem das características mecânicas dos materiais a se modelar, da disposição das barras (que atuando em conjunto permitem representar o comportamento de um sólido contínuo) e da separação das massas a serem unidas. No Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade da UFRGS tem-se uma linha de

pesquisa consolidada nessa área, dirigida pelo Prof. Riera, que originou várias teses, entre elas as de Hayashi (1982), Rocha (1989) e Iturrioz (1995). Na área de Mecânica dos Solos, Diaz (1998) apresentou uma primeira tentativa de modelar solos cimentados utilizando o modelo dos elementos discretos. É interessante observar que a fratura de um material pode ser modelada naturalmente desativando as barras na região afetada pela descontinuidade. Rocha (1989) observou que cuidados devem ser tomados com relação à energia que é retirada junto com o elemento fraturado. O autor também observou que o método dos elementos discretos pode ser aplicado na simulação, não só de materiais contínuos como também para representar estruturas descontínuas.

Rocha (1989) e Iturrioz (1995) utilizaram com sucesso a teoria na simulação do comportamento de concreto submetido a diferentes tipos de solicitações. Os autores observaram que o modelo capta corretamente o efeito de escala e permite simular fenômenos de fratura típicos em materiais frágeis e não homogêneos. Além disso, há a possibilidade de modelar as propriedades do sistema com variação estatística.

Diaz (1998), após verificar a impossibilidade de se analisar o comportamento carga-recalque de fundações superficiais com a teoria da mecânica dos meios contínuos, optou pela investigação da aplicabilidade do método dos elementos discretos, obtendo resultados qualitativos de grande interesse.

Este estudo visa contribuir nesta área do conhecimento, realizando-se, para tanto, uma análise paramétrica das variáveis envolvidas. Os trabalhos de Rocha (1989), Iturrioz (1995) e Diaz (1998) foram utilizados e adaptados para o desenvolvimento desta pesquisa.

5.2 – Modelo Constitutivo

O modelo numérico empregado neste trabalho foi o mesmo utilizado por Diaz (1998), após ser adaptado por Rocha (1989), e posteriormente modificado por Iturrioz (1995). As bases do modelo foram desenvolvidas por Hayashi (1982), cuja formulação original, por sua vez, provem do trabalho de Nayfeh & Hefzy (1978). O método dos elementos discretos consiste essen-

cialmente em discretizar o contínuo através de um arranjo de treliça espacial, sendo que o conjunto tem uma rigidez equivalente ao contínuo que se quer representar. No presente trabalho, foi utilizado para simular o mecanismo de ruptura de uma sapata assente em solo cimentado.

Assim como os outros autores, empregou-se um módulo cúbico, cuja geometria está apresentada na Figura 5.1. Para representar um estado plano de deformações é necessária uma única camada de módulos cúbicos, em cujos nós se restringem os deslocamentos perpendiculares ao plano de interesse. As equações que fornecem sustentação teórica ao método, assim como a treliça utilizada e demais dados de entrada do programa, encontram-se em anexo.

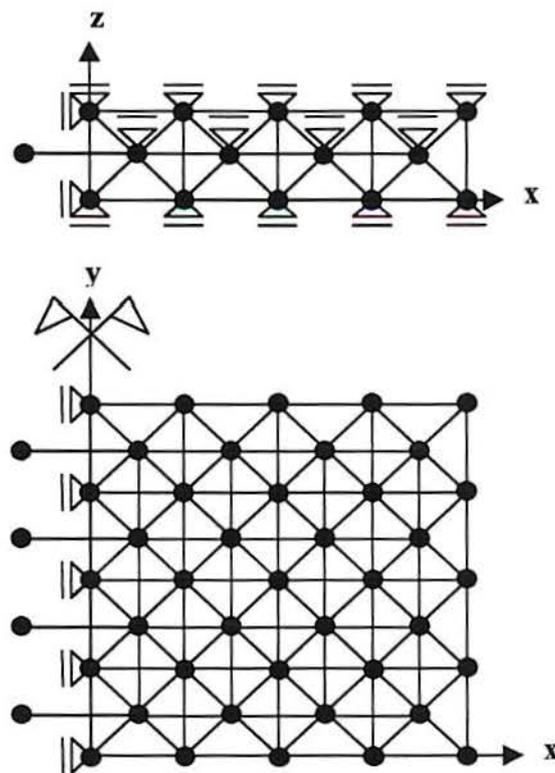


Figura 5.1. Modelo em treliça espacial utilizado: simulação do estado plano de deformações

Realizando-se a discretização espacial anteriormente analisada, o passo seguinte é a discretização temporal, que consiste em integrar “n” equações de movimento desacopladas, sendo “n” o número de graus de liberdade do sistema. É utilizado um esquema explícito de integração (método das diferenças finitas centrais).

O programa computacional utilizado por Diaz (1998) foi modificado por Iturrioz (1998), eliminando-se a camada de material de sub-base e trocando-a por molas. Isso diminuiu consideravelmente o esforço computacional. A alteração do programa para retirar a camada de areia de sub-base, e trocá-la por molas de constante K definida, observou Diaz (1998), que concluiu que o parâmetro de coesão da sub-base pouco importava nas previsões de capacidade de carga realizadas. Também para acelerar as simulações, a velocidade de aplicação da carga foi modificada, respeitando-se os limites que poderiam alterar as respostas esperadas, estudados anteriormente por Diaz (1998).

5.2.1 – Definição do Critério de Ruptura e da Relação Constitutiva Elementar (RCE)

Como o solo cimentado apresenta ruptura frágil, assume-se como válidos os princípios da Mecânica Elástica Linear das Fraturas. Admitiu-se uma distribuição aleatória de descontinuidades inerentes à estrutura do material. Quando o fator de intensidade de tensões crítico (K_{IC}) é atingido em algum ponto do material, ocorre a propagação instável de uma fratura, causando a ruptura do mesmo. Durante o processo de propagação é consumida uma certa quantidade de energia, função da área de fratura formada. Tal consumo deve estar representado em uma relação constitutiva que descreva o comportamento do material na fase pós-ruptura.

Pode-se estabelecer uma relação entre o fator de intensidade de tensões crítico e uma certa deformação crítica (média em uma região de controle), assumindo-se a existência de uma microfissura inerente ao material. Caracterizando-se esta microfissura por uma dimensão a , pode-se escrever K_{IC} como:

$$K_{IC} = \chi \cdot f_i \cdot a^{1/2} \quad (5.1)$$

na qual f_i é uma tensão de controle crítica e χ é um parâmetro que depende da geometria do problema (forma da microfissura, inclinação com relação à direção de controle, etc.)

Segundo a hipótese de comportamento linear até ruptura ($f_t = \varepsilon_p \cdot E$) pode-se escrever a expressão para deformação crítica, no estado plano de deformações:

$$\varepsilon_p = R_f \cdot \left[\frac{G_f}{E \cdot (1 - \nu^2)} \right]^{1/2} \quad (5.2)$$

em que R_f é um “fator de falha” definido como:

$$R_f = \frac{1}{(\chi \cdot a^{1/2})} \quad (5.3)$$

No caso da equação do movimento, tem-se a posição atualizada dos nós através da equação:

$$m \cdot a + c \cdot v = F \quad (5.4)$$

na qual “m” é a massa, “a” é a aceleração, “c” o coeficiente de amortecimento, “v” a velocidade e “F” a força. A equação pode ser rescrita em função das derivadas do deslocamento como:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F \quad (5.5)$$

Expressando as derivadas em diferenças finitas pode-se obter o valor da posição atualizada do nó como função da posição anterior:

$$u_{i+1} = \left(\frac{F \cdot \Delta t^2}{m} + 2 \cdot u_i - c_1 \cdot u_{i-1} \right) \cdot \frac{1}{c_2} \quad (5.6)$$

onde

$$c_1 = 1 - \frac{\Delta t}{2} \quad \text{e} \quad c_2 = 1 + \frac{\Delta t}{2} \quad (5.7)$$

c_1 = constante de amortecimento proporcional à massa (reduz vibrações em alta frequência)

$$c = \alpha \cdot M = Df \cdot m = \eta \cdot m \quad (5.8)$$

na qual $\eta = \zeta_n \cdot \omega_n$, sendo $\omega_n = 2\pi f_n$ e “ ζ_n ” a razão de amortecimento crítico. Portanto:

$$D_f = \zeta_n \cdot \omega_n = \zeta_n 2\pi f_n, \text{ sendo } f_n \text{ a frequência natural em rad/s} \quad (5.9)$$

$$D_f > \zeta_n 2\pi f_n, \text{ com } D_f \text{ em rad/s} \quad (5.10)$$

A partir destas definições, pode-se adotar um diagrama bilinear para a Relação Constitutiva Elementar (RCE), conforme ilustrado na Figura 5.2.

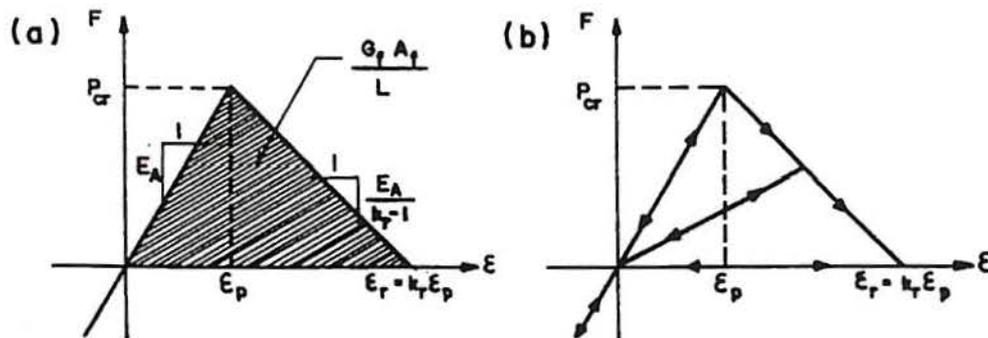


Figura 5.2. Relação constitutiva elementar das barras da treliça: a) Diagrama constitutivo adotado e respectivos parâmetros; b) Esquema de carga e descarga

Na compressão (único estágio de carregamento utilizado no presente trabalho) o material é considerado linear elástico - perfeitamente plástico, sendo que a ruptura do modelo global, quando comprimido, deverá ocorrer por tração indireta (efeito de Poisson).

É essencial observar que a forma como se modela o efeito de “*strain-softening*” é de importância capital para uma correta representação do fenômeno de ruptura de um material frágil. O tramo de enfraquecimento (“*strain-softening*”) presente no diagrama adotado, tem como principal objetivo condicionar a quantidade de energia a ser consumida na ruptura do material.

Os símbolos empregados no diagrama têm o seguinte significado:

F : Força axial resultante da barra (N), função da deformação ε_p , sendo P_{cr} o valor associado a ε_p .

E_A : Rigidez axial (N/m^2), E_n ou E_d conforme o tipo de barra.

ε_p : Deformação crítica de ruptura, que é a deformação para a qual uma microfissura se instabiliza e se propaga.

k_r : Dutilidade; trata-se de um parâmetro que permite calcular a deformação para a qual a barra não transmite mais esforços de tração $\varepsilon_r = k_r \cdot \varepsilon_p$

L_C : Comprimento da barra (m), ou comprimento de controle, ao qual o diagrama constitutivo se refere.

A_f : Área de influência da barra (m^2), ou seja, área de fratura associada à sua ruptura; pode ser expressa na forma $A_f = c_A \cdot L_C^2$, onde c_A é um coeficiente geométrico próprio do modelo, com valor aferido em 0,1385, conforme Diaz (1998). Este valor representa a média das áreas de influência próprias de cada barra do modelo conforme a Figura 5.3.

G_f : Energia de fratura específica do material (N/m) – função da abertura da trinca (δc). A

área sobre a curva $f(\delta c)$ representa G_f , isto é, $G_f = \int_0^{\infty} \sigma_y d(\delta c)$, em que σ_y é a tensão na

direção normal à fissura. A fissura começa a abrir-se quando a tensão em seu extremo alcança um valor limite f_t' . Se a forma da curva $\sigma_y \times \delta c$ é fixada, as propriedades da fratura ficam caracterizadas mediante os parâmetros f_t' e G_f .

É importante observar que ε_p , E , P_{cr} e G_f são considerados propriedades exclusivas do material; A_f e L_C são propriedades exclusivas do modelo; finalmente os parâmetros k_r e E_A dependem tanto do modelo como do material.

A deformação $\varepsilon_r = k_r \cdot \varepsilon_p$ pode ser interpretada como abertura axial crítica de uma trinca (Δ_{cr}) diluída no comprimento da barra (L_C), conforme apresentado na Figura 5.4. Esta abordagem, conhecida como Modelo da Trinca Fictícia, de Hilleborg (1978), permite uma conexão

entre a fase contínua e a fase descontínua do material, que têm constituído uma dificuldade na representação geométrica de propagação de fissuras.

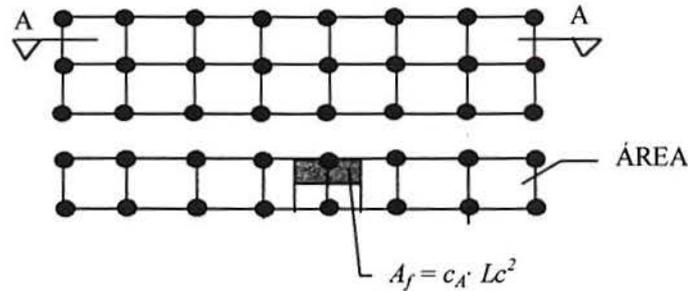


Figura 5.3. Forma de obtenção de c_A

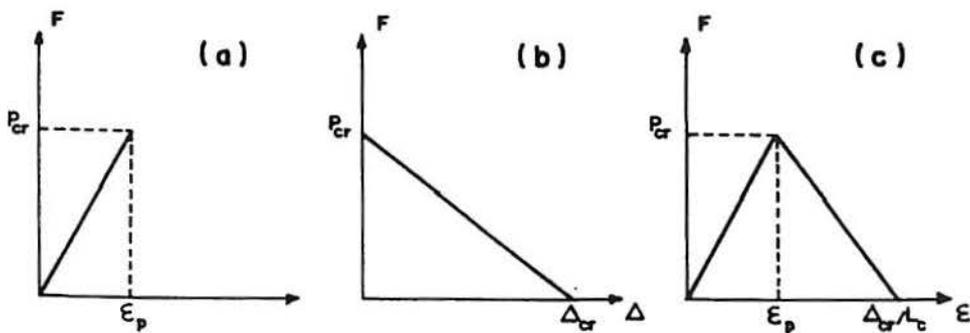


Figura 5.4. a) Diagrama constitutivo elástico linear; b) Relação entre a força de tração transmitida e a abertura da fissura; c) Diagrama constitutivo composto, onde L é um comprimento de controle.

A expressão 5.11 mostra que $k_m (= \Delta_{cr}/[\epsilon_p \cdot L_c])$, como salienta Rocha (1989), é inversamente proporcional a L_c . É interessante observar que quando uma barra rompe, nem toda a energia elástica é consumida no processo de ruptura, sendo que parte dessa se preserva sobre a forma de energia cinética e elástica nas duas porções em que o elemento se divide. Como não é possível levar em conta essa subdivisão para o elemento isolado, já que as massas estão concentradas nos nós e não ao longo de seu comprimento, isso resulta numa limitação em termos do tamanho de L_c . Esta restrição reflete o fato que toda a energia elástica deve ser consumida pela fratura, ou seja, k_m deve ser maior que 1. Então, pode-se definir L_{cr} como um limite máximo para o nível de

discretização para que o modelo computacional funcione corretamente. Para maiores detalhes, ver Rocha (1989).

$$k_m = \frac{L_{cr}}{L_c} \quad (5.11)$$

$$\text{na qual } L_{cr} = \frac{2.c_A.(1-\nu^2)}{\alpha.Rf^2} \quad (5.12)$$

5.3 – Parâmetros Estudados

Nesta etapa da pesquisa foi realizada a análise paramétrica, visando analisar a influência dos diferentes parâmetros no desempenho das fundações. Estudou-se no solo-cimento a variação da deformação crítica de ruptura (ϵ_p), da energia consumida por área de fratura (G_f), do módulo de elasticidade (E), do coeficiente de Poisson (ν), da densidade (γ), do coeficiente de variabilidade (CVA γ), do coeficiente de amortecimento (Df2) e, da areia de sub-base, o parâmetro de elasticidade K .

5.3.1 – Variação do Módulo K da Areia de Sub-Base

A Figura 5.5 foi feita com o objetivo de demonstrar a influência do parâmetro de elasticidade da areia de sub-base, transformada em molas para facilitar a análise, no comportamento carga-recalque do elemento de fundação. Cada uma das curvas apresentadas corresponde ao resultado de uma análise numérica, cujos valores de K adotados, arbitrariamente, estão na faixa de 50 a 500 N/m. Arbitrou-se inicialmente 500 N/m, reduzindo esse valor até o seu ajuste às curvas experimentais. A observação desse gráfico mostra que o coeficiente K não tem influência significativa na estimativa da carga crítica de ruptura. Entretanto, o valor do módulo de deformabilidade da areia é determinante na magnitude dos recalques da fundação. Estas observações são melhor representadas na Figura 5.6. A variação de K não afeta a magnitude das cargas de rup-

tura, porém os recalques são extremamente sensíveis a esse valor, sendo a relação entre o recalque e K representada por uma equação exponencial.

Como os valores de K são dependentes do tamanho do modelo cúbico apresentado, tentou-se definir um valor K/L_c^2 . No caso de 52 N/m, encontrado para o solo-cimento nas simulações, temos 1.158 kN/m³. É interessante associar este valor a outros parâmetros mais práticos, como ao módulo de elasticidade da areia ou ao módulo de reação de sub-base/ coeficiente de mola ($k_s = q/\delta$, dependente das coordenadas de q e δ – tangente ou secante). O coeficiente de reação pode ser obtido a partir de valores típicos fornecidos na literatura. Valores de k_s de uma placa quadrada de 1 pé (k_{s1}) fornecidos por Terzaghi (1955) estão mostrados na Tabela 5.1. Os valores experimentais estimados através desta abordagem variaram entre 2.599 a 4.678 kN/m³ para o solo-cimento com 3%, 1.670 a 3.077 kN/m³ para 5% e 2.308 a 3.801 kN/m³ para 7%, faixa acima do valor obtido nas simulações (1.158 kN/m³ – a partir de então utilizado para modelar os demais parâmetros). Porém, é inegável que abordagens desta natureza podem subsidiar o processo de estimativa do parâmetro de projeto.

Tabela 5.1. Valores de k_{s1} em kN/m³ (Terzaghi, 1955)

Areias	Fofa	Med. Compacta	Densa
Faixa de Valores	5.880 – 18.630	18.630 – 94.150	94.150 – 313.810
Areia acima do N.A.	12.750	41.190	156.900
Areia Submersa	7.850	25.500	94.150

Os resultados numéricos anteriormente citados explicam, em parte, as evidências experimentais obtidas na câmara de calibração. Variações na densidade relativa da areia de sub-base resultam em mudanças no valor do módulo que, como consequência, afetam significativamente a magnitude dos recalques medidos. Neste sentido, fica explicada a dispersão dos resultados experimentais mostrados na Figura 4.22, expressa pela relação entre σ/σ_{rup} e δ/B .

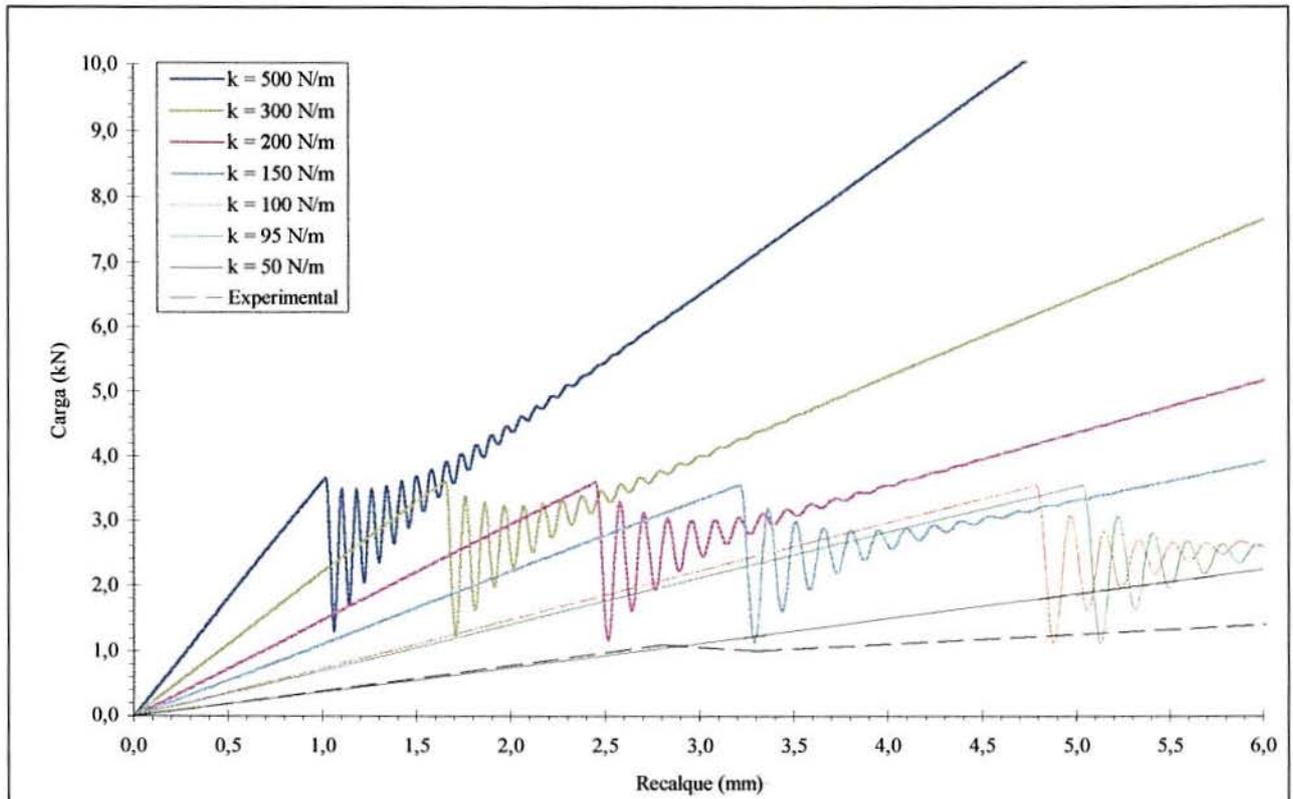


Figura 5.5. Variação da constante elástica do solo sobrejacente

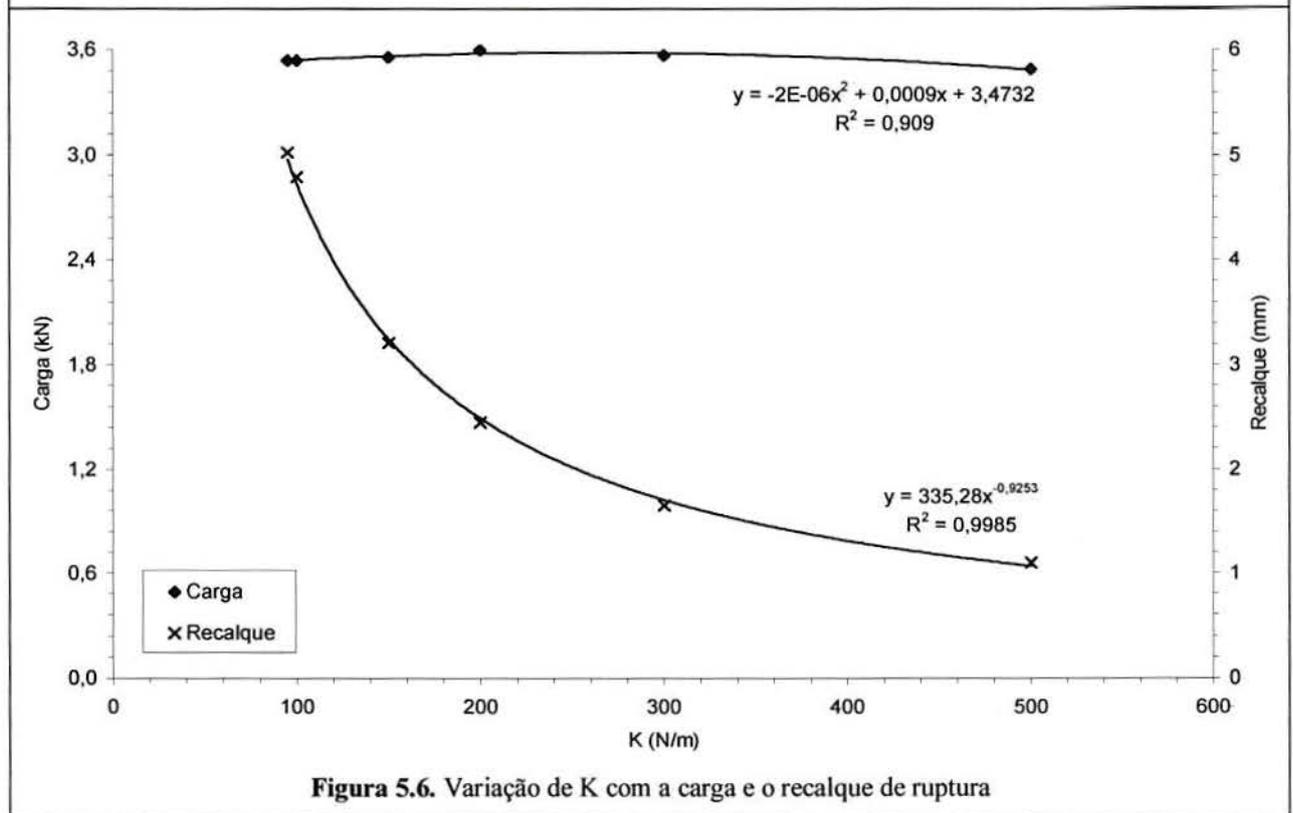
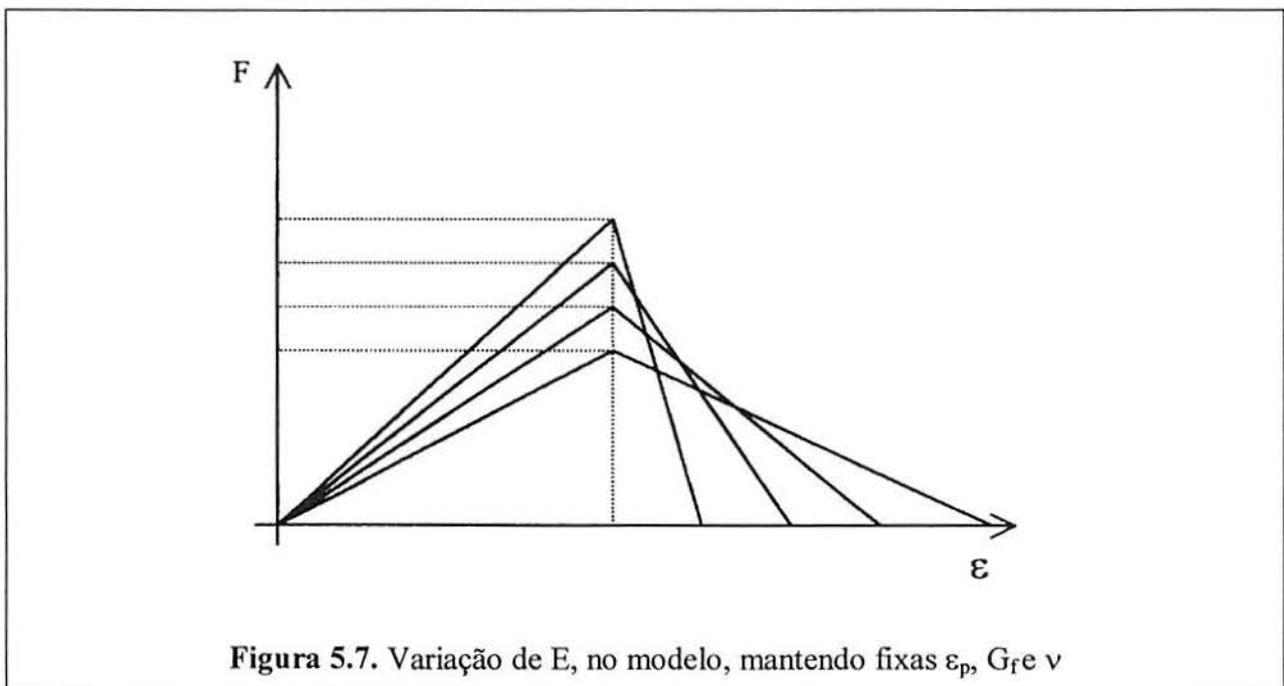


Figura 5.6. Variação de K com a carga e o recalque de ruptura

5.3.2 – Variação de E do Solo Cimentado

A Figura 5.7 mostra a sensibilidade da lei constitutiva uniaxial de cada barra do modelo numérico empregado com o módulo de elasticidade do material cimentado, mantendo-se fixos os demais parâmetros. É importante ressaltar que para manter constantes ϵ_p , G_f e ν , é necessário variar R_f juntamente com E, isto é, matem-se constantes a deformação de ruptura, a energia consumida por área de fratura e o coeficiente de Poisson.

Na Figura 5.8 pode-se notar a influência da variação de E no comportamento carga-recalque. Quando o módulo é aumentado, modificam-se as cargas de ruptura e os respectivos recalques, numa relação aproximadamente linear, como pode ser também vista no gráfico da Figura 5.9. Uma observação importante está no fato de que, com o aumento de E, a resposta elástica do sistema (relação carga-recalque até a ruptura) não sofre qualquer alteração, pois é função do K da areia. Porém, o incremento de E aumenta a carga de ruptura juntamente com a magnitude dos recalques correspondentes. As evidências experimentais corroboram esta informação, como se pode ver nas Figuras 4.15 a 4.17, no Capítulo 4 (lembrando sempre a importância dominante de K da areia no recalque do sistema).



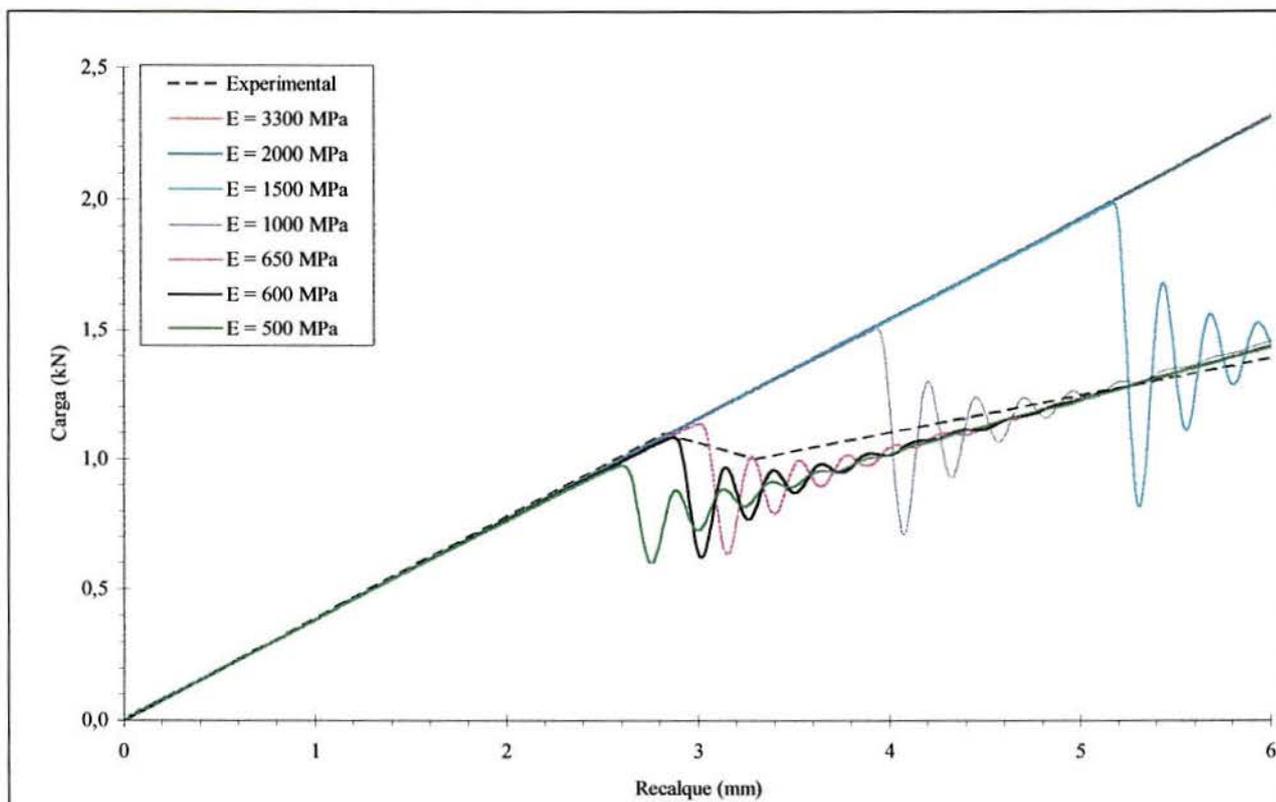


Figura 5.8. Variação de E, mantendo fixas ϵ_p , G_r e ν

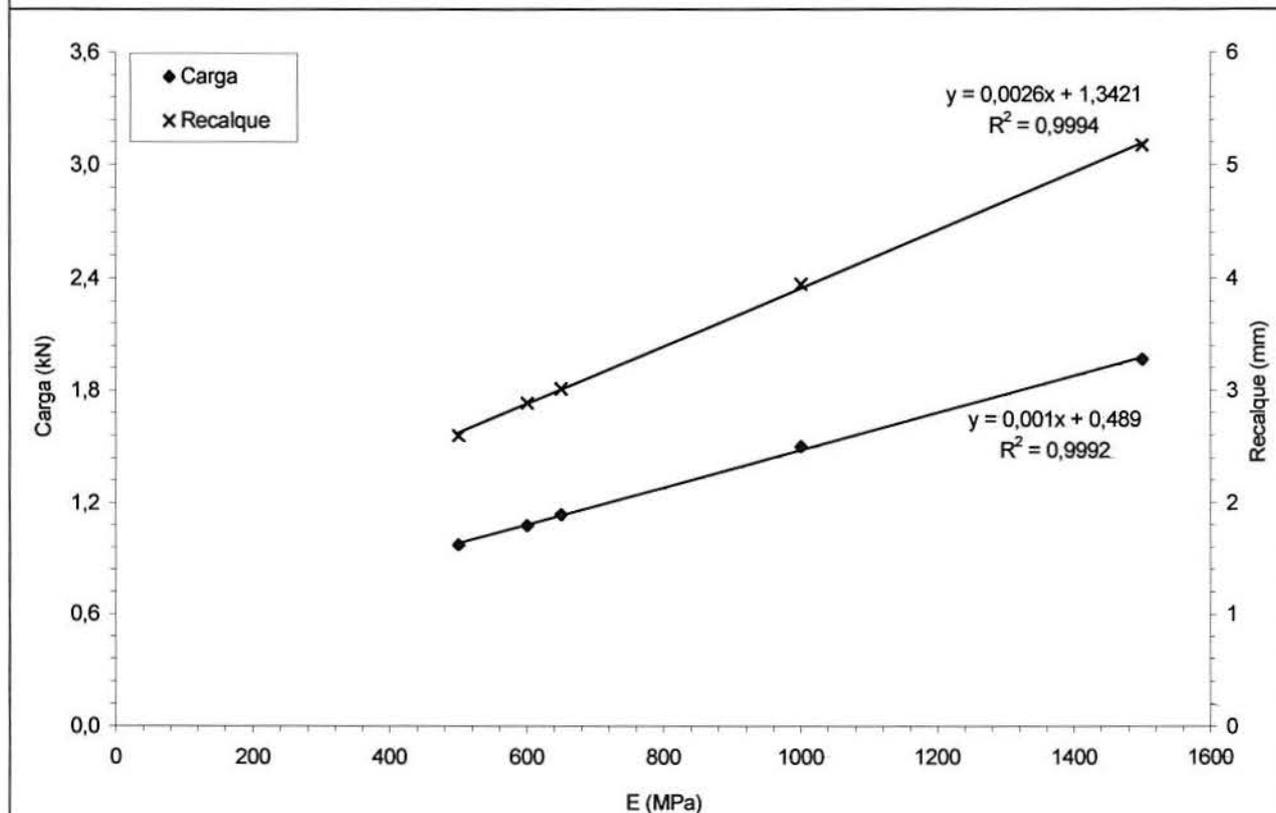


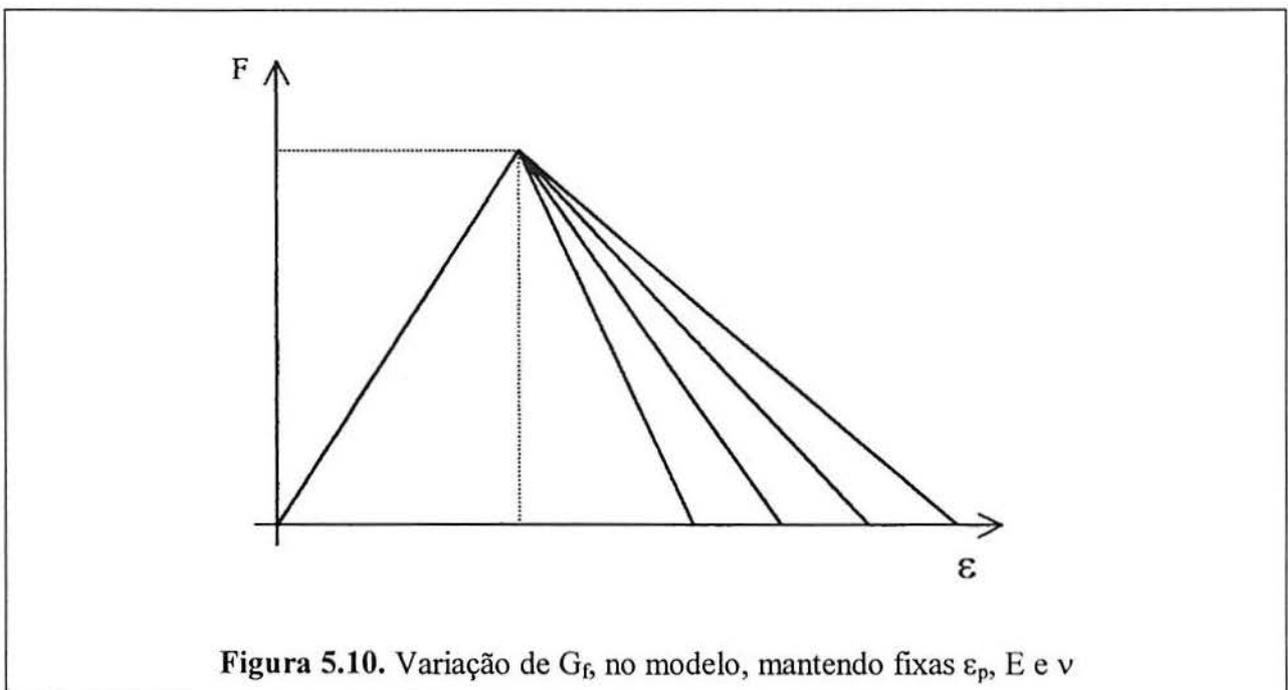
Figura 5.9. Variação de E com a carga e o recalque de ruptura

5.3.3 – Variação de G_f do Solo Cimentado

A variação da energia consumida por área de fratura formada em cada barra do modelo após a carga máxima, mantendo os demais parâmetros do modelo constantes, pode ser vista na Figura 5.10. É importante ressaltar que para manter constantes ε_p , E e ν , é necessário variar R_f juntamente com G_f .

Na Figura 5.11 estão ilustradas as curvas carga-recalque para as variações de G_f obtidas numericamente. Observa-se uma clara tendência de aumento tanto da carga de ruptura como do recalque a ela associada com o incremento do valor de G_f .

A Figura 5.12 mostra as relações entre Carga x G_f e Recalque x G_f . Nota-se a importância de G_f nas cargas e recalques na ruptura do material, numa relação logarítmica. Uma comparação entre as curvas experimental e numéricas indica que o valor de G_f valendo aproximadamente 0,044 N/m representa adequadamente o comportamento do material cimentado. Entretanto, no atual estágio do conhecimento, não há um ensaio expedido para estimar o valor de G_f , aqui obtido através de retroanálise.



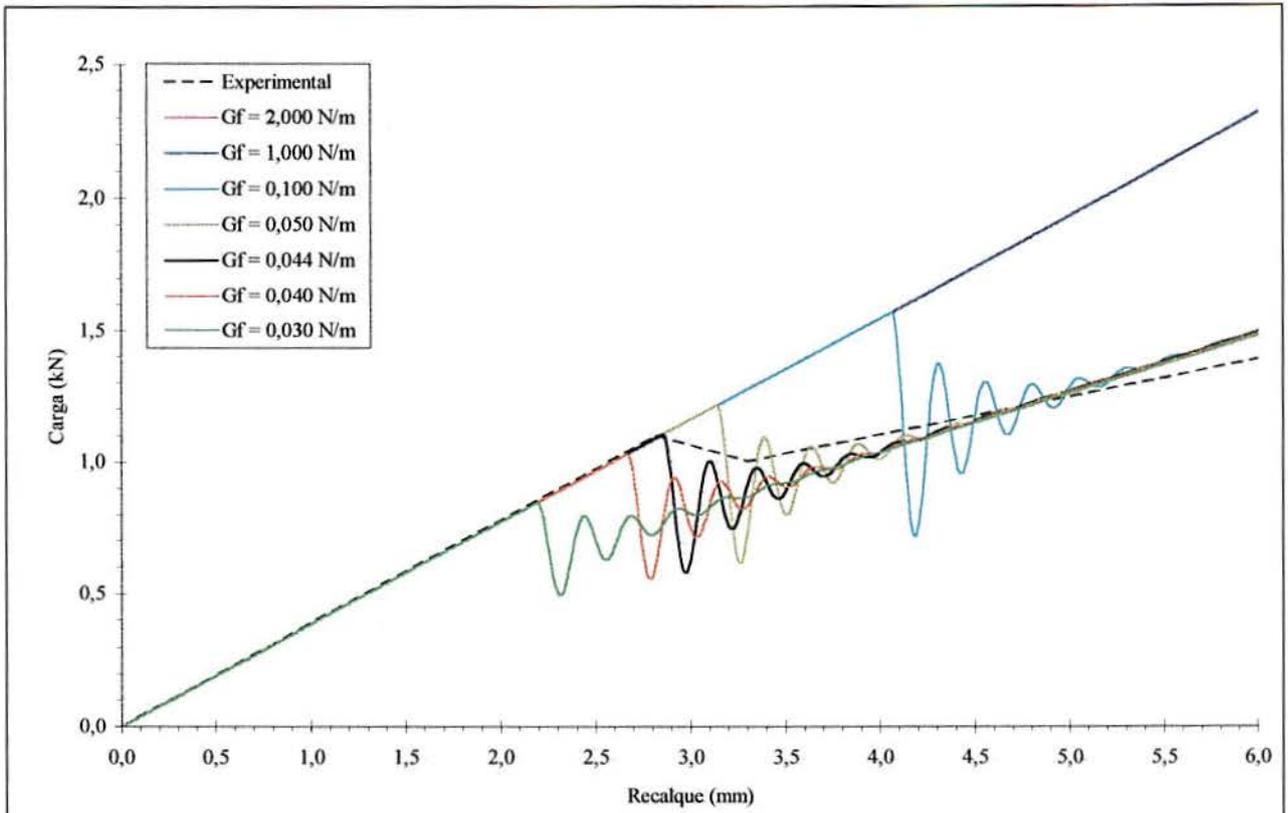


Figura 5.11. Variação de G_f , mantendo fixas ϵ_p , E e ν

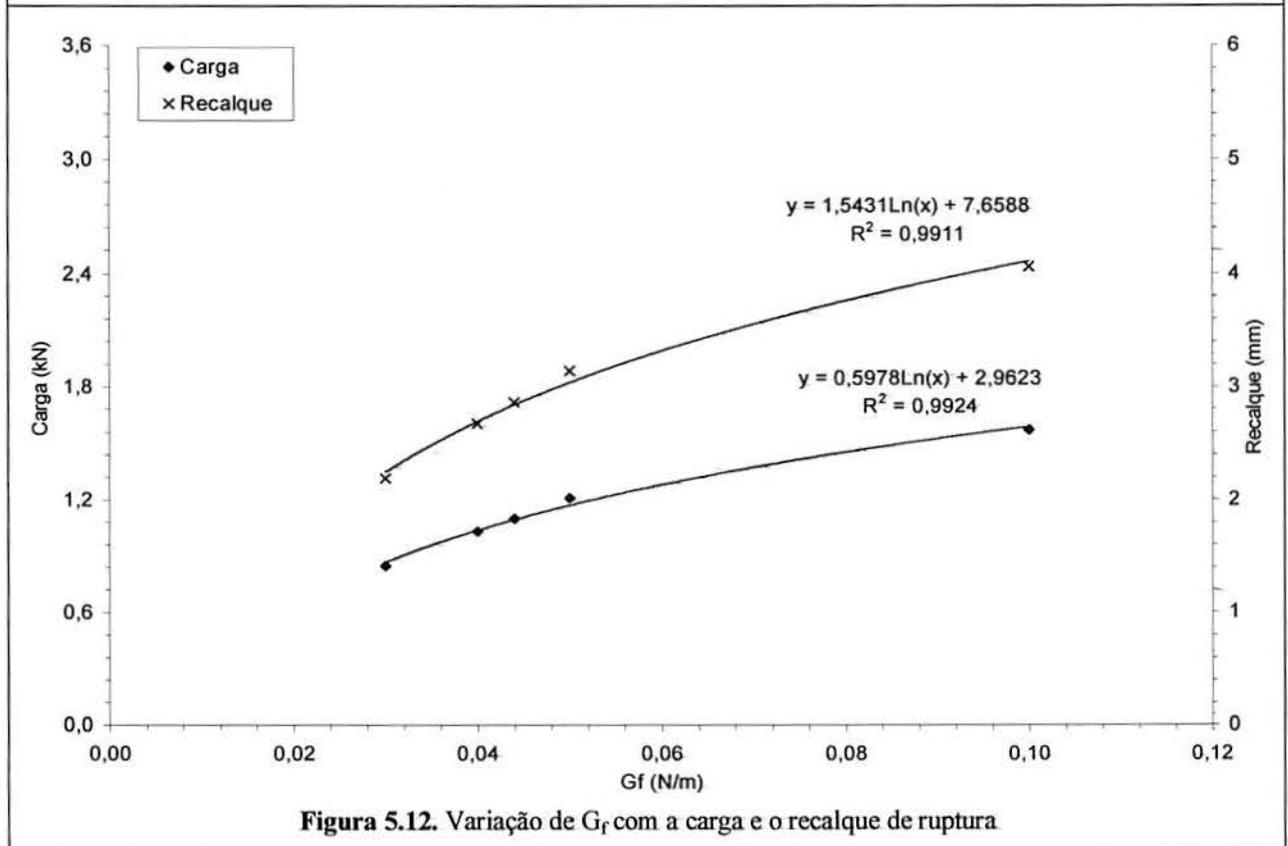


Figura 5.12. Variação de G_f com a carga e o recalque de ruptura.

5.3.4 – Variação de ε_p do Solo Cimentado

A Figura 5.13 mostra a variação da deformação crítica de ruptura no modelo utilizado, mantendo as demais variáveis fixas. Para manter constantes G_f , E e ν , é necessário variar $R_f c$ juntamente com ε_p . É interessante observar que com o aumento de ε_p , é incrementada a força axial crítica.

Na Figura 5.14 pode-se observar o efeito do diagrama anterior. Nota-se, entretanto, um valor limite de força, a partir do qual mesmo com o incremento de ε_p a força crítica de ruptura decai. Essa constatação encontra-se também ilustrada através da Figura 5.15. A carga máxima de ruptura encontrada para este material, nas condições estudadas, ficou em aproximadamente 1,3 kN para um recalque de 3,3 mm. Entretanto, deve-se deixar bem claro que o comportamento observado não tem sentido físico a partir do ponto de máximo. Isso é causado pela escolha dos valores de L_{cr} e L_c , pois, como já discutido anteriormente, k_m deve ser maior que 1 para evitar a instabilidade na energia do sistema. A Tabela 5.2 identifica bem essa observação, partindo-se de $L_c = 0,0067$ m (valor utilizado nas simulações). Para que seja eliminada a instabilidade numérica gerada por K_m menor que a unidade, sugere-se uma redução de L_c , por tentativas, para evitar o problema.

Tabela 5.2. Parâmetro K_m

ε_p ($\times 10^{-5}$)	G_f (N/m)	R_f (m) ^{-1/2}	ν	E (MPa)	E_a ($\alpha \cdot E \cdot L_c^2$)	L_{cr} (m)	L_c (m)	K_m
2,394	0,044	5	0,2	3.000	56.112,5	0,0255	0,0067	3,8060
4,787	0,044	10	0,2	3.000	56.112,5	0,0064	0,0067	0,9552*
7,181	0,044	15	0,2	3.000	56.112,5	0,0028	0,0067	0,4179*

* Valores de $K_m < 1$ apresentam instabilidade numérica

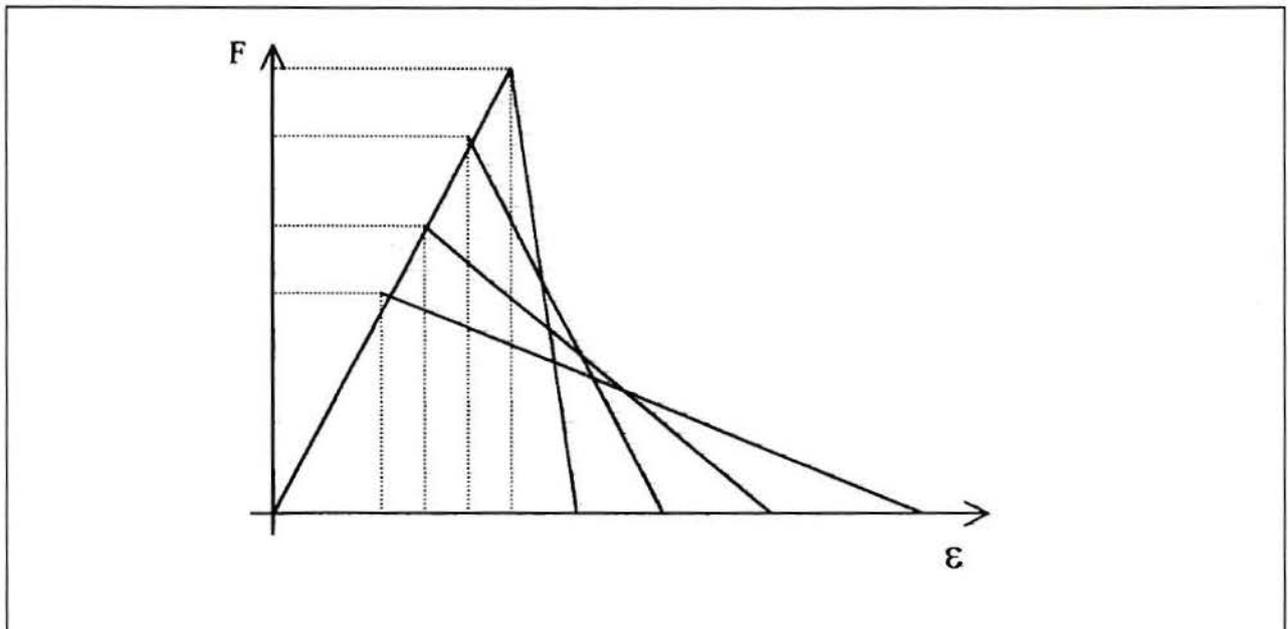


Figura 5.13. Variação de ϵ_p no modelo, mantendo fixas G_f , E e ν .

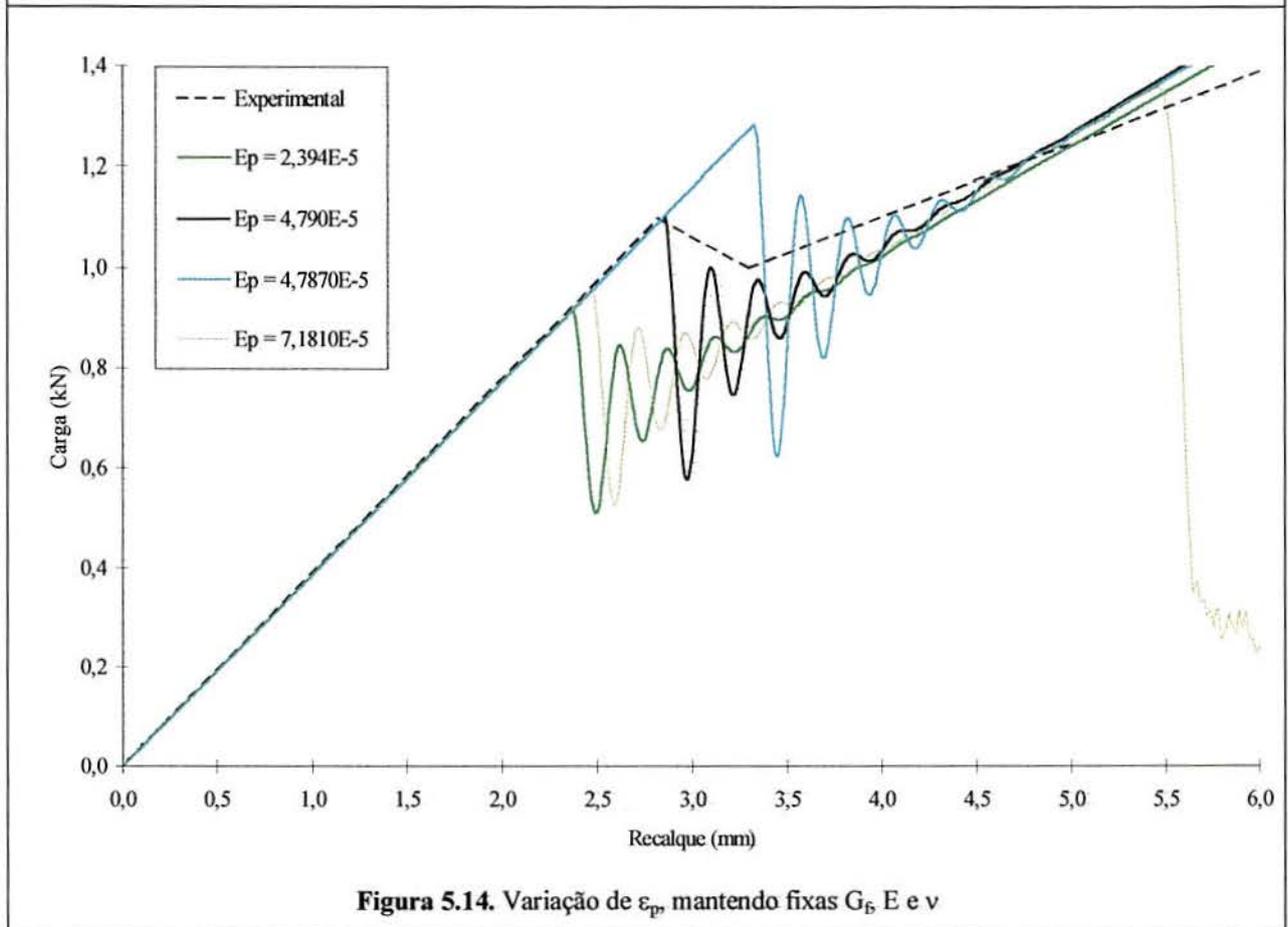
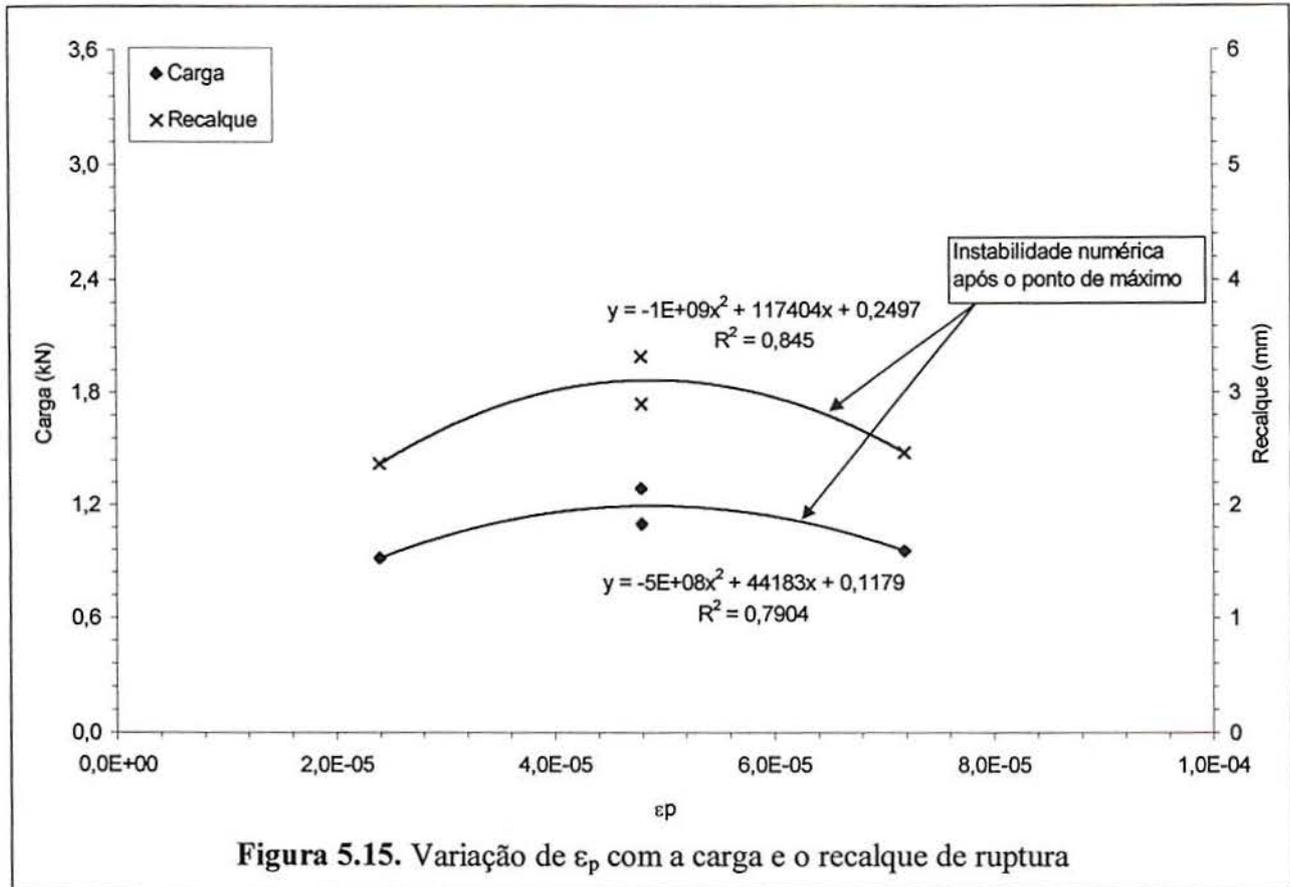
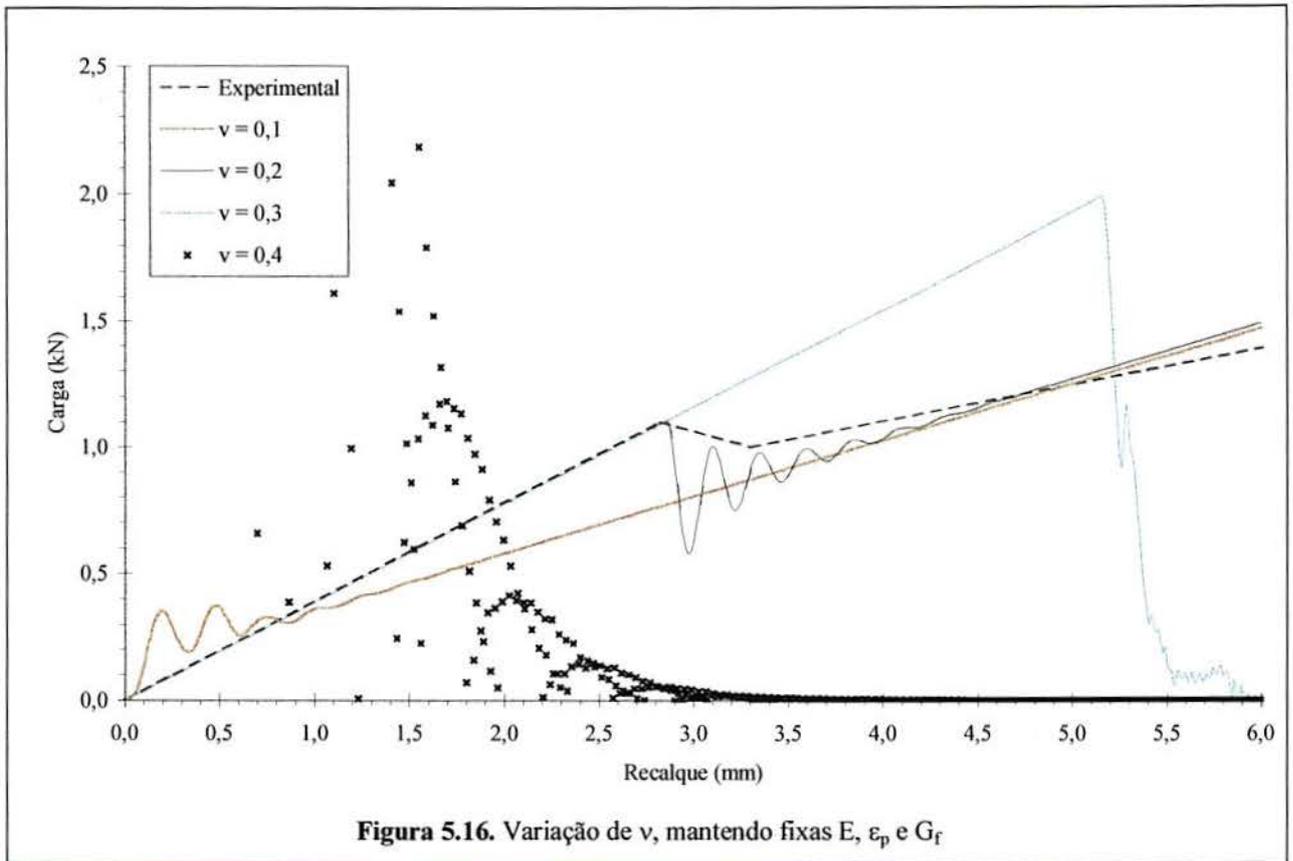


Figura 5.14. Variação de ϵ_p , mantendo fixas G_f , E e ν



5.3.5 – Variação de ν do Solo Cimentado

Como se pode ver no gráfico da Figura 5.16, há uma dificuldade em se analisar o parâmetro ν através do modelo considerado. Iturrioz (1995) já havia considerado que certos cuidados deveriam ser tomados quando se utiliza esse parâmetro com o método dos elementos discretos no domínio elástico. O autor sugeriu outros arranjos básicos diferentes do cúbico para obter uma equivalência perfeita para outros valores do coeficiente de Poisson, discutindo Nayfeh e Heftzy (1978) e Schlangen (1993). Esta evidência parece ser uma das limitações mais significativas na aplicação do modelo. Existe uma clara necessidade de variar o valor de ν dentro de limites que não gerem inconsistência numérica. Neste estudo, o parâmetro $\nu = 0,2$ mostrou-se satisfatório na estimativa do comportamento experimental. Esse valor é consistente com as características de boa drenagem do solo cimento.



5.3.6 – Variação de γ do Solo Cimentado

A variação da densidade do material, conforme se pode observar nas Figuras 5.17 a 5.18, não tem uma influência significativa no incremento de carga ou redução de recalques. As relações de carga e recalque versus γ seguem uma proporcionalidade. Na faixa de valores investigados de γ , as cargas variaram em $\sim 10\%$ e os recalques, em $\sim 10\%$. O fato já havia sido observado experimentalmente, através dos modos Proctor Normal e Intermediário, no Capítulo 4.

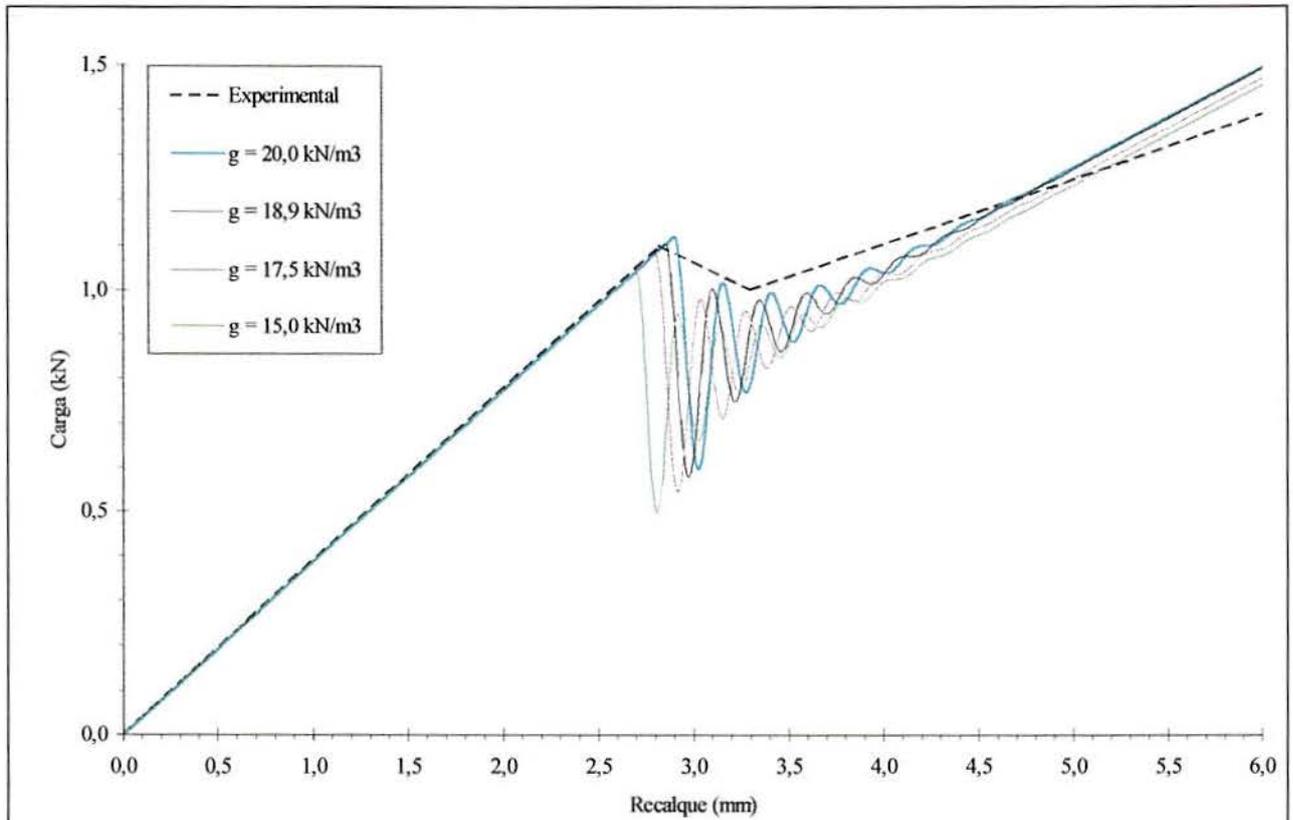


Figura 5.17. Variação de γ , mantendo fixas ϵ_p , G_f e E

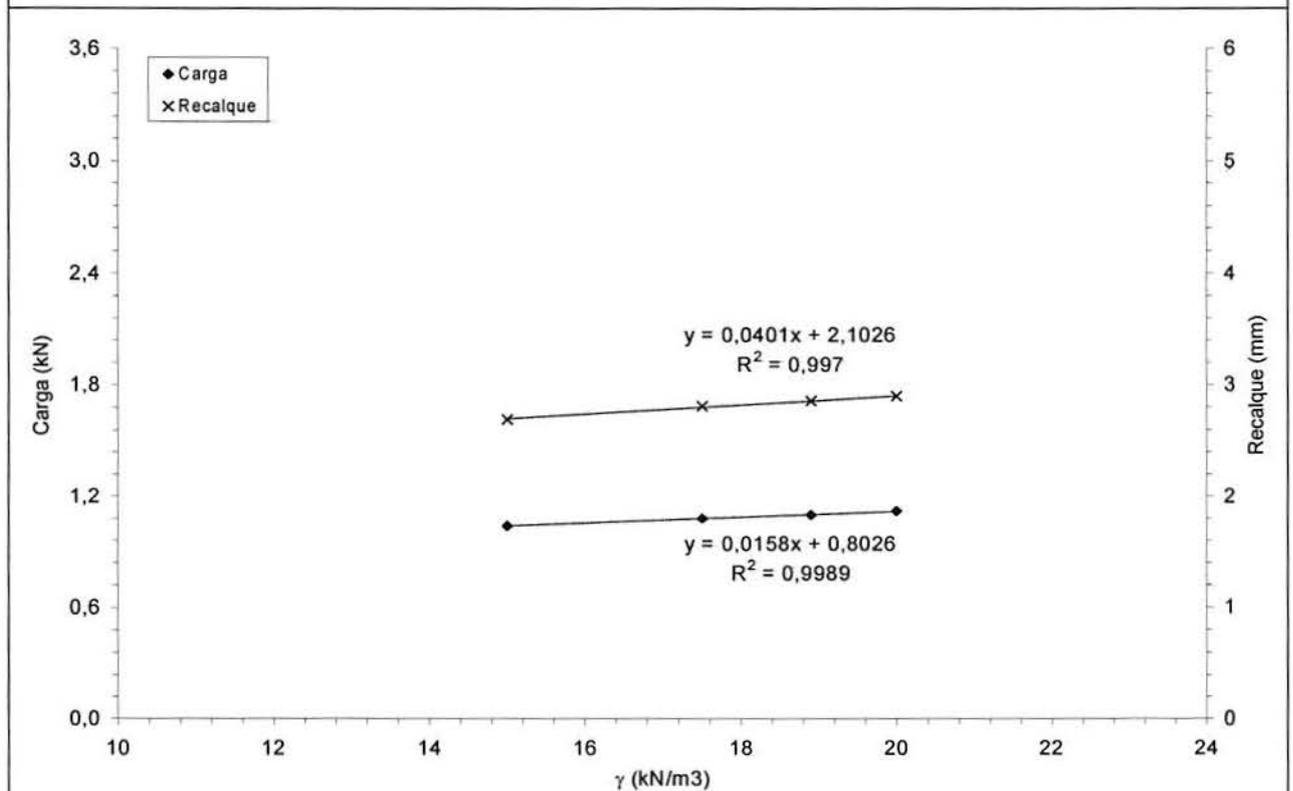
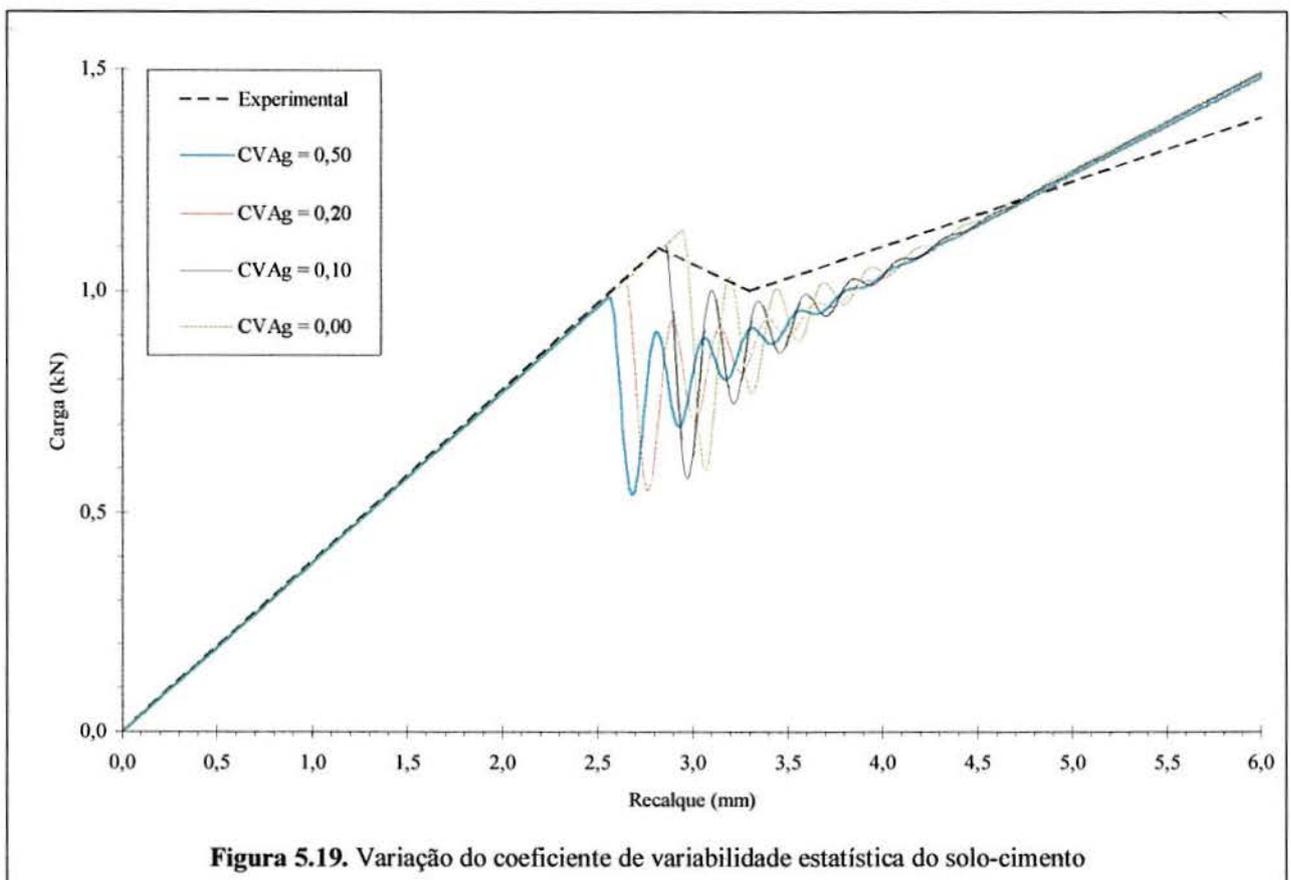
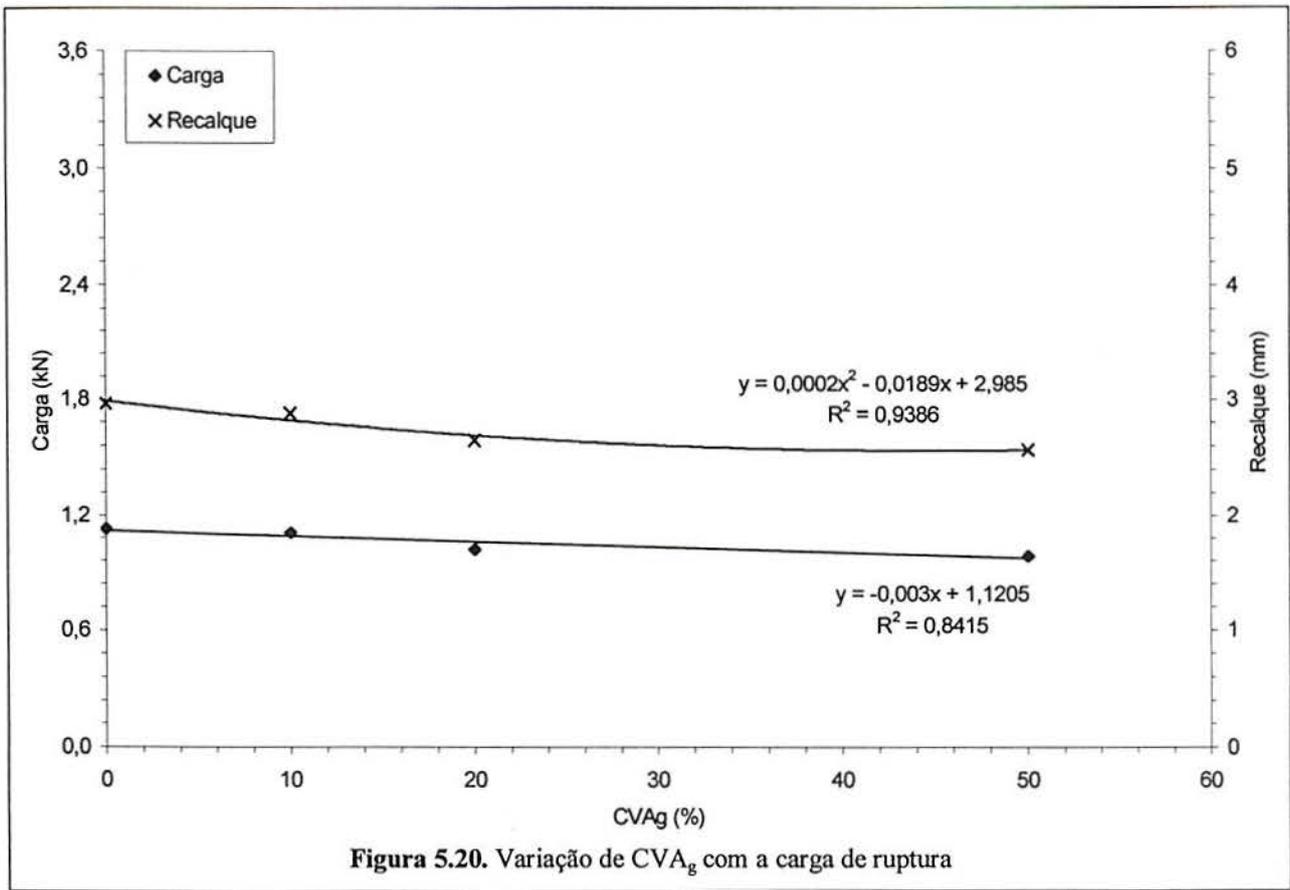


Figura 5.18. Variação de γ com a carga de ruptura

5.3.7 – Variação do Coeficiente de Variabilidade do Solo Cimentado

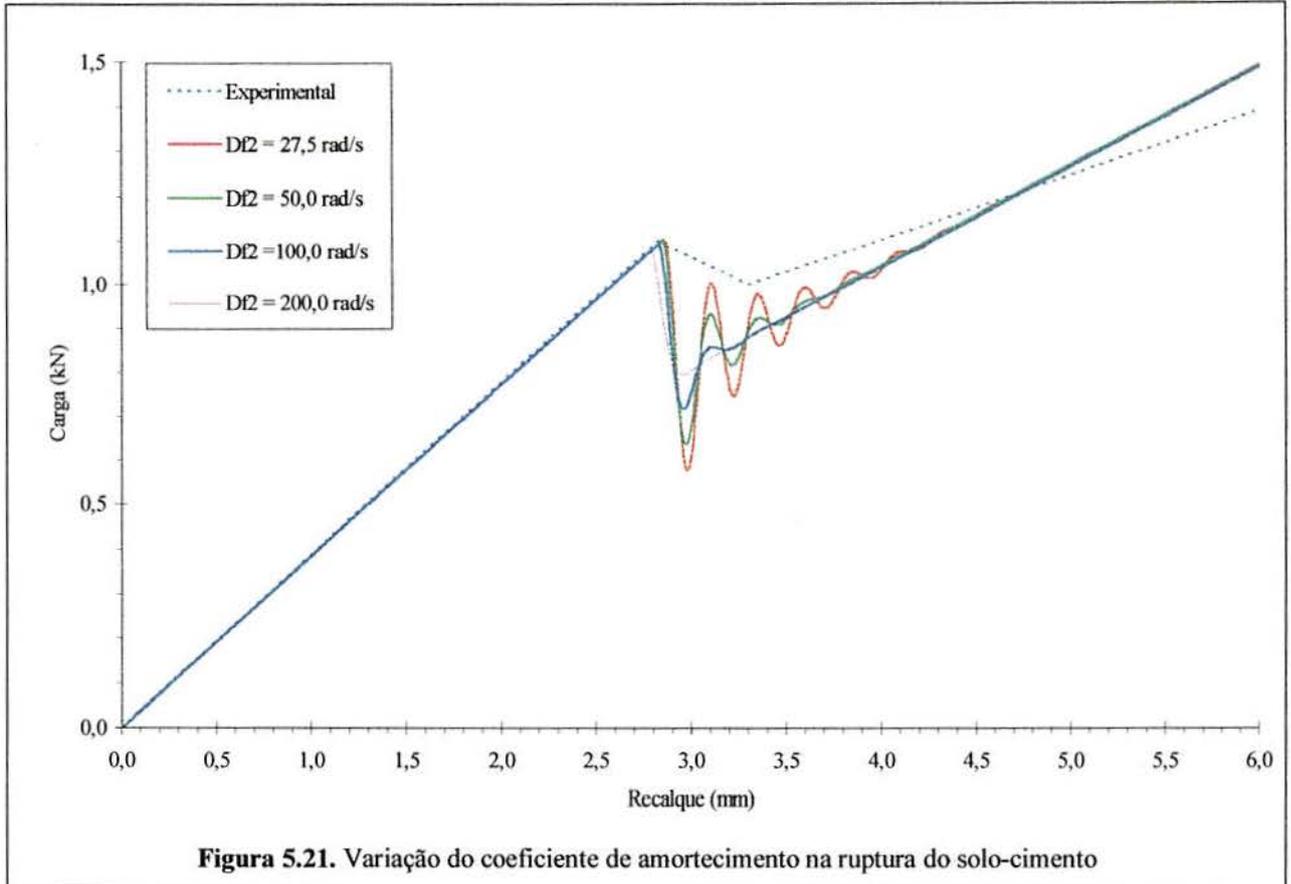
A influência da aleatoriedade no modelo numérico é levada em conta considerando-se uma variável aleatória, a energia específica de fratura, e modelando-se suas características estatísticas através do coeficiente de variação desse parâmetro, o CVAg. A curva de distribuição de probabilidades é do tipo Weibull. A variação do coeficiente de variabilidade estatística do solo-cimento é vista na Figura 5.19. Analisando esse gráfico conjuntamente com o da Figura 5.20, observa-se que mudanças nesse parâmetro não produzem variações significativas nos valores da carga crítica e do correspondente recalque crítico. Quando a aleatoriedade do processo aumenta, diminui a carga de ruptura.





5.3.8 – Variação do Coeficiente de Amortecimento do Solo Cimentado

Através da análise da Figura 5.21, observa-se que o coeficiente de amortecimento na ruptura do solo-cimento (Df_2 – definida anteriormente) não modifica nem a carga de ruptura e nem o recalque de ruptura do material. Entretanto, com o aumento do amortecimento, diminuem as oscilações de pós-pico. Ao investigar o problema através de ensaios de laboratório, não foram detectadas tais oscilações com o equipamento utilizado, sugerindo que Df_2 do material estaria em 200 rad/s ou mais, ou simplesmente a precisão do equipamento não foi suficiente para confirmar tais oscilações. A análise pura das evidências mostra que a envoltória superior das simulações para 27,5 rad/s representa com satisfatória precisão os fatos observados experimentalmente. É interessante ser observado que a realização de simulações numéricas adequadas à descrição do comportamento pós-ruptura é extremamente complexa, sugerindo-se investigações posteriores para a determinação de Df_2 .



5.4 – Comparação entre Resultados Experimentais e Numéricos

A análise numérica realizada neste estudo explica vários aspectos observados experimentalmente na câmara de calibração. Pode-se verificar e confirmar a importância de muitos fatores. A influência do parâmetro ν , como já comentado, não pode ser analisada parametricamente. Entre as variáveis mais importantes para a prática de engenharia geotécnica, destacam-se:

↳ A densidade relativa do material de sub-base ensaiado, comandando a magnitude dos recalques, manifesta por K ou K/L_c^2 na simulação numérica;

↳ O módulo de elasticidade do solo-cimento, verificado experimentalmente e analisado numericamente. O parâmetro altera o ponto em que ocorre a ruptura do solo cimentado, sem modificar a inclinação da relação carga-recalque até a ruptura (em função de K ou K/L_c^2);

↳ A energia consumida por área de fratura formada após a instabilidade do material cimentado, analisada apenas numericamente;

↳ A deformação crítica de ruptura, parâmetro indireto da cimentação do arenito, estimada experimentalmente e analisada no modelo através de ϵ_p ;

Como variáveis menos importantes, observou-se:

↳ O nível de compactação baseado em Proctor Normal e Intermediário, visto no Capítulo 4 e analisado no presente, através da variável γ ;

↳ O coeficiente CV_{Ag} , de relevância apenas na modelagem;

↳ O coeficiente Df_2 , analisado apenas numericamente. Sua influência aparece somente na ruptura do material cimentado;

Além de analisar os resultados numéricos em relação às cargas e recalques de ruptura, foi também investigada a compatibilidade do mecanismo de ruptura da simulação com os ensaios de laboratório. Na Figura 5.22 é vista a treliça inicial, antes da aplicação da carga. É interessante destacar que as molas que representam a areia fofa estão colocadas nos nós da parte inferior do bloco e que a carga é aplicada na parte superior, a partir do eixo de simetria, nos nós correspondentes à metade da sapata. Conforme se observa na Figura 5.23, há uma perfeita simulação por parte do programa utilizado quanto ao mecanismo de propagação de fissuras: a fenda central mostra a fratura principal; a área em celeste claro indica barras inalteradas; a violeta mostra barras com certo nível de danos, mas que ainda suporta carregamento.

As condições de contorno já foram vistas na Figura 5.1; entretanto, vale ainda salientar que a fissura pode se deslocar para um lado ou para o outro da placa, isto é, em o problema sendo aleatório, pode não apresentar uma simetria perfeita. Futuros trabalhos irão considerar a placa como um todo (sem a simetria). O programa captura inclusive a rotação da placa, também observada em câmara de calibração. Na Figura 4.27, do Capítulo 4, visualiza-se o mesmo padrão de fratura, com a fenda central. Como já havia concluído Diaz (1998), nota-se aqui novamente uma clara adequação da utilização da teoria de propagação de fissuras aos problemas de mecânica de solos envolvendo solos cimentados.

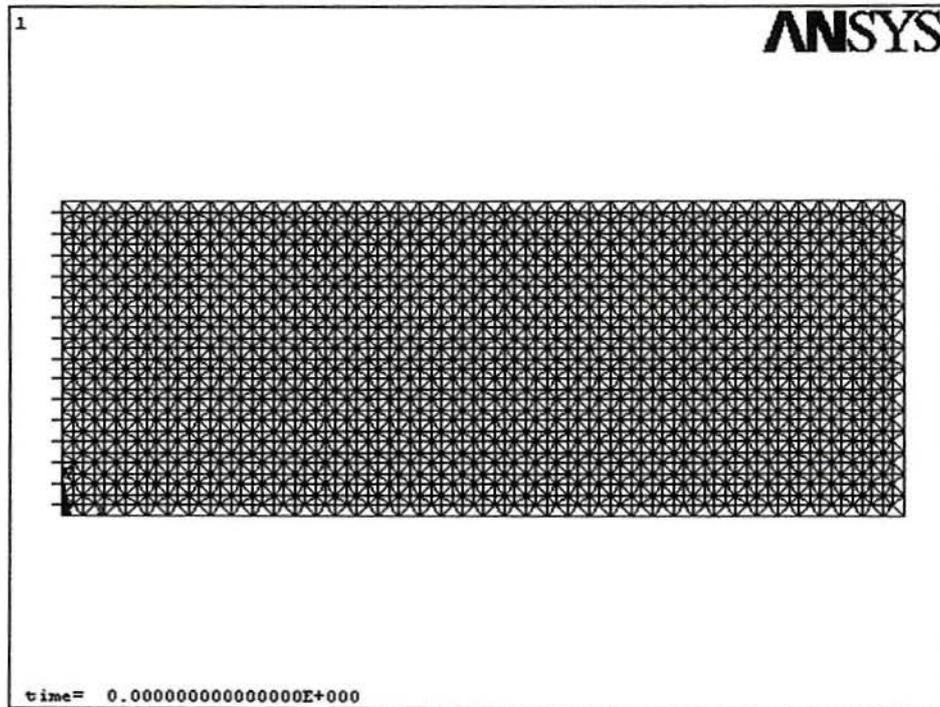


Figura 5.22. Simulação do mecanismo de ruptura do solo cimentado (condição inicial)

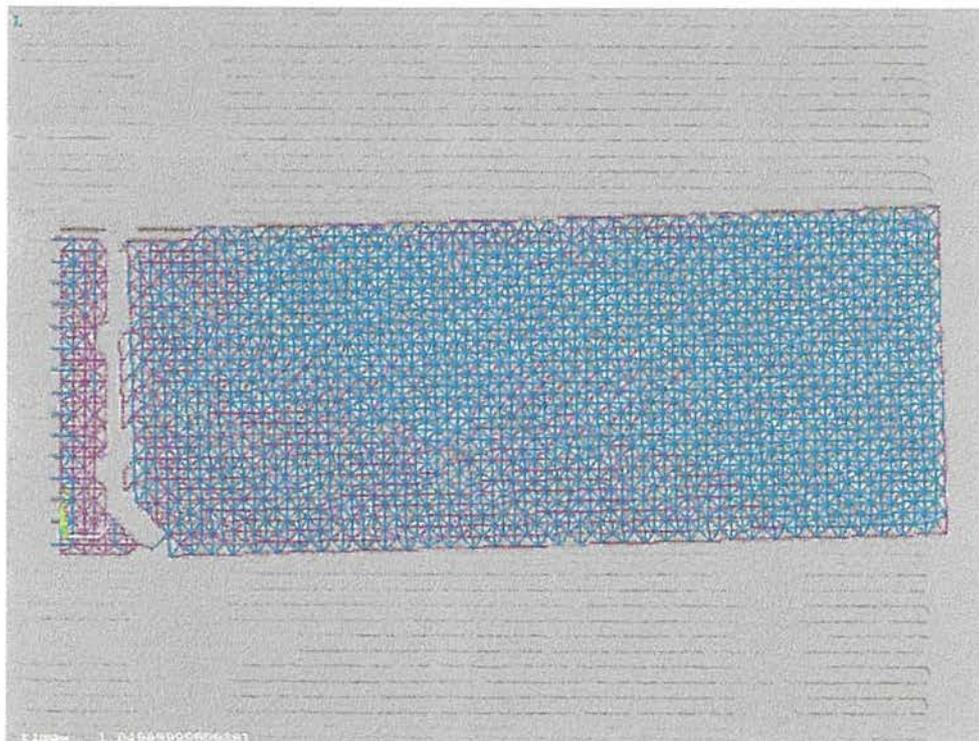


Figura 5.23. Simulação do mecanismo de ruptura do solo cimentado (após a ruptura)

CAPÍTULO 6

6 – Considerações Finais

6.1 – Conclusões

A partir da observação dos resultados experimentais e das simulações numéricas realizadas, foram retiradas algumas conclusões, válidas dentro das condições e limites estabelecidos no estudo em modelo reduzido. A seguir são apresentadas as principais conclusões da presente pesquisa.

6.1.1 – Quanto aos ensaios em modelo reduzido

I – O método de enchimento utilizado caracterizou-se por sua repetibilidade, comprovada ao longo dos ensaios efetuados nesta pesquisa e na de Diaz (1998). Figuras comparativas podem ser observadas ao longo dos capítulos;

6.1.1.1 – Ensaio em areias

I – Como havia observado Diaz (1998), a ruptura ocorre por puncionamento. É difícil definir a carga de ruptura de areias fofas, sendo necessária a adoção de critérios objetivos em função do nível de deformação imposto à placa durante o carregamento;

II – Nos ensaios realizados com ciclos de carregamento e descarregamento, foi observada uma deformação inelástica durante a fase do descarregamento. Isso pode ser explicado em função desta areia estar num estado fofo, havendo puncionamento da sapata mesmo para baixos níveis de tensões;

III – Utilizou-se, para melhor representar os resultados, a forma normalizada representada por $\sigma/(\gamma.B) \times \delta/B$, conforme a proposição de Consoli et al. (1998). Observou-se uma perfeita adequação deste método aos valores experimentais;

6.1.1.2 – Ensaio em solos estratificados sem geotêxteis

I – Diaz (1998) em sua dissertação já havia observado a importância da espessura da camada tratada e da densidade da areia subjacente. Além disso, através desta pesquisa, observou-se a importância do grau de cimentação e, de forma menos significativa, do grau de compactação baseado em P.N. e P.I.. Observou-se que a carga de ruptura era praticamente a mesma tanto na compactação de Proctor Normal, quanto na de Intermediário. Mudavam apenas as deformações, muito pouco significativas;

II – As primeiras fissuras eram observadas a pequenos valores de deformações. Para recalques entre 2 e 4 mm, já se observava o colapso do conjunto;

III – A presença da camada tratada aumentou consideravelmente a capacidade de carga das sapatas. A interação sapata x camada cimentada é dominada pelos efeitos de propagação de fissuras, que são observadas já ao início do ensaio. Para recalques relativos (δ/B) da ordem de 2,0% o sistema rompe, e a camada tratada abaixo da sapata passa a apresentar dois segmentos rígidos independentes;

IV – Observou-se uma pequena diferença entre as tensões da primeira fissura ocorrida com os materiais compactados com 3% e 5%. Não há, portanto, necessidade ou benefício de adicionar cimento dentro dessa faixa de variação;

V – Pode ser bem observada a mudança de comportamento do material, após as propagações de fissuras. Na tentativa de melhor compreender os aspectos do comportamento do problema de interação solo-estrutura das sapatas assentes em camadas tratadas, procurou-se normalizar os resultados de três modos distintos. No primeiro observou-se que para uma geometria definida (H/B constante) o valor da tensão de ruptura da placa era diretamente proporcional a σ_{ur} . As deformações na ruptura eram pequenas, mostrando que o processo de propagação de fissuras iniciava-se já ao início do carregamento. Sendo esse um processo aleató-

rio, a ruptura não ocorria a um valor específico de δ/B , mas numa faixa definida entre 0,02 a 0,05. As dispersões observadas nas outras normalizações corroboraram com o processo aleatório descrito. No terceiro modo (tensão de ruptura / tensão de tração versus H/B), observou-se uma clara tendência de aumento no valor de σ/σ_{rup} com o incremento de H/B ;

6.1.1.3 – Ensaios em solos estratificados com geotêxteis

I – A análise dos ciclos de carregamento e descarregamento em camadas tratadas com e sem geotêxteis mostrou que para pequenos ciclos não havia ruptura por fadiga anterior à ruptura normal do material. A tensão de ruptura observada foi a mesma de ensaios em que não havia ciclos, pois o geotêxtil não era solicitado a pequenas deformações. Observou-se também a ocorrência da não recuperação elástica devido a presença da areia fofa subjacente à placa;

II – Após a ruptura do material, observava-se bem a interação da camada tratada x geotêxtil. Nesse ponto, o geotêxtil entra em carga, tornando mais dúctil esses corpos-de-prova – uma maior separação dos dois segmentos rígidos resultantes da ruptura era impedida, ocorrendo o esmagamento dos blocos após uma intensa formação de fissuras. Na prática isso poderia ser resumido em maior segurança. A observação deste fato também indicou que o geotêxtil utilizado foi muito flexível para influenciar no comportamento rígido observado nas placas anteriormente à ruptura;

6.1.1.4 – Mecanismo de ruptura nos corpos-de-prova sem geotêxteis

I – Em todas as amostras ensaiadas ($H/B = 1,5$), o padrão de fissuras foi sempre o mesmo, independentemente da forma de compactação, do teor de cimento ou da densidade da areia subjacente. A ruptura geral ocorria sempre no centro geométrico do bloco, vertical, e iniciava sempre por uma fissura de tração. Com a elevação das tensões podiam ser observadas rupturas progressivas em algumas amostras;

6.1.1.5 – Mecanismo de ruptura nos corpos-de-prova com geotêxteis

I – O padrão de fissuras dos corpos-de-prova com geossintéticos foi completamente aleatório. Entretanto, a primeira fissura era sempre por tração no centro geométrico do bloco, vertical. Como o geotêxtil era solicitado após a primeira fissura, impedindo o rompimento

frágil, muitas fissuras novas eram criadas, ocorrendo o esmagamento do material cimentado a grandes tensões;

II – Até o nível de deformações impostas nesta pesquisa não houve ruptura do material geossintético. Não se conseguiu fazer com que o geotêxtil fosse solicitado a baixas deformações, por mais que o mesmo fosse esticado em sua compactação;

6.1.1.6 – Problemas Enfrentados Durante os Ensaios

I – Três tipos de problemas experimentais foram encontrados durante a execução dos ensaios de laboratório. O primeiro deles ocorreu pela ausência de um controle de compactação. Pode-se, então, concluir que a compactação é importante no comportamento carga-recalque, mas se relacionarmos somente os modos de P.N. e P.I. não há variação significativa;

II – O segundo problema detectado foi o rompimento dos corpos-de-prova ao serem introduzidos na câmara. Um procedimento cuidadoso de colocação da placa na câmara foi desenvolvido para eliminar o problema;

III – O terceiro problema foi o rompimento durante o período de cura. Investigações posteriores devem ser feitas nesse sentido;

6.1.2 – Simulações numéricas

I – O método de simulação do comportamento mecânico, desenvolvido para o estudo de sistemas constituídos de materiais frágeis – como o concreto sob a ação de cargas dinâmicas – parece ser uma ferramenta importante no estudo do mecanismo de interação solo-cimento x estrutura;

II – Através do desenvolvimento do programa experimental ficou demonstrado que a propagação de fissuras é o fator que controla o comportamento do elemento de fundação, anteriormente sugerido por Diaz (1998);

III – O modelo capta corretamente efeitos de escala e permite simular os fenômenos de fratura típicos do material, conforme também já havia observado Rocha (1989);

IV – A modificação do programa computacional utilizado por Diaz (1998) realizada por Iturrioz (1998) eliminando a camada de material de sub-base e trocando-a por molas diminuiu consideravelmente o esforço computacional, reduzindo o tempo de integração.

V – O parâmetro K – que representa a deformabilidade da areia – não tem influência significativa na estimativa da carga crítica de ruptura, mas é determinante na magnitude dos recalques da fundação. Como os valores de K são dependentes do modelo cúbico apresentado, tentou-se definir um valor K/L_c^2 . Os valores experimentais estimados através desta abordagem ficaram numa faixa acima do valor obtido nas simulações. A observação numérica explica, em parte, as evidências experimentais obtidas na câmara de calibração;

VI – Quando o módulo do solo-cimento é aumentado, modificam-se as cargas de ruptura e os respectivos recalques, numa relação aproximadamente linear. Com o aumento de E , a resposta elástica do sistema (relação carga-recalque até a ruptura) não sofre qualquer alteração, pois é função do K da areia. Porém, o incremento de E aumenta a carga de ruptura juntamente com a magnitude dos recalques correspondentes;

VII – Observou-se uma clara tendência de aumento tanto da carga de ruptura como do recalque a ela associada com o incremento do valor da energia específica de fratura G_f . Entretanto, não há um ensaio específico para estimar o valor de G_f , obtido através de retroanálise;

VIII – O aumento de ε_p incrementa a força axial crítica. Notou-se, entretanto, um valor limite de força, a partir do qual mesmo com o incremento de ε_p a força crítica de ruptura decai. Esse comportamento observado não tem sentido físico a partir do ponto de máximo, pois k_m deve ser maior que 1 para evitar a instabilidade na energia do sistema. Não ficou definida a forma de se determinar precisamente ε_p para aplicações na estimativa do comportamento carga-recalque de sapatas assentes em solos cimentados;

IX – Houve alguma dificuldade em se analisar o parâmetro ν através do modelo considerado. Sugere-se outros arranjos básicos diferentes do cúbico para se obter uma equivalência perfeita para outros valores do coeficiente de Poisson. Essa evidência constitui-se em uma das limitações mais significativas na aplicação do modelo;

X – A densidade do material cimentado não influi significativamente no incremento de carga ou redução de recalques;

XI – A análise do coeficiente de variação da energia específica de fratura $CVAg$ mostrou que a medida que os parâmetros se distanciam da média, a aleatoriedade do processo aumenta, diminuindo a carga de ruptura. Entretanto, a carga crítica e o correspondente recalque crítico não sofreram influência significativa;

XII – A variação do coeficiente de amortecimento na ruptura do solo-cimento ($Df2$) não modificou nem a carga de ruptura e nem o recalque de ruptura do material. Diminuiu, entretanto, as oscilações de pós-pico. A análise das evidências mostrou que a envoltória superior das simulações para 27,5 rad/s representa com satisfatória precisão os fatos observados experimentalmente;

XIII – Entre as variáveis mais importantes para a prática de engenharia geotécnica, destacaram-se a densidade relativa do material de sub-base ensaiado (através de K ou K/L_c^2), o módulo de elasticidade do solo-cimento, a energia consumida por área de fratura formada após a instabilidade do material cimentado e sua deformação crítica de ruptura;

XIV – Como variáveis menos importantes observou-se o nível de compactação baseado em Proctor Normal e Intermediário (através da variável γ), o coeficiente $CVAg$ e o coeficiente $Df2$;

6.2 – Sugestões para Futuros Trabalhos

A título de sugestões para a ampliação do estudo do comportamento interação solo-estrutura em solos cimentados assentes em sub-base arenosa, propõe-se o seguinte:

I – Investigar a relação de K/L_c^2 com outros valores observados em laboratório e em campo. Além disso, devido a modificações na estrutura interna da areia após a ruptura da placa de solo-cimento, é necessário anexar uma outra equação constitutiva no programa para simular a areia nessa condição.

II – Estudar experimentalmente o parâmetro G_f utilizado pelo modelo dos elementos discretos. Os ensaios devem ser efetuados com diversos tamanhos dos corpos-de-prova, com o objetivo de determinar os efeitos de escala;

III – Analisar o efeito do tempo de cura no mecanismo de ruptura das camadas de solo cimentado;

IV – Estudar o comportamento e mecanismo de ruptura de solos cimentados sob carregamento inclinado;

V – Utilizar outros materiais cimentados para aferir sua influência no mecanismo de ruptura;

VI – Realizar ensaios de campo de fundações em verdadeira grandeza para validar os procedimentos propostos nesta pesquisa, com e sem geossintéticos;

VII – Realizar ensaios de campo para analisar a variação dos parâmetros obtidos numericamente, principalmente dos mais influentes (K/L_c^2 , G_f e ϵ_p). No caso de K/L_c^2 , observar fundações em solo com esse parâmetro variável com o tempo (argilas moles);

VIII – Correlacionar ensaios de campo (N_{spt} , C_{pt}) com o parâmetro K/L_c^2 ;

IX – Estudar outros geossintéticos que tenham o efeito de escala desejado, e que não ocorra deslizamento de camadas (geogrelhas, por exemplo);

X – Sugere-se investigações posteriores para a determinação de Df_2 ;

XI – Realizar ensaios com ciclos de carregamento e descarregamento em areia média e densa;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AB'SÁBER, A.N., GOMES, A.M.B. Uma gruta de abrasão interiorizada nos arredores de Torres. *Geomorfologia*, Universidade de São Paulo, v. 10, p. 2-4. 1969.
2. ABNT. NBR 6.122: Projeto e execução de fundações. Publicado pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, abr. 1996.
3. ABNT. NBR 6.457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Publicado pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, ago. 1986. 9 p.
4. AL-HUSSAINI, M., JOHNSON, L.D. Numerical analysis of a reinforced earth wall. *ASCE Symposium*, p. 98-126. 1979.
5. ANDRAWES, K.Z., MCGOWN, A., WILSON-FAHMY, R.F. The behaviour of a geotextile reinforced sand loaded by a strip footing. *Congresso Europeu*, Helsinki, 1983.
6. BALAKRISHNA, C.K. Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Bangalore, 1992. Tese (Doutorado), Indian Institute of Science, India, 1992.
7. BEEN, K., CROOKS, J.H.A., BECKER, D.A., JEFFERIES, M.G. The cone penetration test in sands, Part 1: State parameter and interpretation. *Géotechnique*, London, v. 36, n. 2, p. 239-49. 1986.
8. BEEN, K., CROOKS, J.H.A., JEFFERIES, M.G., ROTHENBURG, L. The cone penetration test in sands, Part 2: General influence of state. *Géotechnique*, London, v. 37, n. 3, p. 285-99. 1987.
9. BEEN, K., JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. *Géotechnique*, London, v. 35, n. 2, p. 99-112. 1985.
10. BOLTON, M.D. Discussion paper: The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, London, v. 37, n. 2, p. 219-26. 1987.
11. BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, London, v. 36, n. 1, p. 65-78, mar. 1986.
12. BURD, H.J., BROCKLEHURST, C.J. Finite element studies of the mechanics of unpaved roads. *Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Netherlands, v. 1, p. 217-21. 1990.
13. BUTTERFIELD, R., ANDRAWES, K.Z. An air activated sand spreader for forming uniform sand beds. *Géotechnique*, London, v. 20, n. 1, p. 97-100. 1970.
14. CERATTI, J.A.P, CASANOVA, F.J. Um método físico-químico para dosagem de solo cimento. In: *Anais do simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em geotecnia*: Rio de Janeiro, 1988, v. 1. p. 191-200.
15. CONSOLI, N.C., SCHNAID, F, MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 124 (9). 1998.

16. COULON, F.K. Mapeamento geotécnico de Morretes e Montenegro. Porto Alegre, 125 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1973.
17. CUDMANI, R.O. Estudo do Comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa. Porto Alegre, 150 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994.
18. DE BEER, E.E. Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, In: Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke, Proceedings..., p. 15-34. 1967.
19. DE BEER, E.E. The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils. Proceeding... VI ICSMFE, Canada, v. 2, p. 13-7, 1965.
20. DIAZ, Juan G. Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados. Porto Alegre, 135 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.
21. DUNCAN, J.M., CHANG, Y.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, v. 96, Eng. Proc. ASCE, v. 94, nº SM3, p. 637-59.1970.
22. EHRLICH, M. Working stress design method for reinforced soil walls. Mini-Curso de Geotecnia Avançada, COPPE-UFRJ, p. 625-45.1996.
23. FLANAGAN & BELYTSCHKO. Eigenvalues and stable time steps for the uniform strain hexahedron and quadrilateral. Journal of Applied Mechanics, 84-APM-5. 1984.
24. FOGALE, P. Modellazione sperimentale di terre rinforzate. Padova, 1993. Dissertação (Mestrado), Università di Padova, 1993.
25. GIROUD. Settlement of a linearly loaded rectangular area. Journal of Soil Mechanics and Foundations Divn., ASCE, v. 94, SM4, p. 813-31.
26. GREHS, S.A. Mapeamento geológico preliminar de Santa Cruz do Sul visando obter informação básica ao planejamento integrado. Acta Geológica Leopoldênsia, São Leopoldo, 1 (I), p. 121-39, 1976.
27. HANSBO, S. Foundation Engineering. In: DÉCOURT, L., QUARESMA, A. QUARESMA FILHO, A. et al. Fundações Teoria e Prática, Capítulo 3: Investigações Geotécnicas: São Paulo, 1996. p. 131.
28. HANSEN, J.B. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin nº 28, 1970.
29. HAYASHI, Y. Sobre um modelo de discretização de estruturas tridimensionais aplicado em dinâmica não linear. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1982.
30. HEINECK, K. Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão. Porto Alegre, 118 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.
31. HILLERBORG, A. A model for fracture analysis. Cod LUTVDG/TV BM-3005/1-8.
32. HIRAO, K., TANABASHI, Y., YASUHARA, K. et al. In site investigation and numerical estimation for bearing capacity improvement of very soft ground reinforced with geotextiles. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.

33. HUANG, C.C., TATSUOKA, F. Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip. Proc. Int. Geotech. Symposium, Theory and Practice of Earth reinforcement. Balkema, Rotterdam, p. 191-6.1988.
34. IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Levantamento de recursos naturais. Folha SH.22 Porto Alegre e Parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação, Uso Potencial da Terra. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Rio de Janeiro, v. 33, 1986.
35. ITURRIOZ, I. Aplicação do método dos elementos discretos ao estudo de estruturas laminares de concreto armado. Porto Alegre, 176 p. Tese (Doutorado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995.
36. ITURRIOZ, I. Modificação do programa utilizado por Diaz (1998). 1998.
37. JACOBSEN, M. On pluvial compaction of sand. Proceedings... Institute of Civil Engineering, Report n° 9, fev. 1976.
38. JAMIOLKOWSKI, M., ROBERTSON, P.K. Closing address: Future trends for penetration testing. Proc. Penetration Testing in the U.K., Institution of Civil Engineers, Birmingham, p. 321-42. 1988.
39. JEWELL, R.A. Direct shear tests on sand. Géotechnique, v.39, n° 2, p.309-22. 1989.
40. KIM, J.Y., JU, J.W., SON, S.J. et al. Bearing capacity of sand foundation reinforced with geonet. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.
41. KIM, S.I., CHO, S.D. An Experimental study on the contribution of geotextiles to bearing capacity of footings on weak clays. Proceeding... International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka, Japan, p. 215-20. Out. 1988.
42. KOLBUSZEWSKY, J. An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. Proc. Imperial College, University of London, Identification Tests, Sub-Section II b. 1961.
43. KOLBUSZEWSKY, J. General investigation of the fundamental factors controlling loose packing of sand. Proc. Imperial College, University of London, Identification Tests, Sub-Section II b. 1961.
44. LADE, P.V., LEE, K.L. Engineering properties of soils. Report UCLA-ENG- 7652. , University of California, School of Engineering and Applied Science. 1976.
45. LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. Soil mechanics, SI version. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1979. 553 p.
46. LEONARDS, G.A. Foundation Engineering. USA, McGraw-Hill Book Company, Inc., 1962. 1136 p.
47. MANJUNATH, V.R., DEWAIKAR, D.M. Bearing capacity of inclined loaded footing on geotextile reinforced two-layer soil. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.
48. MCGOWN, A. ANDRAWES, K.Z., AL-HASANI, M.M. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. Géotechnique, London, v. 28, n° 3, p. 327-46.1978.
49. MEYERHOF, G.G. Discussion. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. 3, p. 193-4, 1965.

50. MEYERHOF, G.G., HANNA, A.M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 15, p. 565-72, 1978.
51. MILOVIC, D. Stress and displacements for shallow foundations. In: DÉCOURT, L., QUARESMA, A. QUARESMA FILHO, A. et al. *Fundações Teoria e Prática, Capítulo 3: Investigações Geotécnicas: São Paulo, 1996. p. 131.*
52. MONTARDO, J.P. Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibras: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. Porto Alegre, 150 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.
53. MURTHY, B.R.S., SITHARAM, T.G., RAGHAVENDRA, H.B. Tensile force distribution along the reinforcement for reinforced soil foundations. *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.*
54. NATARAJ, M.S., HOADLEY, P.G., McMANIS, K.L. Settlement and bearing capacity of footings on reinforced sand. *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.*
55. NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH. Cimentitious stabilizers in road construction. *Technical Recommendations for Highways, Pretoria, v. 13, p. 1-64, 1986.*
56. NAYFEH, A.H., HEFSI, M.S. Continuum modeling of three dimensional truss-like space structures. *AIAA Journal*, v. 16 (8), p. 779-87. Ago. 1978.
57. NUÑEZ, W.P. Estabilização físico-química de um solo residual de arenito botucatu, visando seu emprego na pavimentação. Porto Alegre, 150 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.
58. OSTEMBERG, J.O. Written discussion "symposium on load tests of bearing capacity of soils". In: DÉCOURT, L., QUARESMA, A. QUARESMA FILHO, A. et al. *Fundações Teoria e Prática, Capítulo 3: Investigações Geotécnicas: São Paulo, 1996. p. 131.*
59. PRIETTO, P.D.M. Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Porto Alegre, 150 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.
60. PRIETTO, P.D.M. Resistência à compressão simples de um solo residual de arenito tratado com cimento portland. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1994. (não publicado).
61. PURUSHOTHAMARAJ, P., RAMIAH, B.K., RAO, K.N.V. Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 2, nº1, p. 32-45. 1974.
62. RAD, N.S., TUMAY, M.T. Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotech. Testing Journal*, v. 10, n. 1, p. 31-7, mar. 1987.
63. ROCHA, M.M. Ruptura e efeito de escala em materiais não homogêneos de comportamento frágil. Porto Alegre, 123 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989.
64. ROWE, P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. Royal Soc., A 269, p. 500-27. 1962.*

65. SALES, L.F. Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes sobre solos estratificados. Porto Alegre, 150 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.
66. SCHLANGEN, E. Experimental and numerical analysis of fracture process in concrete. *Heron* 38 (3), p. 1-118. 1993.
67. SCHLOSSER, F., LONG, N.T. Etude dun comportement du materiaux terre armée. *Annales de L'Institut Technique de Batimment et des Travaux Public, Supplement n° 304, Series Matériaux n°45*. 1973.
68. SCHNAID, F. A Study of the cone-pressuremeter test in sand. Oxford, 214 p. Tese (Doutorado), Magdalen College, University of Oxford, 1990.
69. SHIVASHANKAR, R., MADHAV, M.R., MIURA, N. et al. Semi-rigid piled-raft system for soft subsiding ground. *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan*. 1996.
70. SILVA FILHO, L.C.P. Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microsilica. Porto Alegre, 143 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994.
71. SIMONINI, P. A finite element approach to the strength of granular soils reinforced with geosynthetics. *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan*. 1996.
72. SINGH, H.R. Bearing capacity of reinforced soil beds. Bangalore, 1988. Tese (Doutorado), Indian Institute of Science, India, 1988.
73. SLADEN, J.A., D'HOLLANDER, R.D.D., KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotech. Journal*, v. 22, n. 4, p. 564-78. 1985.
74. STROUD, M.A. Sand at low stress levels in simple shear apparatus. Cambridge, 1971. Tese (Doutorado), University of Cambridge, 1971.
75. TAMURA, T., KOBAYASHI, S., SUMI, T. Rigid-plastic finite element method for frictional materials. *Soils and Foundations*, v. 27, n° 3, p. 1-12. 1987
76. TANABASHI, Y. et. al. Numerical analysis for bearing capacity improvement of soft clay ground reinforced with geotextiles. *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'92, v. 1, p. 701-6*. 1992.
77. TANAKA, K., KATO, Y., KASAHARA, K., et al. Foundation method combining clay-cement mixture with geogrid. *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan*. 1996.
78. TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction (1955). In: VELLOSO, D.A., SANTA MARIA, P.E.L., LOPES, F.R. *Fundações Teoria e Prática, Capítulo 4: Princípios e Modelos Básicos de Análise: São Paulo*, 1996. p. 186.
79. TERZAGHI, K., PECK, R.B. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, New York. 1967.
80. TESSARI, M.A. Ensaio de placa em camadas de cinza pesada de carvão tratadas com cimento. Porto Alegre, 94 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

81. THOMPSON, M.R. Split-tensile strength of lime-stabilized soils. Highway Research Record, Washington, D.C., v. 92, p. 69-82. 1965.
82. TOMAZELLI, L.J. Contribuição ao Conhecimento das Fácies de Ambiente Praial a partir de elementos do Pleistoceno Costeiro do Rio Grande do Sul. Anais, 2º Simpósio Sul-Brasileiro de Geologia, Florianópolis, SBG, p. 325-38. 1985.
83. TOMAZELLI, L.J., VILLWOCK, J.A., LOSS, E.L., DEHNHARDT, E.A. Caracterização de um depósito praial pleistocênico na Província Costeira do Rio Grande do Sul. Anais, 32º Congresso Brasileiro de Geologia, Salvador, SBG. 4, p. 1514-23. 1982.
84. UESHITA, K., MEYERHOF, G.G. Deflection of multilayer soil systems. Proc. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, p. 257-82, set. 1967.
85. VENDRUSCOLO, M.A. Estudo do comportamento de fundações superficiais em solo melhorado mediante ensaios de placa. Porto Alegre, 150 p. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.
86. VERMA, B.P., CHAR, A.N.R. Modelling for bearing capacity analysis of reinforced sand subgrades. Proceeding... International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement. Fukuoka- Japan, p. 245-50. Oct. 1988.
87. VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Co., 1975.
88. VESIC, A.S., CLOUGH, G.W. Behaviour of granular materials under high stresses. Jour. Soil Mech. Fdn. Div., ASCE, v. 94, n. SM3, p. 661-88. 1968.
89. YAMAMOTO, K., OTANI, J. Localized deformation analysis of reinforced foundation ground. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.
90. ZHAO, A., RIMOLDI, P., MONTANELLI, F. Design of reinforced foundations by the slip-line method. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu'96, Japan. 1996.

ANEXO I – MODELO CONSTITUTIVO

De forma a se compreender melhor o modelo utilizado, foram transpostos alguns itens importantes do trabalho de Iturrioz (1995) e Diaz (1998) para este anexo.

A1 – Equações constitutivas do Material Modelado

O modelo adota um sistema de eixos coordenados paralelos às arestas dos cubos. Distinguem-se dois tipos de barras, denominadas “normais” e “diagonais” (referidas por sub-índices “n” e “d” respectivamente). As rigidezes equivalentes de cada barra são representadas em função do Módulo de Young E e do Coeficiente de Poisson ν do material, conforme as seguintes expressões:

a) Barras Normais (comprimento L)

$$E_n = \alpha \cdot E \cdot L^2 \quad (\text{A.1})$$

b) Barras Diagonais (Comprimento $\sqrt{3} \cdot \frac{L}{2}$)

$$E_d = 2 \cdot \delta \cdot \alpha \cdot E \cdot L^2 / \sqrt{3} \quad (\text{A.2})$$

em que:

$$\alpha = \frac{(9 + 8\delta)}{(18 + 24\delta)} \quad (\text{A.3})$$

$$\delta = \frac{9 \cdot \nu}{(4 - 8 \cdot \nu)} \quad (\text{A.4})$$

A2 – Observações Gerais a respeito do Programa

a) Entrada de dados

A forma de entrada de dados era feita em forma de texto, com o uso de um processador de textos simples, conforme lista abaixo:

Arquivo SCEM.DAT

0	DEx: parâmetro não utilizado
0	EST: parâmetro não utilizado
28	TEST: número de teste
0.0067	LCO: tamanho do módulo (m)
500.	Df1: coeficiente de amortecimento (colocação da carga) (rad/s)
27.5	Df2: coeficiente de amortecimento (ruptura) (rad/s)
0.002	TDAF:
41	M: nº de módulos nas 3 direções coordenadas
16	N: nº de módulos nas 3 direções coordenadas
2	L: nº de módulos nas 3 direções coordenadas
1	TV: parâmetro não utilizado
0.5e-2	VF: velocidade de deslocamento imposto (5 mm/s)
0.0	To: parâmetro não utilizado
3.e-6	DT: incremento de tempo ($DT_{\text{máx}} < 0,6LCO/Cp$)
1.2	TTOT: tempo de integração
1	INCO: parâmetro não utilizado
1	NCON: parâmetro não utilizado
1000000	OU2: parâmetro não utilizado
50000	OU3: quantidade de passos entre gravações de arquivos (*.ans)
2000000	OU4: parâmetro não utilizado
500	OU5: quantidade de passos entre gravações de arquivos (*.res)
500	OU6: parâmetro não utilizado
500	OU7: parâmetro não utilizado
500	OU8: quantidade de passos entre gravações de arquivos (*.ene)
59000	parâmetro não utilizado
200000	parâmetro não utilizado
0.10	CVAg
0.044	G_f (N/m)
12.252	R_f (m) ^{-1/2}
3000.E6	E (N/m ²)
0.2	v
1890.	γ (kN/m ³ x 100)

A3 – Estudo Paramétrico

Nas simulações de nº 1 a 6 foram feitos testes no programa, não sendo de validade para a análise paramétrica. Nas simulações seguintes, os parâmetros foram modificados conforme a tabela abaixo.

<i>Simulação</i>	<i>Variáveis Modificadas</i>	<i>Simulação</i>	<i>Variáveis Modificadas</i>
7	K = 500	24	G = 0,1
			Rf = 8,127
8	K = 100	25	G = 0,05
			Rf = 11,49
9	K = 300	26	G = 0,03
			Rf = 11,49
10	K = 200	27	G = 0,04
			Rf = 12,85
11	K = 150	28	G = 0,044
			Rf = 12,252
12	K = 95	29	Rf = 2
			Ep = 9,574E-6
13	K = 50	30	Rf = 5
	E = 3300E6		Ep = 2,394E-5
14	E = 3300E6	31	Rf = 10
	Rf = 1,906		Ep = 4,787E-5
15	E = 3000E6	32	Rf = 15
	Rf = 1,817		Ep = 7,181E-5
16	E = 2000E6	33	Rf = 20
	Rf = 1,484		Ep = 9,574E-5
17	E = 1000E6	34	g = 18,9
	Rf = 1,049	35	g = 15
18	E = 1500E6	36	g = 20
	Rf = 1,285	37	-
19	E = 2500E6	38	df2 = 50
	Rf = 1,659	39	df2 = 100
20	E = 500E6	40	df2 = 200
	Rf = 0,742	41	CVAg = 0,0
21	E = 650E6	42	CVAg = 0,2
	Rf = 0,846	43	CVAg = 0,5
22	E = 600E6	44	v = 0,1
	Rf = 0,813	45	v = 0,3
23	G = 1	46	v = 0,4
	Rf = 2,57		

ANEXO II – INFORMAÇÕES DO CD-ROM INTEGRANTE DESTA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é acompanhado por um CD-Rom, intitulado “Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados, que pode ser utilizado em qualquer computador padrão PC que rode Windows 95 ou posterior, com o pacote Office 2000. Esse CD-Rom é o primeiro a ser lançado nesse Curso de Pós-Graduação/UFRGS, com a finalidade de facilitar futuras pesquisas de outros autores, através da inclusão dos textos originais, tabelas, gráficos, fotos e vídeo. Para ver o conteúdo, simplesmente coloque o CD e execute o programa CD.ppt.

A dissertação de mestrado está subdividida em capítulos. Alguns, ainda estão fragmentados em duas partes, intitulados (1) e (2). Os textos podem ser carregados diretamente do Word, através das seguintes etapas:

- Selecionar menu “Arquivo” → “Abrir” → “Examinar” → indicar o CD-Rom → Selecionar “Dissertação” → Selecionar o capítulo desejado → “Ok”

As tabelas e gráficos encontram-se inclusas no texto, bastando apertar duas vezes seguidas o botão esquerdo do mouse sobre elas para uma melhor visualização/edição.

As fotos estão no diretório “Fotos” e podem ser vistas através de qualquer programa do gênero, tal como Corell Draw, PhotoStyler, PhotoPaint, etc.

Os vídeos estão no respectivo diretório e podem ser rodados com o VideoPlayer.