

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

**NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE
CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE
CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO**

Diego Foppa

Porto Alegre
2016

DIEGO FOPPA

**NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DE CAPACIDADE DE
CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE
CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
Dezembro de 2016

Ficha Catalográfica

F691n Foppa, Diego

Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento / Diego Foppa. – 2017.

229 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2016.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Marcelo Maia Rocha.

1. Fundações superficiais. 2. Capacidade de carga. 3. Solo-cimento. 4. Análise numérica. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Rocha, Marcelo Maia, coorient. III. Título.

CDU: 624.15(043)

DIEGO FOPPA

**NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE
CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAS ASSENTES SOBRE
CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 02 de Dezembro de 2016

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck
Co-orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Ph.D. pela University of Salford
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lucas Festugato
Ph.D. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Rubenei Novais Souza
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford

*Dedico este trabalho a minha esposa Flávia
Petuco Foppa pelo apoio incondicional
durante todo o período de seu
desenvolvimento.*

AGRADECIMENTOS

Nesta empreitada em busca do aprimoramento profissional e pessoal sempre contamos com o apoio de pessoas que, de uma forma ou de outra, contribuem com esse processo. Por isso, nossas conquistas sempre são o resultado de um esforço conjunto.

Agradeço, primeiramente, a minha esposa Flávia pelo amor, cuidado e abdicção de tantos momentos e atividades que deixamos de fazer juntos durante este período, mas que certamente voltaremos a fazer.

Aos meus pais Sérgio e Carmen pelo cuidado, incentivo e apoio dispensado em todos os momentos da minha vida. Ao meu irmão Tiago pela força e companheirismo.

Aos meus avós Ampélio e Maria que foram para mim exemplos de vida e companheirismo. Estarão sempre em minha memória.

Aos meus orientadores, Nilo e Marcelo, pela confiança depositada em meu trabalho.

Ao laboratorista João Diniz, pelo apoio as atividades realizadas no LEGG/UFRGS.

Aos colegas Sérgio Marques e Jorge H. F. Galvez pelo tempo dispensado e pela fundamental ajuda na montagem da instrumentação, calibração e desenvolvimento do programa de controle e aquisição de dados.

Ao colega Alejandro Quiñonez pela grande ajuda e presteza na realização dos ensaios triaxiais.

Ao bolsista de iniciação científica José Ignacio Martins, pelo apoio no início das atividades de laboratório.

Ao bolsista de iniciação científica Rafael Sacco, pela grande ajuda na execução das atividades de laboratório, interesse na pesquisa e parceria.

Ao professor Lucas Festugato pelas valiosas dicas e observações durante o desenvolvimento da pesquisa e pela amizade que perdura desde a época em que trabalhamos juntos no mestrado. À colega Marina Bellaver Corte pela ajuda e amizade.

À Petrobras pelo suporte para o atendimento às aulas e às atividades de laboratório em horário administrativo.

À empresa Engineering Simulation and Scientific Software (ESSS) na figura de seu representante Ismael Daoud, que não mediu esforços para viabilizar a utilização do software ANSYS Workbench nesta pesquisa e pelo suporte técnico oferecido durante todo o trabalho. Também agradeço à empresa DYNARDO pela permissão de utilização gratuita de sua biblioteca de modelos constitutivos multiPlas, que foi fundamental para a acurácia das simulações numéricas realizadas.

Por fim, agradeço ao PPGEC pelo suporte financeiro para construção do equipamento, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

RESUMO

FOPPA, D. **Novo Método para Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes sobre Camada de Reforço em Solo-Cimento**. 2016. 229p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Pesquisas recentes têm mostrado que a utilização de camada de reforço em solo-cimento é uma alternativa para o aumento da capacidade de carga e redução dos recalques de fundações superficiais em solos de baixa resistência. Os métodos para previsão da capacidade de carga em sistemas de dupla camada encontrados na literatura trazem implícita a premissa de que a camada superior é contínua ou suficientemente maior que a largura da fundação. O objetivo desta pesquisa foi desenvolver um novo método para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre uma camada de reforço em solo-cimento, considerando sua extensão lateral. Para tanto, foram realizados ensaios em modelos reduzidos de fundações contínuas assentes sobre um solo arenoso fofo, bem como, análises numéricas através do método dos elementos finitos. Observaram-se dois tipos distintos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. No segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode localizar-se junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima, à medida que aumentam os recalques. Verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação T_r/H_r , onde T_r é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e H_r é a espessura do reforço. A partir destas observações, foi desenvolvido um novo método de cálculo com a premissa de que a ruptura ocorra no solo e não na camada de reforço. Assim, é possível calcular a capacidade de carga considerando que fundação e reforço atuam como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. Ao mesmo tempo, é apresentada uma equação para previsão da máxima tensão de tração que atuará no reforço, a partir da qual, se pode dimensioná-lo com segurança.

Palavras-chave: fundações superficiais; solo-cimento; reforço; capacidade de carga.

ABSTRACT

FOPPA, D. **New Method for Calculating Bearing Capacity of Footings Resting on Soil-Cement Layers.** 2016. 229p. Thesis – Graduate Course in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Recent researches have shown that the use of soil-cement reinforcement layer is an alternative to increase bearing capacity and reduce settlements of shallow foundations in low resistance soils. The existing methods for predicting bearing capacity of double layer systems implicitly assume that the top layer is continuous or sufficiently greater than the foundation width. This study aims to develop a new method for bearing capacity calculation of shallow foundations supported by a soil-cement reinforcing layer, considering its lateral extension. Therefore, small scale tests of continuous foundations on a loose sandy soil, as well as, numerical analysis by the finite element method were carried out. It was observed two distinct types of failure. In the first, the reinforcement layer is punched through the sandy soil, without showing any cracking, up to a settlement which corresponds to the sand bearing capacity. In the second, after an initial settlement, the reinforcement layer breaks up, showing a fissure, which may be located near the edge or the axis of foundation, and propagates upward as the settlements continues. It was found that the maximum tensile stress in the reinforcement layer is a function of soil reaction on the reinforcement and the ratio T_r/H_r , where T_r is the horizontal distance between the edge of the foundation and the edge soil-cement layer and H_r is the thickness of the soil-cement layer. From these observations, it was developed a new calculation method, with the assumption that the failure occurs in the soil and not in the reinforcement layer. Thus, it is possible to calculate the bearing capacity considering that foundation and reinforcement act as a single element, supported at the same depth of the reinforcement base. In order to design the soil-cement layer, an equation for the maximum tensile stress prediction is provided.

Key-words: shallow foundations; soil-cement; reinforcement; bearing capacity.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	11
LISTA DE TABELAS.....	18
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS.....	20
1 INTRODUÇÃO.....	23
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	23
1.2 OBJETIVOS.....	25
1.3 ORGANIZAÇÃO DESTE TRABALHO	26
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	28
2.1 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CIMENTO.....	28
2.1.1 Materiais Utilizados no Solo Cimento	32
2.1.2 Características Físico-Químicas	34
2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento.....	36
2.1.4 Mistura e Compactação do Solo-Cimento.....	42
2.1.5 Comportamento Mecânico	43
2.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS... 56	
2.2.1 Fundações Superficiais Assentes Sobre Sistemas de Dupla Camada	67
2.2.2 Sistemas de Dupla Camada com Reforço em Solo-Cimento	75
2.3 INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ATRAVÉS DE ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS	82
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	92
3.1 MATERIAIS	95
3.1.1 Solo.....	95
3.1.2 Cimento	97
3.1.3 Água	98
3.2 MÉTODOS.....	98
3.2.1 Coleta e Preparação de Amostras	98
3.2.2 Ensaio de Caracterização Física.....	99
3.2.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral	99
3.2.4 Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial	103
3.2.5 Medidas de Sucção Matricial	105
3.2.6 Testes de Carga em Modelo Reduzido.....	106
3.2.6.1 Projeto e Construção de Equipamento para Testes de Carga em Modelo Reduzido	106
3.2.6.2 Enchimento do Tanque de Solos	110

3.2.6.3 Moldagem da Camada de Reforço em Solo-Cimento	115
3.2.6.4 Execução da prova de carga em modelo reduzido	116
4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS	118
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	118
4.1.1 Ensaio de Compressão e Tração Não Confinadas	118
4.1.2 Ensaio Triaxiais	122
4.2 PROVAS DE CARGA EM MODELO REDUZIDO	124
4.2.1 Solo Sem Reforço	124
4.2.2 Solo Com Reforço	129
4.2.2.1 Efeito da Resistência do Reforço	135
4.2.2.2 Efeito da Espessura do Reforço	138
4.2.2.3 Normalização	141
5 ANÁLISE NUMÉRICA	146
5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO	150
5.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO	153
5.3 RETROANÁLISE	165
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS	181
6.1 CAPACIDADE DE CARGA - PUNÇIONAMENTO	186
6.2 ANÁLISE DA RUPTURA NO REFORÇO	189
6.2.1 Resistência ao Cisalhamento da Camada de Reforço	197
6.2.2 Comportamento de Plastificação da Camada de Reforço	199
6.2.3 Verificação do Comportamento em Verdadeira Grandeza	202
6.3 PROPOSTA DE MÉTODO DE CÁLCULO PARA A CAPACIDADE DE CARGA	207
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	213
7.1 CONCLUSÕES	213
7.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	215
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	217
SOFTWARES UTILIZADOS	228
ANEXOS	229
A - Estrutura Metálica de Suporte e Reação	229
B - Tanque de Solos	229
C - Pluviador	229
D - Suporte para LVDT	229
E - Instrumentação	229
F - Atuador Elétrico Linear	229

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1: fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES e METCALF, 1972)..... p.30
- Figura 2.2: cimentação fraca, média e forte em areias (CHANG e WOODS, 1992)..... p.30
- Figura 2.3: curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005)..... p.37
- Figura 2.4: relação q_u versus fator vazios/cimento para diferentes tipos de solo p.39
- Figura 2.5: curvas granulométricas - coletânea p.40
- Figura 2.6: efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias (adaptado de INGLES & METCALF, 1972)..... p.44
- Figura 2.7: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999 adaptado de COOP e ATKINSON, 1993) p.47
- Figura 2.8: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO & COOP, 1999)..... p.48
- Figura 2.9: efeito da quantidade de cimento sobre a coesão e o ângulo de atrito interno para um solo argiloso (ROHLFES Jr., 1996) p.49
- Figura 2.10: comportamento tensão-deformação de uma areia fina cimentada em função do fator vazios/cimento (CRUZ, 2008). p.50
- Figura 2.11: comportamento tensão-deformação de uma areia silto-argilosa cimentada em função do fator vazios/cimento (CONSOLI *et al.*, 2007)..... p.51
- Figura 2.12: critério de ruptura de Griffith representado no plano (τ - σ') (adaptado de MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI, 2008)..... p.52
- Figura 2.13: critério de ruptura de Griffith Modificado representado no plano (τ - σ') (adaptado de MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI, 2008)..... p.54
- Figura 2.14: estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014) p.55
- Figura 2.15: comportamento de uma fundação superficial carregada verticalmente (KEDZI, 1970 *apud* VELLOSO E LOPES, 2004) p.56
- Figura 2.16: tipos característicos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada (c) puncionamento (d) ábaco para correlação entre o tipo de ruptura com a compactidade e profundidade de assentamento em areias (VESIC, 1963 *apud* VELLOSO E LOPES, 2004) p.57

Figura 2.17: critérios de VESIC (1963) e (1975) para determinação da capacidade de carga (adaptado de TRB, 2010).....	p.58
Figura 2.18: critério de DE BEER (1967) para determinação da capacidade de carga (adaptado de TRB, 2010).....	p.59
Figura 2.19: critério das assíntotas para determinação da capacidade de carga (adaptado de NAVFAC (1986) <i>apud</i> TRB, 2010)	p.59
Figura 2.20: comparativo entre o valor medido e previsto pela formulação de VESIC (1975) para a capacidade de carga em solos granulares (adaptado de AMATYA <i>et al.</i> , 2009).....	p.62
Figura 2.21: comparativo entre os resultados medidos e previsto pelos métodos analíticos tradicionais em fundação "contínuas (L/B = 6)" assentes sobre areia (adaptado de INGRA E BAECHER,1983)	p.63
Figura 2.22: tensões de contato na base de fundações (a, b) flexíveis e (c, d) rígidas (adaptado de HACHICH <i>et al.</i> ,1998).....	p.66
Figura 2.23: distribuição das tensões verticais em um sistema de dupla camada sob um carregamento circular uniforme (adaptado de POULOS e DAVIES, 1991).....	p.68
Figura 2.24: tensão vertical ao longo do eixo da fundação, na interface das camadas, em um sistema de dupla camada sob um carregamento circular uniforme (POULOS e DAVIES, 1991)	p.68
Figura 2.25: estimativa do espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997).....	p.69
Figura 2.26: fator de capacidade de carga N_c para fundações contínuas em solo argiloso estratificado (adaptado de BOWLES, 1968)	p.71
Figura 2.27: mecanismo de ruptura e variáveis do método de MEYERHOF e HANNA (1978)	p.72
Figura 2.28: resultados de ensaios em modelos reduzidos de fundação contínuas e circulares em areias densas sobre areia fofa (a) contínua, (b) circular e (c) areia densa sobre argila mole (adaptado de MEYERHOF e HANNA, 1978).....	p.73
Figura 2.29: resultados de ensaios em modelos reduzidos de fundações contínuas e circulares em argila rija sobrejacente a argila mole (a) contínua (b) circular (adaptado de MEYERHOF e HANNA, 1978).....	p.74
Figura 2.30: resultados de provas de carga em sapatas circulares assentes sobre solo reforçado com solo-cimento (adaptado de SALES, 1998)	p.76
Figura 2.31 curvas carga <i>versus</i> recalque (adaptado de CONSOLI <i>et al.</i> , 2003)	p.77
Figura 2.32: fotografias mostrando o mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistema de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (CONSOLI <i>et al.</i> , 2009a)	p.78

Figura 2.33: normalização de testes de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal (THOMÉ <i>et al.</i> , 2003).....	p.81
Figura 2.34: efeito de escala sobre o fator N_γ observado modelos reduzidos de fundações superficiais assentes sobre areia (adaptado de CERATO e LUTENEGGER, 2007).....	p.85
Figura 2.35: efeito de escala sobre o fator N_γ (adaptado de LOUKIDIS e SALGADO, 2011).....	p.87
Figura 2.36: diagrama mostrando o posição relativa à linha de estado crítico de fundações de diferentes tamanhos (adaptado de FELLENIUS e ALTAEE, 1994 <i>apud</i> CERATO e LUTENEGGER, 2007).....	p.88
Figura 3.1: esquema da prova de carga em modelo reduzido	p.93
Figura 3.2: programa de provas de carga em modelo reduzido.....	p.94
Figura 3.3: aspecto da amostra da areia utilizada - areia de Osório/RS	p.96
Figura 3.4: curvas granulométricas – areia de Osório e cimento CPV-ARI	p.97
Figura 3.5: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002)	p.98
Figura 3.6: ensaio de compressão simples	p.100
Figura 3.7: Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	p.100
Figura 3.8: ensaio de compressão simples com medida de deformação axial	p.102
Figura 3.9: corpo de prova submetido ao ensaio triaxial (a) antes do cisalhamento (b) após cisalhamento	p.105
Figura 3.10: visão geral do equipamento para prova de carga em modelos reduzidos	p.107
Figura 3.11: dispositivo para nivelamento e redução de vibração	p.107
Figura 3.12: modelo reduzido de fundação contínua	p.108
Figura 3.13: instrumentação da prova de carga em modelo reduzido	p.108
Figura 3.14: chapa perfurada para a entrada de água em ensaios inundados	p.109
Figura 3.15: estrutura para pluviação da areia (a) montagem para pluviação da primeira camada (b) montagem para pluviação da segunda e terceira camadas (c) vista da placa de fundo removível (d) detalhe da furação e tela.....	p.111
Figura 3.16: pluviação da areia.....	p.112
Figura 3.17: raspador para nivelamento da areia.....	p.113
Figura 3.18: aferição da densidade relativa no tanque de solos após a pluviação.....	p.113

Figura 3.19: formas de madeira para moldagem da camada de reforço.....	p.115
Figura 3.20: camada de reforço em solo-cimento	p.116
Figura 3.21: camada de reforço posicionada sobre a base de areia.....	p.117
Figura 3.22: prova de carga pronta para início da etapa de carregamento	p.117
Figura 4.1: relação entre resistência e fator vazios/cimento para o solo-cimento nas condições "com" e "sem" imersão prévia.....	p.119
Figura 4.2: curvas tensão-deformação em compressão simples do solo-cimento (sem imersão prévia).....	p.121
Figura 4.3: ruptura típica observada nos ensaios (a) compressão simples e (b) tração por compressão diametral	p.122
Figura 4.4: ensaios triaxiais CID em areia $D_r = 36\%$	p.122
Figura 4.5: envoltória de ruptura - areia $D_r = 36\%$	p.123
Figura 4.6: provas de carga em solo natural sem reforço - verificação da repetibilidade e influência da velocidade (a) areia seca (b) areia saturada	p.125
Figura 4.7: provas de carga em solo natural sem reforço.....	p.126
Figura 4.8: provas de carga em solo natural sem reforço – curvas de base.....	p.127
Figura 4.9: provas de carga $H_r/B = 0,25$	p.129
Figura 4.10: provas de carga $H_r/B = 0,50$	p.130
Figura 4.11: provas de carga $H_r/B = 1,00$	p.130
Figura 4.12: provas de carga $H_r/B = 1,50$	p.131
Figura 4.13: provas de carga em solo com reforço - ruptura por puncionamento.....	p.133
Figura 4.14: provas de carga em solo com reforço - ruptura na camada de reforço	p.134
Figura 4.15: padrão de ruptura da camada de reforço	p.135
Figura 4.16: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 1,25$. p.136	
Figura 4.17: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 1,50$. p.137	
Figura 4.18: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 2,00$. p.137	
Figura 4.19: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 3,00$. p.138	
Figura 4.20: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 1,25$	p.139
Figura 4.21: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 1,50$	p.139

Figura 4.22: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 2,00$	p.140
Figura 4.23: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 3,00$	p.140
Figura 4.24: efeito do módulo de elasticidade do solo na curva carga <i>versus</i> recalque (adaptado de LAMBE e WITHMAN, 1969).....	p.142
Figura 4.25: provas de carga $H_r = 0,25B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço.....	p.143
Figura 4.26: provas de carga $H_r = 0,50B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço.....	p.143
Figura 4.27: provas de carga $H_r = 0,50B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço.....	p.144
Figura 4.28: provas de carga $H_r = 1,50B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço.....	p.144
Figura 4.29: provas de carga normalizadas em relação à área da base do reforço ($\eta/C_{iv} = 17$).	p.145
Figura 5.1: (a) representação da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (b) seção transversal do superfície no plano desviador (adaptado de DAVIS e SELVADURAI, 2002)	p.148
Figura 5.2: simulação de dois ensaios triaxiais convencionais através de um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb	p.149
Figura 5.3: envoltória de Mohr-Coulomb com " <i>tension cut-off</i> "	p.150
Figura 5.4: visão geral do modelo de elementos finitos.....	p.151
Figura 5.5: condições de contorno do modelo de elementos finitos	p.152
Figura 5.6: geração das tensões geostáticas.....	p.153
Figura 5.7: módulo de elasticidade retroanalizado e obtido no ensaio triaxial.....	p.158
Figura 5.8: $E_{(50\%)}$ para o solo-cimento.....	p.158
Figura 5.9: influência da largura do modelo na capacidade de carga.....	p.160
Figura 5.10: influência da altura do modelo na capacidade de carga.....	p.160
Figura 5.11: influência do refinamento da malha na capacidade de carga.....	p.161
Figura 5.12: comparativo entre as curvas tensão <i>versus</i> recalque obtidas no modelo reduzido e no modelo numérico	p.162
Figura 5.13: tensões verticais atuantes sob a base da fundação	p.162
Figura 5.14: tensões verticais ao longo da profundidade no eixo da fundação.....	p.163

Figura 5.15: vetores de deslocamentos totais	p.163
Figura 5.16: contornos de deslocamentos verticais	p.164
Figura 5.17: contornos de plastificação para $\delta/B = 30\%$	p.164
Figura 5.18: comparativo entre as curvas tensão versus recalque experimentais e numéricas. $H_r/B = 0,25; \eta/C_{iv} = 17$	p.165
Figura 5.19: curvas tensão <i>versus</i> recalque (a), (c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 0,25; \eta/C_{iv} = 17$	p.167
Figura 5.20: curvas tensão versus recalque (a), (c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 0,50; \eta/C_{iv} = 17$	p.168
Figura 5.21: curvas tensão versus recalque (a), (c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 1,00; \eta/C_{iv} = 17$	p.169
Figura 5.22: curvas tensão versus recalque (a),(c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 1,50; \eta/C_{iv} = 17$	p.170
Figura 5.23: tensões verticais ao longo do eixo da fundação ($\eta/C_{iv} = 17$).....	p.171
Figura 5.24: tensões verticais sob a base da fundação ao longo da sua semi-largura ($\eta/C_{iv} = 17$).....	p.172
Figura 5.25: tensões verticais sob a base do reforço em solo-cimento ao longo da sua semi-largura ($\eta/C_{iv} = 17$).....	p.173
Figura 5.26: tensões de tração na base da camada de reforço em solo-cimento ($\eta/C_{iv} = 17$)p.	174
Figura 5.27: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço para $H_r/B = 0,25$	p.175
Figura 5.28: deformações plásticas no solo e no reforço para $H_r/B = 0,25$	p.176
Figura 5.29: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço para $H_r/B = 1,00$	p.177
Figura 5.30: deformações plásticas no solo e no reforço para $H_r/B = 1,00$	p.178
Figura 5.31: efeito da resistência do reforço sobre a curva tensão <i>versus</i> recalque $H_r/B = 0,50, B_r/B = 1,25$	p.179
Figura 5.32: efeito da resistência do reforço sobre as tensões de tração - $H_r/B = 0,50, B_r/B = 1,25$	p.180
Figura 6.1: tipos de ruptura observado nos ensaios em modelo reduzido	p.182
Figura 6.2: efeito da relação H_r/B sobre a localização do início da fissuração	p.183
Figura 6.3: efeito da relação T_r/H_r na localização do início da fissuração para camadas de mesma espessura H_r	p.184

Figura 6.4: efeito da largura do reforço sobre a capacidade de carga do sistema	p.186
Figura 6.5: comparativo entre os valores de capacidade de carga previstos analiticamente pelo método de LOUKIDIS e SALGADO (2011) com os obtidos experimentalmente e numericamente.....	p.189
Figura 6.6: analogia reforço x viga bi-apoiada. Diagramas de esforços.	p.190
Figura 6.7: tipos estruturais de blocos	p.192
Figura 6.8: geometrias típicas de blocos de seção plena	p.193
Figura 6.9: bloco de seção plena	p.194
Figura 6.10: comparativo entre os modelos de viga, de bloco e simulações numéricas	p.196
Figura 6.11: efeito da espessura do reforço sobre a variação da tensão cisalhante sob a borda da fundação.....	p.199
Figura 6.12: comparativo entre os deslocamentos de ruptura obtidos numericamente e experimentalmente.....	p.200
Figura 6.13: pontos de início de plastificação nas curvas tensão versus recalque para a relação $H_r/B = 0,25$	p.201
Figura 6.14: recalque de início de plastificação para $H_r/B = 0,25$	p.202
Figura 6.15: curva tensão <i>versus</i> recalque para $B = 1,00$ m -comparativo entre resultados numéricos e métodos analíticos.....	p.204
Figura 6.16: curvas tensão <i>versus</i> recalque para o protótipo $B = 1$ m.....	p.205
Figura 6.17: curvas tensão <i>versus</i> recalque normalizadas para o protótipo $B = 1$ m	p.205

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES e METCALF, 1972).....	p.37
Tabela 2.2: parâmetros da equação de previsão da resistência à compressão simples para diferentes tipos de solo.....	p.40
Tabela 2.3: valores medidos de α para carga última KENNY e ANDRAWES (1997).....	p.75
Tabela 2.4: comparativo entre as cargas de ruptura prevista e medida (adaptado de SALES, 1998).....	p.79
Tabela 2.5: faixa de validade para aplicação da método proposto por THOMÉ et al. (2003).....	p.82
Tabela 2.6: fatores de escala (adaptado de WOOD, 2004).....	p.84
Tabela 2.7: exemplos de tanques de testes para fundações superficiais contínuas.....	p.91
Tabela 3.1: quantitativo de ensaios de caracterização física e mecânica.....	p.92
Tabela 3.2: dimensões das camadas de reforço.....	p.95
Tabela 3.3: propriedades físicas da areia de Osório.....	p.96
Tabela 3.4: densidades relativas obtidas no tanque de solos.....	p.114
Tabela 4.1: resultados dos ensaios de compressão simples.....	p.119
Tabela 4.2: resultados dos ensaios de tração por compressão diametral.....	p.120
Tabela 4.3: parâmetros de dosagem para as camadas de reforço em solo-cimento.....	p.120
Tabela 4.4: resistência e módulo de Young secante para o solo-cimento.....	p.121
Tabela 4.5: módulo secante Young para a areia ($D_r = 36\%$).....	p.123
Tabela 4.6: capacidades de carga para areia sem reforço $D_r = 36\%$ (critério de VESIC, 1963).....	p.125
Tabela 4.7: estimativa por diferentes métodos da capacidades de carga para areia sem reforço.....	p.128
Tabela 4.8: resultado geral das provas de carga em modelo reduzido.....	p.132
Tabela 5.1: estimativa de ψ através do método de CHAKRABORTY e SALGADO (2010).....	p.Erro! Indicador não definido.
Tabela 5.2: especificação do módulo de elasticidade para a areia.....	p.157

Tabela 5.3: parâmetros dos materiais para a análise numérica.....	p.158
Tabela 5.4: parâmetros de resistência das camadas de reforço para análise numérica	p.159
Tabela 6.1: previsão da capacidade de carga para os ensaios em modelo reduzido com ruptura por puncionamento	p.188
Tabela 6.2: tensões de tração atuantes na camada de reforço a partir de diferentes modelos de cálculo	p.195
Tabela 6.3: parâmetros de resistência das camadas de reforço para análise numérica	p.198
Tabela 6.4: comparativo entre tensões e deslocamentos de ruptura.....	p.200
Tabela 6.5: parâmetros para areia e solo-cimento nas análises numéricas do protótipo	p.203
Tabela 6.6: detalhamento dos parâmetros de resistência e rigidez das camadas de reforço nas simulações do protótipo	p.203
Tabela 6.7: resultados das análise numéricas do protótipo para $\delta/B = 10\%$	p.206

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

B: largura da fundação.

B_r : largura total da camada de reforço.

c: coesão do solo.

C: teor de cimento calculado em relação à massa de solo seco e expresso em porcentagem.

C_{iv} : teor volumétrico de cimento (volume total de cimento dividido pelo volume da amostra).

C_u : coeficiente de uniformidade do solo.

C_c : coeficiente de curvatura da curva granulométrica.

D: diâmetro.

D_x : diâmetro correspondente a x%, em peso total, de todas as partículas menores que ele.

D_r : densidade relativa $((e_{máx} - e)/(e_{máx} - e_{min}))$, expressa em porcentagem.

e: base do logaritmo neperiano (2,7183).

e: índice de vazios.

$e_{máx}$: índice de vazios máximo.

e_{min} : índice de vazios mínimo.

$E_{(x\%)}$: módulo de elasticidade secante medido a x% de deformação axial.

H_r : espessura da camada de reforço.

I: momento de inércia da seção.

K_0 : coeficiente de empuxo ao repouso.

L: comprimento.

n: fator de escala.

N_c, N_q, N_γ : fatores de capacidade de carga.

pa: pressão atmosférica.

P: carga aplicada

P_u : carga última.

q: sobrecarga.

q_u : resistência à compressão simples ou não confinada.

q_t : resistência à tração por compressão diametral.

$q_{t-direta}$: resistência à tração obtida através do ensaio de tração direta.

Q_u : tensão de ruptura ou capacidade de carga.

Q_{ur} : tensão de ruptura ou capacidade de carga do sistema reforçado.

$Q_{ur(n)}$: tensão de ruptura ou capacidade de carga do sistema reforçado normalizada.

s: tensão normal média do ensaio triaxial.

t: tensão cisalhante efetiva do ensaio triaxial.

T_r : distância horizontal entre a borda da fundação e a borda da camada de reforço.

w : teor de umidade.

δ : recalque.

δ_{plast} : recalque de início da plastificação.

ϵ_a : deformação axial.

$\delta\epsilon^p$: incremento de deformação plástica.

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

ϕ_p : ângulo de atrito interno de pico.

ϕ_c : ângulo de atrito de estado crítico.

γ : peso específico.

γ_d : peso específico aparente seco.

η : porosidade (volume de vazios dividido pelo volume total da amostra).

μ : coeficiente de atrito.

ν : coeficiente de Poisson.

σ_1 : tensão principal maior.

σ_2 : tensão principal média.

σ_3 : tensão principal menor.

σ_d : tensão desvio.

σ_h : tensão horizontal.

σ_m : tensão média $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$.

σ_n : tensão normal.

σ_{mi} : tensão média inicial.

σ_t : tensão de tração.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão de tração máxima.

σ_v : tensão vertical.

σ_c : tensão de compressão.

τ : tensão de cisalhamento.

τ_{res} : resistência do material ao cisalhamento.

τ_{plast} : tensão de cisalhamento na plastificação.

ψ : ângulo de dilatância.

\propto : indicativo de proporcionalidade entre duas grandezas.

' : indicativo de "efetivo" (ex: γ' peso específico efetivo).

fig. : figura.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM: American Society for Testing and Materials.

CID: ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado.

CIU: ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado.

COV: coeficiente de variação estatístico (desvio padrão/média da amostra).

LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LVDT: Linear Variable Differential Transformers

NBR: norma brasileira.

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A execução de fundações em terrenos com baixa capacidade de suporte normalmente conduz o projetista à utilização de fundações profundas, as quais transferem os carregamentos impostos pela superestrutura às camadas inferiores mais resistentes, ou à substituição de parte do solo local por um mais competente para viabilizar a utilização de fundações superficiais. Entretanto, o uso generalizado de estaqueamentos ou substituições de solo pode levar a custos muito elevados e incompatíveis com o porte do empreendimento, como no caso de instalações provisórias em canteiros de obras, conjuntos habitacionais populares, bases para suportes para tubulações em indústrias (tubovias), bases de equipamentos, bases de tanques de armazenamento de pequeno diâmetro, instalação de postes de energia elétrica, etc.

Nestes casos, uma alternativa que tem se mostrado promissora é a utilização de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento. Pesquisas recentes mostram ganhos significativos de capacidade de suporte e redução nos recalques (SALES, 1998; THOMÉ *et al.*; 2003; CONSOLI *et al.* 2003, 2009a). Assim, o solo reforçado estaria apto a receber fundações superficiais, geralmente com menor custo e maior simplicidade construtiva.

A técnica de tratamento de solos com cimento já é empregada com sucesso, por exemplo, na construção de bases para rodovias e ferrovias, na proteção de taludes em barragens de terra e canais, na consolidação de solos moles para construções de túneis e obras portuárias, para redução do potencial de liquefação e expansibilidade de solos. (INGLES e METCALF, 1972; DUPAS e PECKER, 1979; CLOUGH *et al.*, 1989; PORBAHA *et al.*, 1998; USACE, 2000; SENÇO, 2001; MILITITSKY *et al.*, 2008; SANDRONI e CONSOLI; 2010).

Um aspecto relevante a considerar na utilização desta técnica é o ambiental. Na medida em que se utiliza o solo local como matéria prima, reduz-se impactos associados à utilização de materiais mais nobres como por exemplo areia e brita, a necessidade de transporte, a quantidade de material para bota-fora, etc.

Podemos encontrar na literatura diversos métodos para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre sistemas de dupla-camada sendo a superior mais resistente. A grande maioria, entretanto, considera o caso de areia densa sobre areia fofa ou argila mole, comumente encontrado em depósitos naturais sedimentares (TERZAGHI e PECK, 1948; REDDY e SRINIVASAN, 1967; VESIC, 1970; MEYERHOF e HANNA, 1978; HANNA, 1981; BURD e FRYDMAN, 1997). A partir de análises numéricas e provas de carga em placas circulares, THOMÉ (1999) apresentou a primeira proposta de um método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais específica para o caso de dupla camada, sendo a superior cimentada.

Entretanto, os métodos citados trazem implícita a premissa de que a camada superior é contínua ou suficientemente maior que a largura da função. Ou seja, não é levado em conta nenhuma influência da extensão lateral do reforço, focando-se a análise apenas na sua espessura. Na prática, tão importante quanto definir a espessura do reforço é definir a sua extensão lateral para que seu desempenho seja adequado e os custos com escavação, compactação e consumo de cimento sejam minimizados.

Lacunas como esta desestimulam a utilização da técnica pelos projetistas, direcionando a escolha para as soluções convencionais, mesmo que potencialmente mais onerosas.

Nesse sentido, este trabalho visa contribuir ao desenvolvimento da técnica de reforço de solos através do desenvolvimento de um novo método para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento, que permita projetar fundações superficiais em locais onde tradicionalmente empregar-se-iam fundações profundas, visando benefícios técnicos, econômicos e ambientais.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é desenvolver um novo método para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre uma camada de reforço em solo-cimento, considerando sua extensão lateral.

O tema “capacidade de carga de fundações superficiais” é conceitualmente bastante abrangente. Implícito estão conhecimentos do comportamento mecânico dos materiais, da interação solo-estrutura, das teorias da elasticidade e plasticidade, dos efeitos de escala em fundações de diferentes tamanhos, da interpretação de provas de carga, entre outros.

Além disso, vários são os fatores que influenciam a capacidade de carga de uma fundação superficial, sendo os principais, a geometria da fundação, o tipo de carregamento, tipo e perfil de solo, a profundidade de assentamento, a inclinação da base, inclinação do terreno e posição do lençol freático. Considerando a introdução de uma camada de reforço, podemos adicionar ainda a geometria e características mecânicas do material de reforço.

Seria impraticável querer abarcar todos esses aspectos em um único trabalho. Por isso, esta pesquisa limita-se ao estudo de fundações superficiais contínuas, sob carregamento vertical centrado, assente sobre uma camada de reforço em solo-cimento sobre solos arenosos. Um dos principais pontos investigados neste trabalho está na determinação da relação largura/espessura do reforço necessária para um desempenho satisfatório do sistema fundação mais reforço, ou seja, que não ocorra a ruptura da camada de reforço para as tensões e recalques de projeto.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Através de ensaios em modelo reduzido, identificar os parâmetros que controlam o comportamento de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento, em especial, verificar a influência da extensão lateral da camada de reforço.
- Realizar análises numéricas através do método dos elementos finitos de forma a ampliar a gama de variáveis analisadas e avaliar aspectos dificilmente observáveis nos ensaios em escala reduzida como, por exemplo, a distribuição de tensões e deslocamentos no solo.

- Estabelecer um modelo analítico para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solos arenosos reforçados com camada de solo-cimento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DESTE TRABALHO

O presente trabalho foi estruturado em 8 capítulos descritos sucintamente a seguir.

No capítulo 1 é feita uma introdução onde são apresentados o problema, a relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos a serem atingidos.

O capítulo 2 constitui a revisão da literatura acerca de conceitos e aspectos relevantes ao tema proposto. Conforme enfatizado anteriormente, o tema "capacidade de carga de fundações superficiais" abrange uma série de temas subjacentes, cada qual com uma extensa literatura. Procurou-se assim, focar nos aspectos fundamentais para o entendimento da pesquisa.

No item 2.1 pretende-se apresentar uma visão geral sobre a técnica do solo-cimento enfatizando suas aplicações, materiais utilizados, métodos de dosagem existentes, características físico-químicas e mecânicas típicas de solos cimentados. No item 2.2 é abordado o tema capacidade de carga de fundações superficiais com ênfase no caso de fundações apoiadas sobre sistema de dupla camada. No item 2.3 são abordados aspectos relevantes na realização e interpretação de testes em modelos reduzidos.

Na revisão da literatura optou-se em não modificar a notação utilizada nas legendas de figuras extraídas de outras fontes para evitar a perda de informação e conflito com a simbologia utilizada pelo autor original. Nestes casos, uma legenda específica é apresentada no texto ou junto à figura, quando necessário.

O capítulo 3 apresenta uma descrição detalhada do programa experimental realizado, especificando as variáveis de interesse, os materiais e métodos utilizados.

Os resultados obtidos no programa experimental, bem como uma breve análise sobre os mesmos, são apresentados no capítulo 4. O item 4.1 apresenta a caracterização mecânica dos materiais e o item 4.2 o resultados das provas de carga em modelo reduzido.

No capítulo 5 é descrito o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido, sua calibração, retroanálise dos ensaios em modelos reduzidos e as análises adicionais para a condição de verdadeira grandeza. Para uma maior concisão do texto, decidiu-se abordar alguns aspectos básicos sobre modelagem numérica diretamente no capítulo 5 ao invés de um novo item na revisão bibliográfica.

A análise detalhada dos resultados é apresentada no capítulo 6, onde os dados experimentais e numéricos são analisados conjuntamente e um novo método para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre solos arenosos reforçados com camada de solo-cimento é proposta.

No capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões do trabalho, bem como sugestões para aprofundamento do estudo.

No capítulo 8 são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para elaboração desta pesquisa.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 VISÃO GERAL SOBRE A TÉCNICA DO SOLO-CIMENTO

Cada vez mais, à medida que as cidades se expandem, a engenharia tem de lidar com terrenos em regiões até então preteridas, seja pela maior distância aos centros urbanos, pela acessibilidade ou pelas próprias características do terreno, como por exemplo, em áreas de várzea de rios e baixadas. Nestes locais, é frequente a presença de solos de baixa capacidade de suporte, tornando o custo das fundações uma parcela significativa do custo total do empreendimento. Nesta situação têm-se as seguintes alternativas técnicas:

- a) projetar levando em consideração as características do solo como se apresenta em campo;
- b) remover o solo local e substituir por outro com características mais adequadas ao projeto;
- c) alterar as propriedades do solo local de forma que este atenda as necessidades da obra.

De acordo com INGLES e METCALF (1972), a última alternativa é chamada de "Estabilização de Solos". Várias são as técnicas de estabilização de solos como, por exemplo, a estabilização granulométrica, a compactação, a estabilização com agentes químicos como o cimento e a cal, a estabilização térmica, etc. MITCHELL (2001) prefere utilizar o termo "Melhoramento de Solos", onde estaria incluída além das técnicas citadas, a introdução de elementos de reforço como geogrelhas, colunas de brita e *soil-nailing*.

Nesta revisão da literatura não será feita distinção entre os termos, sendo mantido os termos utilizados pelos autores citados.

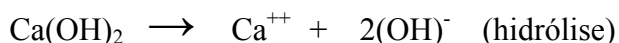
O material solo-cimento é definido pela NBR 12253/12, Solo-cimento – Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento, como sendo o “*produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem*”. De maneira semelhante, o American Concrete Institute,

citado pelo U. S. Army Corps of Engineers, define solo-cimento como uma mistura adequadamente proporcionada de solo, cimento e água, compactada em uma alta densidade.

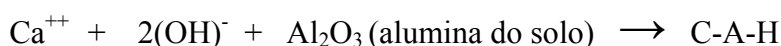
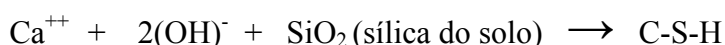
O solo-cimento difere do concreto em muitos aspectos. Uma diferença essencial é que no concreto existe uma quantidade de pasta (cimento + água) suficiente para recobrir a superfície dos agregados e preencher os vazios existentes entre os mesmos. Já nas misturas de solo-cimento, a quantidade de pasta é insuficiente para recobrir a superfície de todas as partículas de solo e preencher os vazios existentes, resultando em uma matriz cimentícia que une nódulos de agregados não-cimentados.

De acordo com MOH (1965), citado por NÚÑEZ (1991), as reações que ocorrem em um sistema solo-cimento-água são as seguintes:

- Reações primárias:



- Reações secundárias:



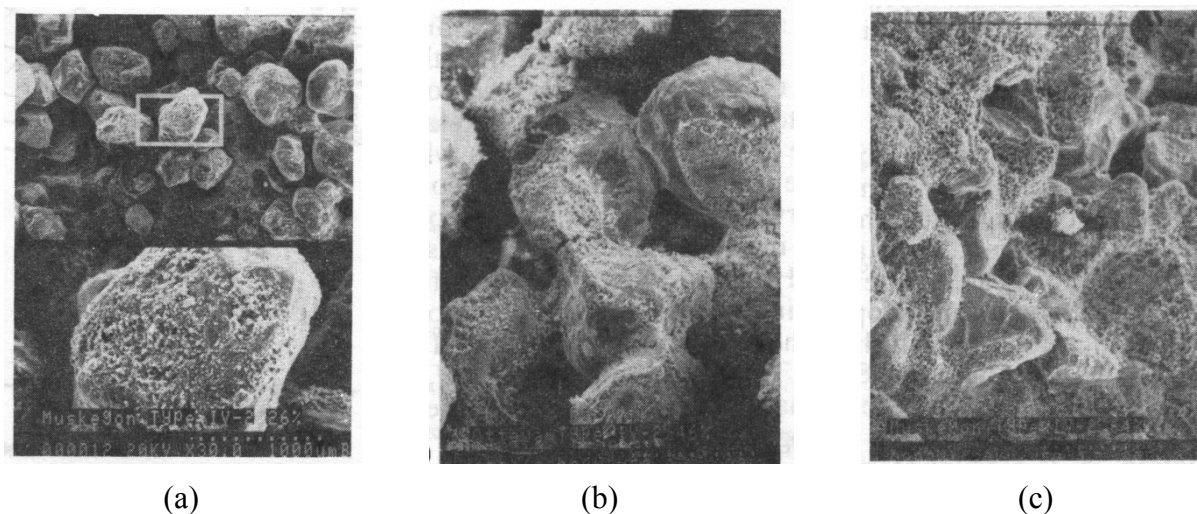
Onde o C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e o C-A-H (aluminato de cálcio hidratado) são os compostos cimentantes responsáveis pela resistência.

Primeiramente ocorre a hidratação do cimento com a formação do C-S-H e liberação de hidróxido de cálcio, que dissocia-se em água elevando o pH do meio até aproximadamente 12. De acordo com CROFT (1967), os produtos da hidratação do cimento formados nos primeiros instantes são gelatinosos e amorfos. Com o aumento do tempo de cura, o processo de dissecação dos compostos gelatinosos e a cristalização de novos minerais promove o endurecimento dos produtos da hidratação (fig. 2.1). Numa fase subsequente, o cálcio liberado pela hidratação do cimento reage gradualmente com a sílica e a alumina presentes no solo, formando produtos cimentantes adicionais (reações secundárias).



Figura 2.1: fotomicrografia da pasta de cimento Portland endurecida (INGLES e METCALF, 1972)

Em termos físicos, segundo EL RAWI *et al.* (1967), a cimentação pode ser imaginada como sendo a combinação de dois tipos de ligações. Ligações mecânicas entre o cimento hidratado e a superfície rugosa dos grãos e ligações químicas desenvolvidas entre o cimento hidratado e a superfície dos grãos. Conforme CHANG e WOODS (1992), para areias cimentadas, quando a cimentação é fraca os produtos da hidratação recobrem parcialmente a superfície das partículas de solo e promovem a ligação de alguns pontos de contato entre as mesmas (fig. 2.2a). Para um nível médio de cimentação, a maior parte dos contatos entre as partículas já estão unidos pela cimentação (fig. 2.2b). Quando a cimentação é forte, os produtos cimentantes começam a preencher os vazios existentes entre as partículas do solo tornando difícil a distinção entre as partículas de solo e os produtos cimentantes (fig. 2.2c).



(a) (b) (c)
Figura 2.2: cimentação fraca, média e forte em areias (CHANG e WOODS, 1992)

Dentre as diversas técnicas de estabilização, uma das mais utilizadas é a estabilização com cimento, sendo largamente empregada na construção de estradas como base ou sub-base de pavimentos (CATTON, 1962; INGLES e METCALF, 1972; SENÇO, 2001).

De acordo com SENÇO (2001), a utilização do solo-cimento no Brasil iniciou-se em São Paulo, na década de 40, devido ao acelerado desenvolvimento do interior do estado e, portanto, à necessidade de ampliação da malha rodoviária. A primeira experiência de campo foi feita no acesso ao aeroporto de Bauru, num trecho com extensão de 500 metros. Em seguida foi pavimentado o acesso ao Aeroporto Prudente-Pirapozinho, com extensão de 14 km. A partir daí, o solo-cimento passou a ser a base e a sub-base mais construída em São Paulo, representando cerca de 50% da extensão de toda a rede pavimentada, no que tange a essas camadas.

Outras utilizações para o solo-cimento também são relatadas na literatura como, por exemplo, proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas, execução de fundações profundas, construção de caminhos de serviço, reforço em aterros, contenção em escavações, barreira para controle do fluxo sob barragens, prevenção de liquefação em areias, confecção de blocos para alvenaria ou ainda no fechamento de trincheiras abertas para passagem de canalizações (INGLES e METCALF, 1972; DUPAS e PECKER, 1979; CARVALHO *et al.*, 1997; PORBAHA *et al.*, 1998; USACE, 2000).

Na construção de edificações, a técnica de melhoramento do solo de fundação tem aplicação em solos com baixa capacidade de suporte ou que apresentam baixa estabilidade volumétrica. Tais condições são problemáticas na medida em que podem causar trincamentos severos e, em alguns casos, a inabitabilidade da edificação (INGLES e METCALF, 1972). A solução tradicionalmente utilizada para suportar as cargas das construções nestes locais é o uso de fundações profundas. No entanto, este tipo de solução técnica pode inviabilizar, por exemplo, obras de conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento em fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total do empreendimento (THOMÉ *et al.*, 2005).

Em ROHLFES Jr. (1996) são apresentados diversos casos relatados na literatura de utilização de solo-cimento para reforço de solo e viabilização do uso de fundações superficiais. Um destes casos é o de Tampa na Flórida, onde uma camada de solo-cimento de

3,6 m de espessura foi utilizada para suportar um edifício de 38 pavimentos ao invés de fundações profundas (MITCHELL e KATTI, 1981). Também cita-se o projeto de fundações de um edifício de 2 pavimentos em um local onde o subsolo era constituído por uma camada de aterro de 1 m de espessura sobreposta a uma camada espessa (mais de 20 m) de uma argila marinha mole. Como solução, foi apontada a substituição do aterro original por uma camada de solo-cimento e a utilização de sapatas sobre esta camada, com pressões aplicadas de 1,0 kgf/cm² (DECOURT, 1983).

Estudos realizados nos últimos anos no sul do Brasil tem demonstrado que a utilização de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior constituída de solo-cimento compactado, é uma técnica alternativa que pode ser utilizada nos casos em que existam camadas de solos de baixa resistência e o nível de carga das edificações seja baixo (THOMÉ *et al.*, 2005).

Outro aspecto extremamente importante é que o uso da técnica do solo-cimento reduz significativamente a quantia de recursos naturais utilizadas no processo de construção. Com aproximadamente 95% do solo-cimento sendo material que pode ser obtido no local da obra (solo), somente cerca de 5% (cimento) requer transporte para o local. O consumo reduzido de recursos naturais também reduz a quantia de tráfego, poluição e danos globais para o meio-ambiente.

2.1.1 Materiais Utilizados no Solo Cimento

Segundo INGLES e METCALF (1972), qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento porém, maior eficiência é observada em solos arenosos, principalmente pela facilidade de mistura.

De acordo com CROFT (1967), solos caoliníticos ou ílíticos apresentarão um desenvolvimento adequado da resistência com econômicas quantidades de cimento. Já a presença de altos teores de argila montmorilonítica retarda a hidratação e endurecimento do cimento. O autor explica que as reações entre a montmorilonita e cal liberada pela hidratação do cimento causam uma redução do pH da fase aquosa da mistura, o que retarda o endurecimento do gel de cimento e a cristalização de novos minerais.

Sabe-se que matéria orgânica ou excesso de sais, especialmente sulfatos, podem prejudicar a hidratação do cimento ou mesmo fazer com que misturas de solo-cimento não atinjam a resistência esperada (FELT, 1955). A razão pela qual a matéria orgânica retarda a hidratação do cimento é porque ela absorve os íons de cálcio liberados quando da hidratação, prejudicando assim, as reações secundárias, do cálcio liberado com a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3) do solo, também responsáveis pelo ganho de resistência.

De acordo com SHERWOOD (1958) citado por NÚÑEZ (1991), teores de sulfatos no solo superiores a 0,5% podem reagir com produtos da hidratação do cimento gerando compostos expansivos com conseqüente deterioração e perda de resistência do solo-cimento. DUPAS e PECKER (1979) verificaram uma significativa redução da coesão e do módulo de elasticidade de uma areia artificialmente cimentada (teores de cimento: 5%, 7% e 9%), curada por 6 meses, após a percolação por 15 dias de uma solução de sulfato de sódio (5% de Na_2SO_4), indicando a ocorrência de uma degradação severa.

Conforme a aplicação, existem normas específicas que apresentam critérios quanto à seleção do solo a ser utilizado nas misturas de solo-cimento. Em geral o uso para proteção de taludes e pavimentos, faz com que a seleção do solo seja mais rigorosa em virtude da severidade das solicitações nesses casos. A título de ilustração, a NBR 11798, Materiais para Base de Solo-Cimento, recomenda que o solo se enquadre nas classificações A1, A2, ou A4 (ASTM D 3282 – *Classification of Soils and Soil-aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*), que contenha 100% de material passando na peneira de abertura de 75 mm, no máximo 30% de material retido na peneira de 19 mm e no máximo 40% de material retido na peneira com abertura de 4,75 mm.

Não existem restrições quanto ao tipo de cimento para uso em solo-cimento. Como é o componente de maior custo, tradicionalmente são feitos vários testes de laboratório para definir a quantidade mínima de cimento a ser adicionada que atenda as especificações. Em alguns casos, é também necessário estabelecer um limite máximo de cimento para prevenir o efeito adverso de trincamentos por retração (INGLES e METCALF, 1972).

A água potável é considerada satisfatória para utilização em misturas de solo-cimento. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação, já que a água necessária para a completa hidratação do cimento é de

aproximadamente 40% da massa de cimento, sendo que destes, 20% é efetivamente consumido na hidratação e 20% fica retida na água de gel (NEVILLE, 1997).

Algumas adições têm sido utilizadas para melhorar o efeito do cimento em vários tipos de solo, sendo as mais comuns a cal e a cinza volante. De acordo com CROFT (1967), a trabalhabilidade e, conseqüentemente a eficiência da mistura, pode ser melhorada através do tratamento prévio do solo com cal antes da adição de cimento. Já a cinza volante, tem sido utilizada como substituto de parte do cimento (CARRARO, 1997; LOPPES Jr., 2007; DALLA ROSA, 2009). Também é possível também utilizar aditivos retardadores de pega para evitar a perda de resistência quando da demora na mistura e compactação.

2.1.2 Características Físico-Químicas

A adição de cimento ao solo provoca alterações importantes nas suas propriedades, tanto a curto prazo, logo após mistura, quanto a longo prazo.

Conforme INGLES e METCALF (1972) a adição de cimento aumenta a resistência, a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem, em geral a permeabilidade diminui (aumenta em solos argilosos); a tendência à retração aumenta em solos granulares e a tendência à expansão de solos argilosos é reduzida.

MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI (2008) apresentam um estudo sobre a efetividade da utilização do cimento (teores de 2,5% até 10%) para estabilização de três diferentes solos na região do Estado de Washington, nos Estados Unidos, sendo um deles arenoso e dois outros silto-argilosos. Verificou-se que a adição de cimento promoveu uma redução no teor de umidade dos solos, em especial nos primeiros 30 minutos após a adição. Em relação à compactação, verificou-se que à medida que o teor de cimento aumenta, a umidade ótima aumentou e a peso específico seco máxima diminuiu ligeiramente. Em relação aos limites de Atterberg, os autores observaram que com o aumento do teor de cimento, ocorre uma redução do limite de liquidez e redução do índice de plasticidade.

Já VENDRUSCOLO (1996) observou, comparando as curvas de compactação de um solo argiloso com as curvas do mesmo solo melhorado com adição de 5% de cimento, que não

houve um padrão definido de comportamento. A mesma falta de padrão para as curvas de compactação foi verificado também por NÚÑEZ (1991).

Em misturas de solo-cimento, observa-se que a resistência à compressão simples aumenta exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada, mantendo-se constante os outros parâmetros. FELT (1955) observou que o aumento da densidade da mistura compactada, as perdas de massa sofrem grande redução em amostras submetidas a ensaios de durabilidade, especialmente nos solos siltosos e argilosos.

O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia a resistência do solo-cimento parece estar relacionado à existência de um maior número de contatos e intertravamento entre as partículas do solo. Em misturas menos porosas, além da maior capacidade de distribuição de tensões e mobilização de atrito no interior da amostra, o maior número de contatos resulta numa maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos, proporcionando uma cimentação mais “efetiva”.

HUANG e AIREY (1991) citados por HUANG e AIREY (1993) verificaram, através de fotomicrografias, que em densidades mais altas existem muito mais contatos entre os produtos da hidratação do cimento e as partículas da areia testada. Além disso, o cimento preenche muitos vazios existentes entre as partículas de areia de maior dimensão. Esse mesmo aspecto foi comprovado por CHANG e WOODS (1992) através de microscopia eletrônica.

Em relação à influência do teor de umidade, FELT (1955) verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de umidade abaixo do ótimo de compactação, apresentaram grandes perdas de massa. Já para umidades acima do teor ótimo de compactação, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor de umidade. Para os solos arenosos testados, um teor de umidade levemente inferior ao ótimo foi o que proporcionou menores perdas de massa nos testes de durabilidade.

FOPPA (2005) verificou que a variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante a massa específica aparente seca, afetou a resistência à compressão simples do solo-cimento estudado, uma areia fina siltosa. De maneira geral, ocorreu um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Mesmo comportamento foi observado por JOHANN (2013) para um solo siltoso.

A explicação para tal fato está relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento no momento da moldagem, a qual é fortemente influenciada pela quantidade de água presente na mistura. A compactação em teores de umidade abaixo do teor ótimo apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floculada do que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação, o que tende a reduzir a resistência.

2.1.3 Dosagem do Solo-Cimento

A técnica tradicionalmente empregada para dosagem de misturas de solo-cimento consiste na realização de uma série de testes de laboratório visando selecionar a quantidade mínima de cimento a ser adicionada ao solo que fornecerá a resistência e a durabilidade adequadas ao uso que o material se destina.

Os critérios adotados para a escolha da quantidade de cimento a ser adicionada variam, dependendo do país. Os primeiros trabalhos nos Estados Unidos levaram a adoção de testes de durabilidade, onde amostras curadas por 7 dias eram submetidas a 12 ciclos de congelamento e degelo e/ou molhagem e secagem e, ao final da sequência, a perda de peso após escovamento superficial da amostra era medida em conjunto com o eventual aumento de volume. A quantidade de cimento adotada era aquela que produzia níveis de perda de massa e inchamento dentro dos padrões estabelecidos (INGLES e METCALF, 1972).

O procedimento de dosagem estabelecido pela NBR 12253 envolve a classificação granulométrica do solo, a obtenção dos parâmetros de compactação da mistura e a moldagem de corpos de prova com pelo menos três teores de cimento, visando determinar a quantidade que atende à resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura. Além disso, especifica um teor mínimo de 5% de cimento caso a mistura seja produzida na pista sem garantia da sua homogeneidade.

A tabela 2.1 apresenta um indicativo da quantidade de cimento a ser adicionada para a estabilização de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.1: previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptada de INGLES e METCALF, 1972)

TIPO DE SOLO	PORCENTAGEM DE CIMENTO A ADICIONAR
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-siltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

FOPPA (2005), a partir de um estudo sobre as variáveis que mais influenciam na resistência mecânica de solos artificialmente cimentados, apresenta um método de dosagem racional similar ao existente para o concreto, onde a variável $\eta/(C_{iv})^k$ denominada fator vazios/cimento (η : porosidade da mistura compactada; $(C_{iv})^k$: teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente), possui papel fundamental assim como o fator água/cimento para o concreto.

Basicamente, o método consiste na obtenção da curva fator vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples, também chamada de "curva de dosagem". Uma vez estabelecida a curva de dosagem, verifica-se no gráfico qual o fator vazios/cimento que corresponde à resistência à compressão simples requerida para o projeto (fig. 2.3). A partir disso, o projetista poderá escolher a densidade na qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento a utilizar, de forma a minimizar os custos.

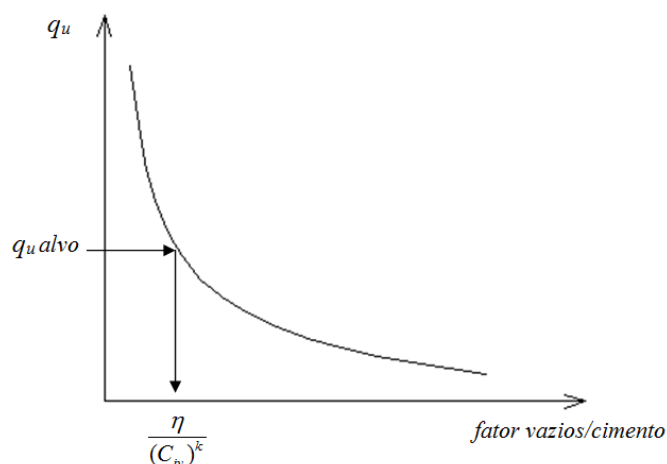


Figura 2.3: curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005)

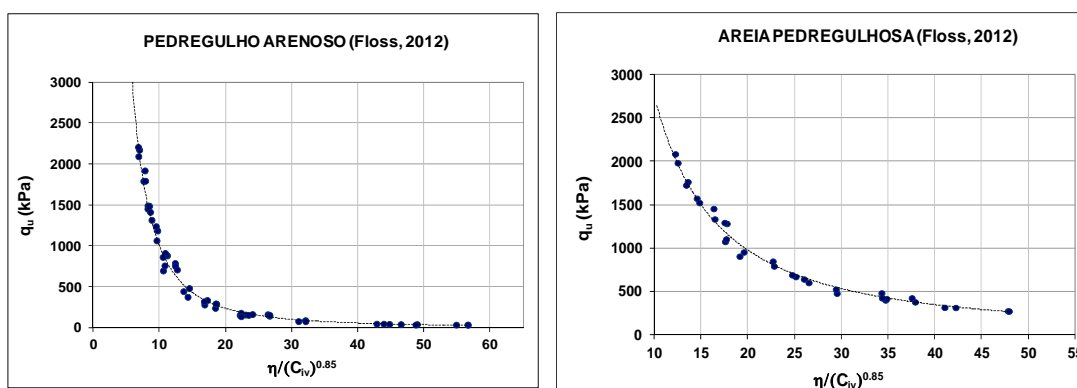
Uma série de estudos posteriores corroboraram as observações de FOPPA (2005), para diversos tipos de solo. A figura 2.4 apresenta uma coletânea de dados, abrangendo desde solos argilosos até predominantemente pedregulhosos, publicados na literatura recente, utilizando o referido método. Na figura 2.5 são apresentadas as curvas granulométricas destes solos.

É importante salientar que todos os dados de resistência à compressão simples foram obtidos de ensaios em amostras cilíndricas de 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, compactadas estaticamente e com teor de umidade constante para cada material. O cimento utilizado foi o CPV-ARI (alta resistência inicial) e o período de cura foi de 7 dias para todos os estudos. No caso de utilização de outros tipos de cimento, é esperado que este nível de resistência seja alcançada apenas em idades superiores a 28 dias de cura. Além disso, no caso de solos finos, a utilização da compactação dinâmica pode levar a formação de estruturas e arranjos internos das partículas diferentes do obtido através da compactação estática, provocando variação na resistência.

Pode-se verificar que, para todos os casos apresentados, a equação segue a seguinte regra geral:

$$q_u = \frac{A}{P^B} \quad \text{com:} \quad P = \frac{\eta}{(C_{iv})^k}$$

A , B e k são constantes de ajuste da equação de resistência. Na tabela 6.1 é possível verificar o valor das constantes A , B e k obtidas para cada material, considerando o máximo coeficiente de correlação R^2 .



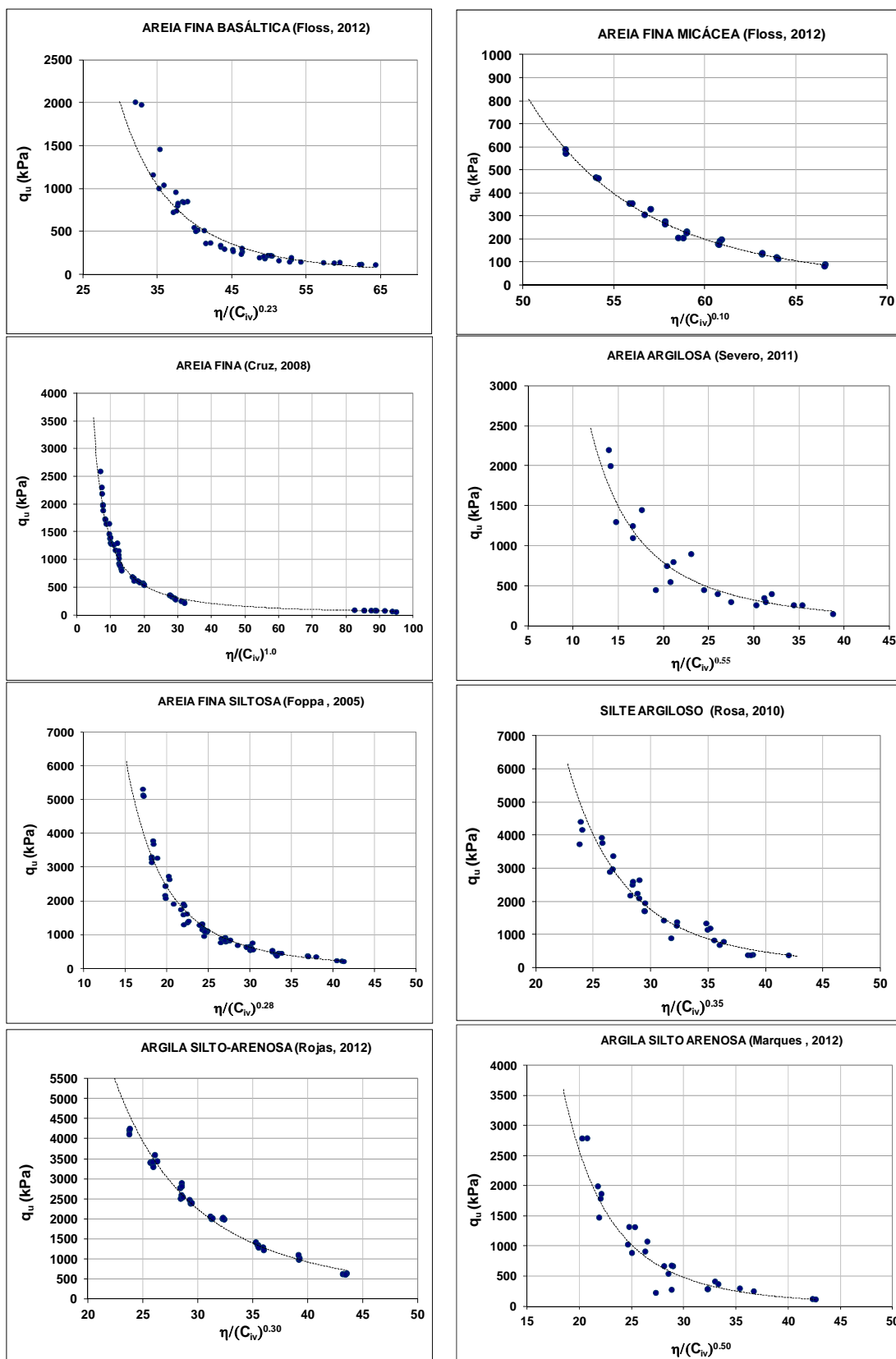


Figura 2.4: relação q_u versus fator vazios/cimento para diferentes tipos de solo

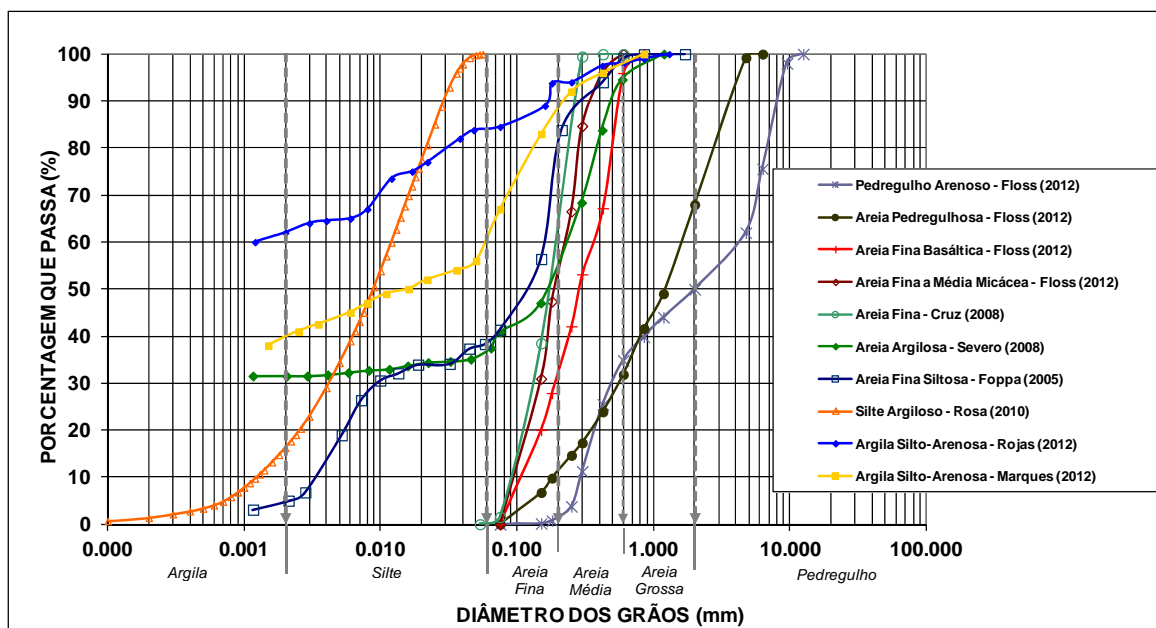


Figura 2.5: curvas granulométricas - coletânea

Tabela 2.2: parâmetros da equação de previsão da resistência à compressão simples para diferentes tipos de solo

FONTE	TIPO DE SOLO	TEORES DE CIMENTO EM RELAÇÃO À MASSA DE SOLO SECA (%)	η (%)	γ_d (kN/m ³)	PARÂMETROS DA EQUAÇÃO PARA PREVISÃO DE q_u (kPa)		
					A	B	k
FLOSS (2012)	Pedregulho Arenoso	1 ; 2 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	26,7 ; 29,1 ; 32,3	17,1 ; 17,9 ; 18,6	1,25E+05	2,10	0,85
FLOSS (2012)	Areia Pedregulhosa	2 ; 3 ; 5 ; 7	36,5 ; 38,3 ; 40,8 ; 45,1	14,7 ; 15,8 ; 16,5 ; 17,0	8,78E+04	1,50	0,85
FLOSS (2012)	Areia Fina de Origem Basáltica	1 ; 2 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	44,7 ; 48,1 ; 50,8	13,0 ; 13,7 ; 14,6	3,92E+09	4,26	0,23
FLOSS (2012)	Areia Fina a Média de Origem Micácea	2 ; 3 ; 5 ; 7	57,0 ; 60,5 ; 63,2	13,2 ; 15,3 ; 17,2	3,09E+16	7,98	0,10
CRUZ (2008)	Areia Fina	1 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9 ; 12	40,5 ; 41,8 ; 43,7	16,0 ; 15,5 ; 15,0	3,11E+04	1,36	1,00
SEVERO (2008)	Areia Argilosa	2 ; 5 ; 10	32,8 ; 35,4 ; 39,0	17,2 ; 18,0 ; 18,8	5,95E+05	2,21	0,55
FOPPA (2005)	Areia Fina Siltosa	1 ; 2 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9 ; 12	26,4 ; 28,8 ; 31,7 ; 34,4 ; 31,7	17,3 ; 18,0 ; 19,0 ; 19,7	5,03E+07	3,32	0,28
ROSA (2010)	Silte Argiloso	3 ; 5 ; 7 ; 9	40,4 ; 44,1 ; 40,4	14,0 ; 14,9 ; 15,9	1,54E+09	3,90	0,35
ROJAS (2012)	Argila Silto-Arenosa	5 ; 10 ; 15 ; 20	44,9 ; 48,3 ; 51,9	13,8 ; 14,8 ; 15,7	8,16E+07	3,09	0,30
MARQUES (2012)	Argila Silto-Arenosa	3 ; 5 ; 7 ; 9	40,2 ; 43,3 ; 47,8	13,8 ; 15,1 ; 15,9	6,74E+08	4,16	0,50

Basicamente, o parâmetro $\eta/(C_{iv})^k$ permite compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor de cimento sobre resistência à compressão simples, possibilitando fazer compensações mútuas nos parâmetros η ou C_{iv} para manter constante o valor de q_u . Já o significado do expoente k , aplicado ao teor de cimento volumétrico, pode ser resumido da seguinte forma:

- a) Caso $k = 1 \rightarrow$ significa que, dado um incremento em um dos parâmetros (porosidade ou teor volumétrico de cimento), uma variação proporcional no outro parâmetro é suficiente para a obtenção da mesma resistência à compressão simples. Ou seja, a influência da porosidade é equivalente à influência do teor de cimento volumétrico para o material.
- b) Caso $k > 1 \rightarrow$ a influência do teor volumétrico de cimento é maior que a influência da porosidade. Ou seja, dado um incremento na porosidade, um incremento proporcionalmente menor no teor volumétrico de cimento é necessário para a obtenção da mesma resistência à compressão simples.
- c) Caso $k < 1 \rightarrow$ a influência da porosidade é maior que a influência do teor volumétrico de cimento. Ou seja, dado um incremento na porosidade, um incremento proporcionalmente maior no teor volumétrico de cimento é necessário para a obtenção da mesma resistência à compressão simples,

Tem-se verificado que o método é válido também para outros agentes cimentantes. LOPES Jr. (2007) comprovou a aplicabilidade do método para um solo arenoso com adição de resíduo de britagem tratado com cal. ROSA (2009) verificou a adequação do método para um solo areno-siltoso estabilizado com cal e cinza volante.

Outras pesquisas mostraram que o fator vazios/cimento também pode ser correlacionado eficientemente com outros parâmetros de misturas de solo-cimento, como por exemplo: com a resistência à tração por compressão diametral (CONSOLI *et al.* 2010, 2011b; FLOSS, 2012; JOHANN, 2013), a tensão desvio em ensaios de triaxiais (CONSOLI *et al.* 2007; CRUZ, 2008), com o módulo cisalhante inicial (CRUZ, 2008; FLOSS, 2012; JOHANN, 2013), o módulo de deformação volumétrica inicial e tensão de plastificação em compressão isotrópica (CONSOLI e FOPPA, 2014). Além disso, pode ser utilizado para estimar a envoltória de ruptura de solos arenosos e na avaliação da relação tensão-dilatância (CONSOLI *et al.* 2012; CONSOLI, 2014).

2.1.4 Mistura e Compactação do Solo-Cimento

Um fator importante a ser considerado é que o processo de construção em campo é menos eficiente que a moldagem de corpos de prova em laboratório e por isso a quantidade de cimento a ser adotada na prática deve levar este aspecto em consideração. INGLES e METCALF (1972) sugerem que a quantidade de cimento determinada em testes laboratoriais deve ser multiplicada por 1,66 para superar as dificuldades de campo.

VENDRUSCOLO (1996) verificou que o uso de betoneira convencional para misturar um solo argiloso com cimento (teor de 5%) não se mostrou eficaz, constatando-se assim que este tipo de equipamento não é adequado para mistura de materiais muito finos. Cabe ressaltar que o teor de umidade do solo no momento da mistura ($\omega = 25\%$) estava acima do teor ótimo do ensaio Proctor Normal ($\omega = 19,4\%$). Segundo o autor, a dificuldade no processo de mistura, seria a causa da redução na coesão efetiva obtida nas amostras de campo (50 kPa), relativamente ao valor obtido em laboratório (123 kPa).

TOLEDO (1989) *apud* VENDRUSCOLO (1996) observou que a resistência média de misturas solo-cimento obtidas em campo correspondia a 70% dos valores de amostras moldadas em laboratório.

Conforme LIGHTSEY *et al.*, (1970), solos estabilizados com cimento normalmente são compactados em campo na umidade ótima para obtenção da massa específica aparente seca máxima, como determinado no ensaio de compactação de Proctor. Entretanto, estudos mostram que em alguns casos, o teor de umidade que proporciona máxima resistência e durabilidade não é necessariamente igual ao teor de umidade que gera a maior massa específica aparente seca. Se houver demora na compactação da mistura, a relação entre umidade, resistência, densidade e durabilidade muda. No campo, o tempo decorrido entre a mistura do solo, cimento e água e sua compactação varia normalmente de 2 a 4 horas. Entretanto, a perda de resistência e de durabilidade do solo-cimento resultante da demora na compactação da mistura fresca pode ser significativamente reduzida, em muitos casos, pela adição uma porcentagem adicional de água.

Os mesmos autores recomendam que se atrasos de 2 a 6 horas na compactação são esperados, a umidade de compactação de areias e siltes deve ser 2 a 4% acima do teor ótimo

de compactação determinado em laboratório. O teor de umidade na compactação de siltes argilosos deve ser 3 a 4% maior que o teor ótimo, mesmo quando nenhum atraso é esperado.

FELT (1955), considerando conjuntamente os ensaios de durabilidade e de compressão simples, concluiu que a melhor efetividade do cimento pode ser obtida, para areias, compactando a mistura levemente abaixo ou no teor ótimo de umidade, enquanto que para siltes e argilas, a mistura deve ser compactada com um teor de umidade 1% a 2% superior ao teor ótimo determinado no ensaio de compactação.

2.1.5 Comportamento Mecânico

2.1.5.1 Resistência à Compressão e à Tração Não Confinadas

A resistência à compressão não confinada (compressão simples) e a resistência aos ciclos de gelo e degelo e/ou molhagem e secagem são as medidas mais comuns da efetividade da estabilização com cimento relatadas na literatura (CATTON, 1959; EL-RAWI *et al.*, 1967; INGLES e METCALF, 1972; PORBAHA *et al.*, 2000).

A figura 2.6 apresenta o efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland, curados por 7 dias. Nota-se que a resistência à compressão simples aumenta a diferentes taxas para diferentes tipos de solo.

PRIETTO (1996) verificou que, para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação. De acordo com o autor, na grande maioria dos trabalhos relatados na literatura sobre solos artificialmente cimentados, o grau de cimentação é representado pela quantidade de material cimentante, normalmente pela porcentagem de cimento em relação à massa de solo seco. No entanto, o grau de cimentação não é função somente da quantidade de agente cimentante. Outros fatores como a densidade, a forma e a natureza superficial das partículas desempenham papel importante neste processo. Por exemplo, a mesma quantidade de cimento Portland produzirá resistências distintas ao ser adicionada em solos de mesma natureza porém com densidades diferentes. Isto ocorre porque, no solo mais denso, existe um maior número de pontos de contato entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva (CHANG e WOODS, 1992).

Conforme apresentado no item 2.1.3, uma série de estudos recentes (FOPPA, 2005; LOPES Jr. 2007; CRUZ 2008; SEVERO 2011; DALLA ROSA, 2009; ROJAS, 2012; CONSOLI *et al.* 2007, 2009b, 2011a) demonstrou para diversos tipos de solo e diferentes aglomerantes, que a relação vazios/cimento ($\eta/(C_{iv})^k$) é uma variável apropriada para a modelagem da resistência à compressão simples de misturas solos-cimento, uma vez que encapsula o efeito das variáveis de maior influência sobre a resistência mecânica que são o teor de cimento e a porosidade da mistura compactada.

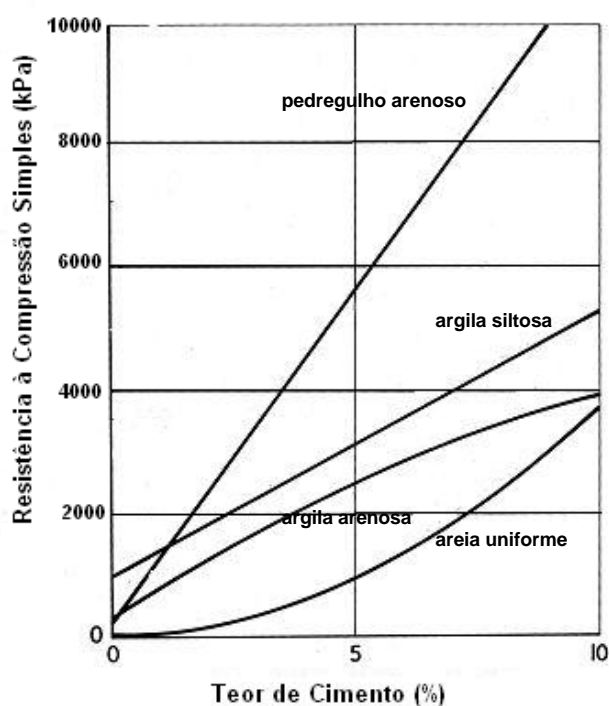


Figura 2.6: efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias (adaptado de INGLES & METCALF, 1972)

A resistência à tração do solo-cimento é de grande interesse e tem sido investigada por vários pesquisadores. Conforme INGLES e METCALF (1972), a resistência à tração, nas condições de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, gira em torno de 10% da resistência à compressão simples nas mesmas condições.

CLOUGH *et al.* (1981) encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados. Em amostras artificialmente cimentadas, os mesmos autores observaram resistências à tração variando entre

11% e 13% da resistência à compressão simples. ROHLFES Jr. (1996) observou que a resistência à tração por compressão diametral em amostras de um solo argiloso com adição de 5% e 7% de cimento, alcançou respectivamente 8,6% e 12% da resistência à compressão simples.

BABIC (1987) verificou em amostras de um solo arenoso com três granulometrias distintas (fina, média, grosseira), que o tipo de cimento e a granulometria do material não afetaram a relação entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral. Por outro lado, a densidade da mistura influencia a relação q_t/q_u . Para as densidades de compactação 90%, 95% e 98% do ensaio de Proctor Modificado, os valores médios obtidos para q_t/q_u foram, respectivamente, 0,15, 0,13 e 0,12. Considerando todos os testes realizados, o valor médio obtido para a relação q_t/q_u foi de 0,12.

DASS *et al.* (1994) analisaram curvas tensão-deformação obtidas de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, tração direta e compressão simples em amostras de areia artificialmente cimentadas, com teores de cimento de 4%, 6% e 8% em relação à massa de solo seco. A partir das análises, os autores verificaram que:

- A resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento da porcentagem de cimento, independentemente do teste utilizado.
- A deformação específica na ruptura é praticamente igual para os dois tipos de ensaio de tração.
- A relação entre a resistência à tração obtida a partir do ensaio de tração direta ($q_{t-direta}$) e a resistência à tração obtida a partir do ensaio de compressão diametral (q_t) tende a aumentar com o aumento do teor de cimento. No caso analisado, a relação $q_{t-direta}/q_t$ variou de 1,0 a 1,4.
- As resistências à tração, observadas nos testes de tração por compressão diametral, variram de 11 a 12% da resistência à compressão simples. Já as resistências à tração, observadas nos testes de tração direta, variaram de 11 a 16% da resistência à compressão simples.

- A razão entre a deformação específica na ruptura em compressão simples e a deformação específica na ruptura em tração variou entre 18 e 20 para todas as porcentagens de cimento utilizadas.

2.1.5.2 Resposta Tensão-Deformação e Resistência ao Cisalhamento

Em geral, o comportamento tensão-deformação de solos cimentados pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre aumento nas deformações plásticas até a ruptura. Outra característica apresentada é a marcante fragilidade na ruptura com a formação de planos de ruptura. Tal fragilidade aumenta com o aumento da quantidade de cimento e diminui com o aumento da tensão efetiva média inicial (SCHNAID *et al.*, 2001).

Segundo CLOUGH *et al.* (1981), o modo de ruptura para uma areia fracamente cimentada é frágil para baixas tensões de confinamento e dúctil para altas tensões de confinamento. Os autores verificaram também que, para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cimento provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido. A deformação axial na ruptura diminui com o aumento da quantidade de cimento e com a diminuição da tensão efetiva média inicial.

De acordo com COOP e ATKINSON (1993), o comportamento de areias cimentadas dependerá de seu estado inicial em relação à posição da sua superfície de plastificação e linha de estado crítico, conforme apresenta a figura 2.7. A primeira classe de comportamento ocorre quando a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixas tensões de confinamento (insuficientes para causar a quebra da cimentação). A amostra, em cisalhamento, ultrapassa a linha de estado crítico apresentando um pico de resistência a pequenas deformações, seguido de “*strain-softening*” até retornar à linha de estado crítico. A segunda classe de comportamento ocorre para níveis intermediários de tensão confinante onde, embora a cimentação esteja intacta antes do começo do cisalhamento, sua plastificação ocorre durante o mesmo. É observado um comportamento tensão-deformação aparentemente elástico até um ponto de plastificação bem definido que, após a plastificação, passa a ser governado pela componente friccional do material, sem a observação de pico de resistência. A terceira classe de comportamento ocorre quando a amostra ultrapassa a superfície de plastificação (onde ocorre a quebra da cimentação) durante a compressão isotrópica; seu comportamento em

cisalhamento será similar àquele do mesmo material no estado não cimentado, sendo controlado pela sua componente friccional e não apresentando pico de resistência.

Este tipo de modelo foi desenvolvido considerando a componente estrutural resultado apenas da ligação entre as partículas e não considerando o efeito do arranjo entre as partículas. CUCCOVILLO e COOP (1999) apresentam um modelo de comportamento onde a componente friccional do solo é preponderante sobre a cimentação na constituição da estrutura. A figura 2.8 ilustra o comportamento esperado desse tipo de material.

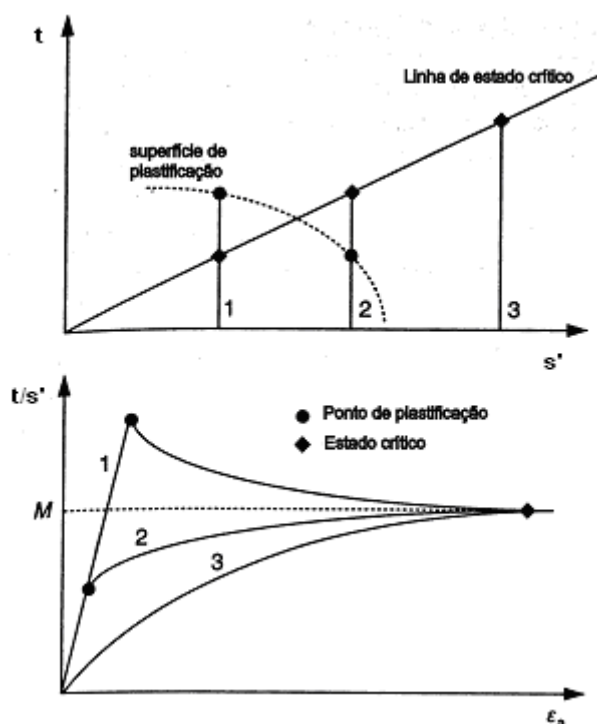


Figura 2.7: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da cimentação é preponderante (CUCCOVILLO e COOP, 1999 adaptado de COOP e ATKINSON, 1993)

O mecanismo de cisalhamento para estes materiais é controlado pela dilatância, causa dos picos de resistência. O comportamento tensão-deformação é não linear para um grande intervalo de tensões confinantes (caso 2b). Se observada, a linearidade estaria restrita a parte inicial do cisalhamento (caso 2a). Compressão e quebra de partículas são observadas apenas para tensões confinantes muito altas (caso 3), e se o material possuir um pequeno grau de cimentação, picos de resistência gerados por esta cimentação estarão restritos a baixas tensões de confinamento (caso 1).

Para CUCCOVILLO e COOP (1999), o que difere o comportamento desses solos estruturados, em relação ao mesmo solo no estado reconstituído, é o fato deles apresentarem picos de resistência mais elevados e um comportamento volumétrico distinto. A presença de um arranjo entre partículas diferenciado e alguma cimentação seriam as causas desse comportamento. Até o ponto de plastificação, a presença da cimentação restringe a dilatância do material. Após a plastificação, a gradual degradação da cimentação faz com que haja um rápido aumento da taxa de dilatância até que um máximo seja atingido no pico de resistência.

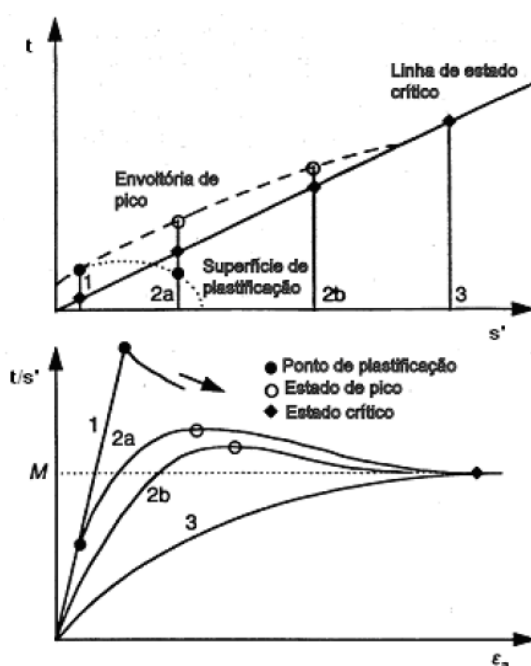


Figura 2.8: comportamento idealizado de solos cimentados onde o efeito da componente friccional é preponderante (CUCCOVILLO & COOP, 1999)

É possível encontrar um grande número de trabalhos na literatura relatando efeito do cimento sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos tratados com cimentos. Observa-se, invariavelmente, um aumento da resistência com o aumento do teor de cimento, entretanto, os resultados dos diversos autores não tem se mostrado inteiramente consistentes a respeito dos parâmetros de resistência.

Por exemplo, CLOUGH *et al.* (1981) mostraram que a cimentação em areias tem o efeito básico de adicionar um intercepto coesivo e uma resistência à tração, aumentando a rigidez, mas não afetando significativamente o ângulo de atrito interno. Os mesmos autores

verificaram, também, que o pico de resistência em solos cimentados é atingido a pequenas deformações (1% a 2%). Já LADE e OVERTON (1989) verificaram que o aumento na quantidade de cimento, além de aumentar a coesão e resistência à tração, também causou um aumento no ângulo de atrito interno para baixas tensões de confinamento. Além disso, os autores observaram que as envoltórias do solo com e sem cimento tornam-se paralelas para médias tensões de confinamento.

ROHLFES Jr. (1996) observou um aumento linear da coesão e do ângulo de atrito interno com o aumento do teor de cimento para uma argila compactada artificialmente, conforme apresentado na figura 2.9.

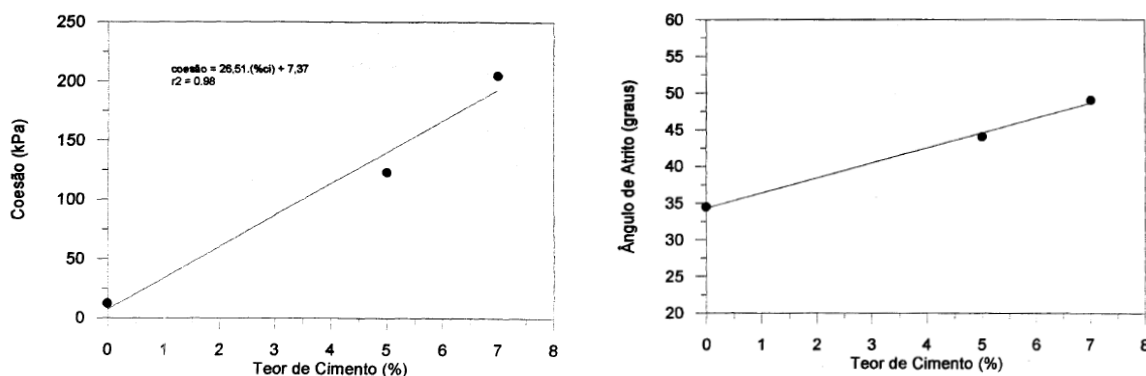


Figura 2.9: efeito da quantidade de cimento sobre a coesão e o ângulo de atrito interno para um solo argiloso (ROHLFES Jr., 1996)

CONSOLI *et al.* (2003) verificaram através de ensaios triaxiais drenados com tensões de confinantes de 20 kPa a 100 kPa um significativo aumento nos parâmetros de resistência de uma areia fina tratada com 7% de cimento Portland. A coesão passou de 0 kPa para 170 kPa e o ângulo de atrito de pico aumentou de 37° para 52°.

Segundo PRIETTO (1996), para solos arenosos cimentados, a resistência à compressão simples é uma medida direta do grau de cimentação. Conseqüentemente a resistência ao cisalhamento no ensaio triaxial pode ser expressa como uma função de apenas duas variáveis: o ângulo de atrito interno do material no estado desestruturado e a resistência à compressão simples do material cimentado. De acordo com o autor, a tensão desvio na ruptura (q_c) de solos artificialmente cimentados, obtida em ensaios triaxiais convencionais,

pode ser expressa como uma função linear do grau de cimentação e da tensão efetiva média inicial através da seguinte equação:

$$q_f = \frac{2 \cdot \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} \cdot \sigma'_{mi} + q_u \quad (\text{equação 2.1})$$

A primeira parcela da equação 2.1 representa a tensão desvio na ruptura do solo não-cimentado em função do seu ângulo de atrito interno (ϕ') e da tensão efetiva média inicial (σ'_{mi}); a segunda parcela representa o grau de cimentação avaliado pela resistência à compressão simples (q_u) do mesmo solo cimentado.

CRUZ (2008) analisou o comportamento à compressão triaxial (ensaios drenados) de uma areia fina cimentada em amostras com mesmo fator vazios/cimento. Os teores de cimento variaram de 3,0% a 10,3% e o índice de vazios variou de 0,68 a 0,80, resultando em fatores η/C_{iv} iguais a 10, 17 e 30. Os ensaios foram realizados com tensões de confinamento de 20 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Como mostra a figura 2.10, foi verificado que amostras com o mesmo fator vazios/cimento, obtidos através de diferentes teores de cimento e porosidades, apresentaram comportamento tensão-deformação muito similares.

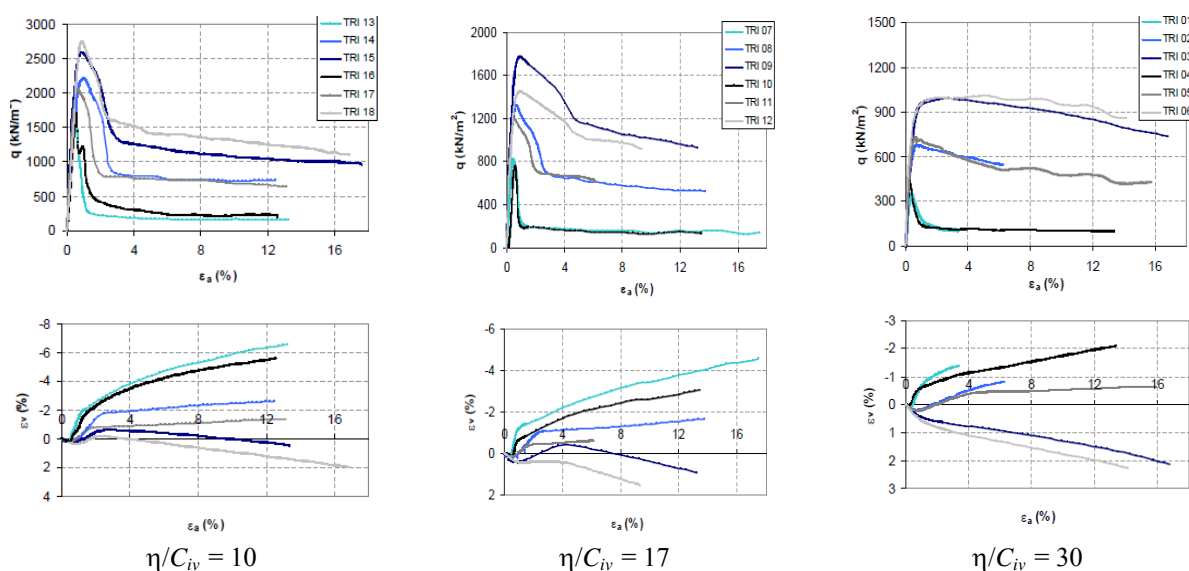


Figura 2.10: comportamento tensão-deformação de uma areia fina cimentada em função do fator vazios/cimento (onde: q = tensão desvio; ε_v = deformação volumétrica) (CRUZ, 2008).

O comportamento tensão deformação observado por CRUZ (2008) difere do obtido por CONSOLI *et al.* (2007) para uma areia silto-argilosa, em ensaios triaxiais não-drenados (CIU). Estes verificaram que para um mesmo fator vazios/cimento, apesar de atingir

resistências de pico muito próximas, as amostras com maior teor de cimento resultaram mais rígidas do que as amostras mais densas.

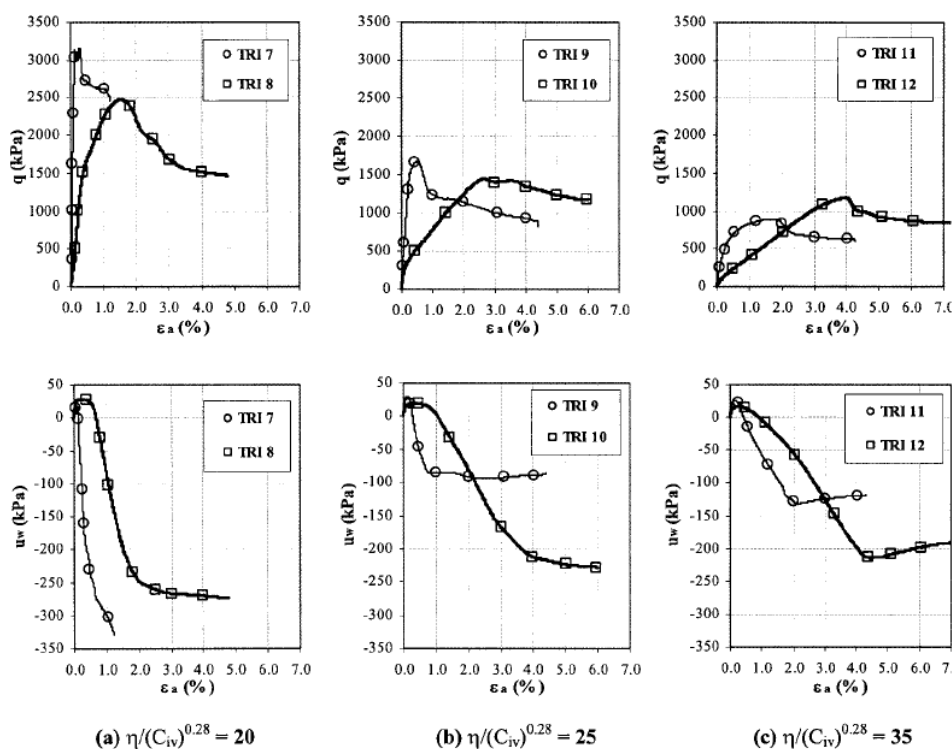


Figura 2.11: comportamento tensão-deformação de uma areia silto-argilosa cimentada em função do fator vazios/cimento (onde q : tensão desvio, u_w : poropressão) (CONSOLI *et al.*, 2007).

Conforme MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI (2008), tem sido observado que, considerando uma ampla variação de tensões confinantes, a envoltória de ruptura de solos tratados com cimento é curva e, como consequência, não seria possível estabelecer um único valor ângulo de atrito e coesão, conforme a teoria clássica de Mohr-Coulomb. Por este motivo, além do critério de Mohr-Coulomb, tem-se tentado utilizar outros critérios de ruptura, tais como Griffith (1920), Griffith Modificado (1962), Hoek e Brown (1988) e Johnston (1985).

O modelo de Griffith (1920) foi formulado no âmbito da mecânica da fratura de materiais frágeis e considera que a resistência destes materiais é governada pela presença inicial de pequenas fraturas. Basicamente, Griffith considerou um modelo conceitual de meio elástico bidimensional contendo trincas elípticas distribuídas aleatoriamente para determinar um critério de falha. As premissas básicas da formulação são: (a) a pré-existência de fissuras no meio; (b) o pressuposto de que uma fissura se propagará de forma instável a partir de

pontos na fronteira da fratura onde a máxima tensão de tração alcança um valor limite, que é característica do material.

Conforme OROWAN (1949), citado por PETERSON e WONG (2005), o critério de ruptura de Griffith pode ser aplicado para o estado triaxial de tensões da seguinte forma:

a) Se $\sigma_1 < -3\sigma_3$, então a ruptura ocorre quando $\sigma_3 = -\sigma_t$

b) Se $\sigma_1 > -3\sigma_3$, então a ruptura ocorre quando $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8q_t(\sigma_1 + \sigma_3) = 0$

Onde:

σ_t é a resistência à tração uniaxial.

σ_1 e σ_3 são as tensões principais maiores e menores respectivamente (tensões de compressão convencionadas como positivas).

A condição $\sigma_1 > -3\sigma_3$, define um estado de tensões "predominantemente compressivo". No plano ($\tau - \sigma_n$), este modelo leva a um envelope de falha parabólico, conforme mostra a equação 2.2 e a figura 2.12.

$$\tau^2 + 4\sigma_t \cdot \sigma_n - 4\sigma_t^2 = 0 \quad (\text{equação 2.2})$$

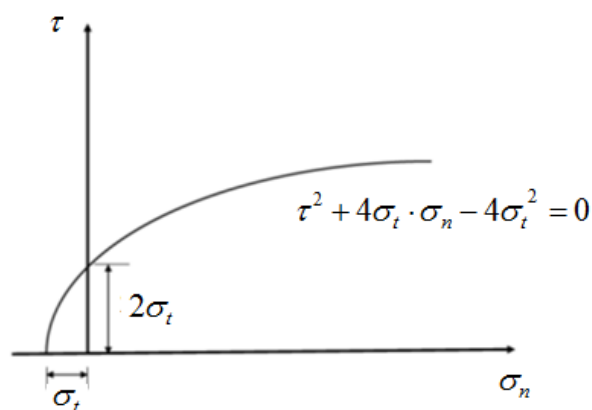


Figura 2.12: critério de ruptura de Griffith representado no plano ($\tau - \sigma'$) (adaptado de MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI, 2008)

McCLINTOCK e WALSH (1962) propuseram uma modificação da teoria original de Griffith para levar em consideração o atrito gerado nas trincas fechadas pela compressão

normal ao seu plano durante o carregamento. A equação 2.3 apresenta a envoltória de ruptura de Griffith Modificado em termos de tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) e a equação 2.4 em termos de tensões normais e cisalhantes ($\tau - \sigma_n$).

$$\left(\sqrt{1 + \mu^2} - \mu\right)(\sigma_1 - \sigma_3) = \alpha' \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}} + 2\mu(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{equação 2.3})$$

$$\tau = \frac{\alpha'}{2} \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}} + \mu(\sigma_n - \sigma_c) \quad (\text{equação 2.4})$$

Onde:

σ_t : resistência à tração uniaxial.

σ_1 e σ_3 : tensões principais maiores e menores respectivamente (tensões de compressão convencionadas como positivas).

τ e σ_n : máximas tensões cisalhantes e normais atuantes no plano da trinca.

σ_c : tensão de compressão macroscópica crítica, perpendicular à trinca, necessária para fechá-la.

μ : coeficiente de atrito interno nas faces da trinca.

α' : constante função do coeficiente de Poisson e da forma da trinca. Para trinca de forma elíptica achatada $\alpha' = 2(2-\nu)$. Para o caso biaxial $\alpha' = 4$.

É interessante notar que a equação 2.4 possui a mesma forma do critério de Mohr-Coulomb ($\tau = c' + \tan\phi'\sigma_n$) com:

$$c' = \frac{\alpha'}{2} \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}} - \mu\sigma_c \quad (\text{equação 2.5})$$

$$\tan\phi' = \mu \quad (\text{equação 2.6})$$

A teoria que leva às equações 2.3 e 2.4 somente é válida quando todas as trincas estiverem fechadas sob aplicação da carga. McCLINTOCK e WALSH (1962) e outros autores tem avaliado a questão da transição da condição de trincas abertas para fechadas no critério de ruptura, sendo esta uma condição complexa de generalização matemática. Além disso, não é consenso o valor que deve ser atribuído a σ_c na prática.

Segundo BRACE (1960), para trincas longas e estreitas σ_c será muito pequeno e pode ser negligenciado. Fazendo $\sigma_c = 0$ e considerando-se $\alpha' = 4$ (caso biaxial), obtém-se a forma tradicional de Griffith Modificado:

$$\tau = 2\sigma_t + \mu\sigma_n \quad \text{para } \sigma_n > 0 \quad (\text{equação 2.7})$$

$$\tau^2 + 4\sigma_t \cdot \sigma_n - 4\sigma_t^2 = 0 \quad \text{para } \sigma_n < 0 \quad (\text{equação 2.8})$$

A figura 2.13 apresenta a envoltória no plano ($\tau - \sigma_n$). Em uma primeira aproximação, McCLINTOCK e WALSH (1962) recomendam μ igual a 1.

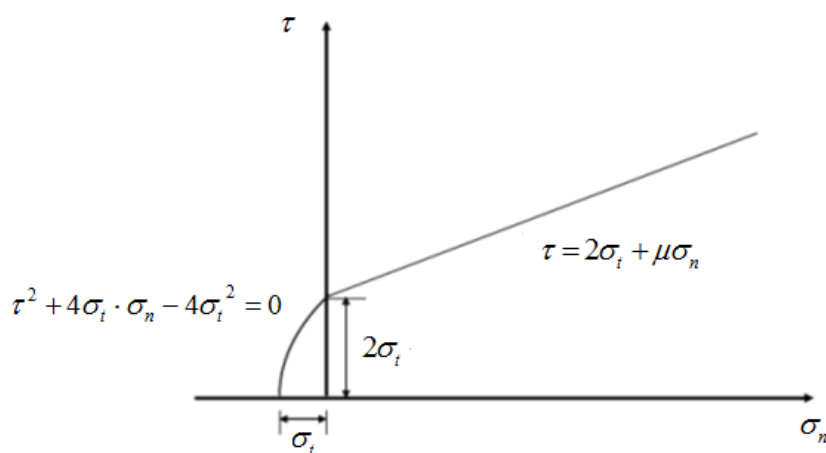


Figura 2.13: critério de ruptura de Griffith Modificado representado no plano ($\tau - \sigma'$) (adaptado de MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI, 2008)

Conforme MUHUNTHAN e SARIOSSEIRI (2008), as teorias de Griffith e Griffith Modificado podem ser aplicadas a solos tratados com cimento. MITCHELL (1976) sugere que μ pode ser assumido igual a 0,89 ao invés de 1,0.

Uma das limitações dos critérios de Griffith e Griffith Modificado é que estes assumem que a razão entre as resistências à compressão simples e tração direta (σ_c/σ_t) igual a 8 e 10 ($\mu = 1$) respectivamente, embora se saiba que esta relação pode assumir outros valores conforme o tipo de material.

CONSOLI (2014) apresenta um método bastante prático para estimativa dos parâmetros de resistência c' e ϕ' de solos arenosos cimentados a partir dos valores de

resistência à compressão simples (σ_c) e à tração por compressão diametral (σ_t). Com base na figura 2.14 é possível deduzir:

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \quad (\text{equação 2.9})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (\text{equação 2.10})$$

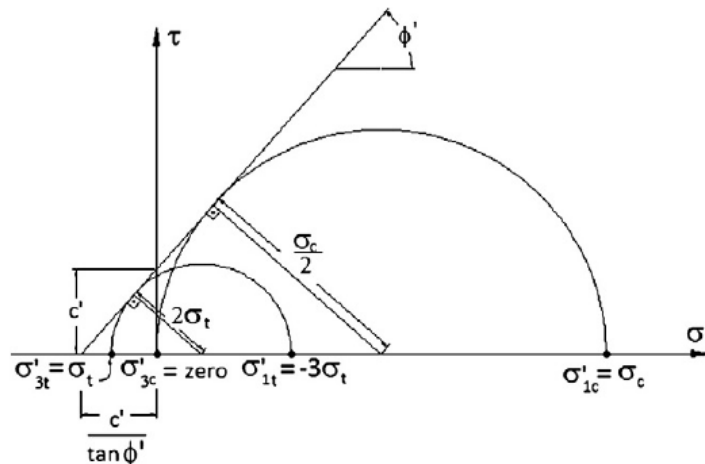


Figura 2.14: estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014)

De acordo com CONSOLI (2014), é razoável considerar que, pra um determinado tipo de solo e agente cimentante, a relação σ_c/σ_t pode ser tomada como um escalar constante igual a ξ , independentemente da quantidade de cimento ou porosidade da amostra. Desta forma, as equações ficam:

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \quad (\text{equação 2.11})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi} \right) \right]} \quad (\text{equação 2.12})$$

Assim, tem-se que ϕ' independe da quantidade de cimento ou porosidade da amostra e c' é uma função direta da resistência à compressão simples. O autor mostra que este método

foi utilizado com sucesso em uma areia uniforme tratada com cimento Portland de alta resistência inicial, em uma areia siltosa tratada com cimento Portland Comum, bem como, para um areia siltosa naturalmente cimentada.

2.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Convencionalmente as fundações são classificadas em dois grandes grupos, as fundações superficiais e as profundas. A distinção entre estes dois tipos está relacionada com a forma predominante de transferência de carga para o solo e ao mecanismo de ruptura. De maneira geral, considera-se uma fundação superficial aquela cuja transferência de carga ao solo se dá pela sua base e cuja profundidade de assentamento é menor que uma vez a sua menor dimensão em planta. São exemplos de fundações superficiais os blocos, as sapatas e os radiers.

A figura 2.15 apresenta de maneira esquemática o comportamento carga *versus* recalque de uma fundação superficial submetida a um carregamento vertical de compressão. Inicialmente, para valores pequenos de carga, observa-se que os recalques são aproximadamente proporcionais e reversíveis. Num segundo estágio, surgem zonas plásticas junto às bordas da fundação e recalques de natureza permanente. Com o aumento da carga, cresce a zona plastificada e, a partir de um determinado valor crítico, ocorre um processo de recalque continuado (mantendo-se a carga constante). Neste ponto, considera-se que a capacidade de carga da fundação ou carga de ruptura foi atingida (VELOSO e LOPES, 2004).

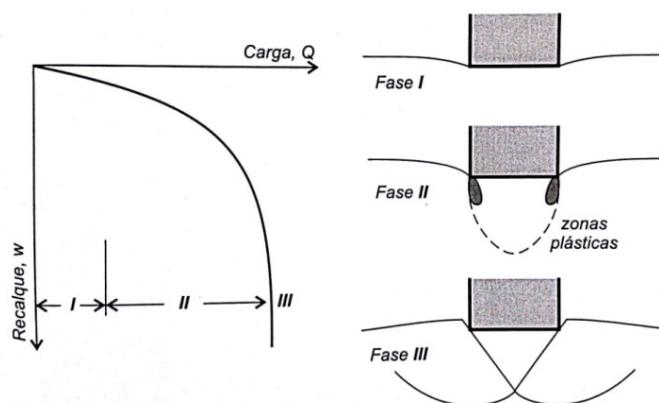


Figura 2.15: comportamento de uma fundação superficial carregada verticalmente (KEDZI, 1970 *apud* VELLOSO E LOPES, 2004)

Na prática, entretanto, verifica-se que capacidade de carga nem sempre fica claramente definida conforme descrito acima. VESIC (1963) observou em areias três tipos característicos de ruptura que estão relacionadas à densidade relativa da areia e à profundidade de assentamento da fundação. O primeiro tipo, chamado de "*ruptura generalizada*" caracteriza-se pela formação de um mecanismo de cunhas bem definido, constituído por superfícies de deslizamento que partem da borda da fundação e atingem a superfície do terreno (fig. 2.16a). Este tipo de ruptura está associado à areias compactas. A ruptura é súbita e catastrófica com o tombamento da fundação caso não haja restrição imposta pela superestrutura. Já em areias fofas, observa-se a chamada "*ruptura por punção*" (fig. 2.16c). Neste tipo de ruptura, a curva carga *versus* recalque apresenta um aumento contínuo da carga à medida que a fundação penetra no solo. Não ocorre ruptura brusca ou catastrófica. O mecanismo de ruptura está restrito ao solo imediatamente abaixo da fundação havendo pouco ou nenhum movimento do solo na superfície do terreno além das bordas da fundação. Um modo intermediário, chamada de "*ruptura localizada*" é observado em areias medianamente compactas (fig. 2.16b). Há a formação de um mecanismo de ruptura similar ao da ruptura generalizada, porém este fica embutido no solo, não atingindo a superfície do terreno. Não há um colapso catastrófico da fundação, porém, a fundação apresentará recalques consideráveis.

O modo de ruptura de uma fundação não é apenas função do tipo e compacidade do solo. VESIC (1963) verificou que é também função da sua profundidade de embutimento (fig. 2.16d). Por exemplo, uma fundação em areia densa pode romper por punção se estiver assente em uma profundidade relativa elevada.

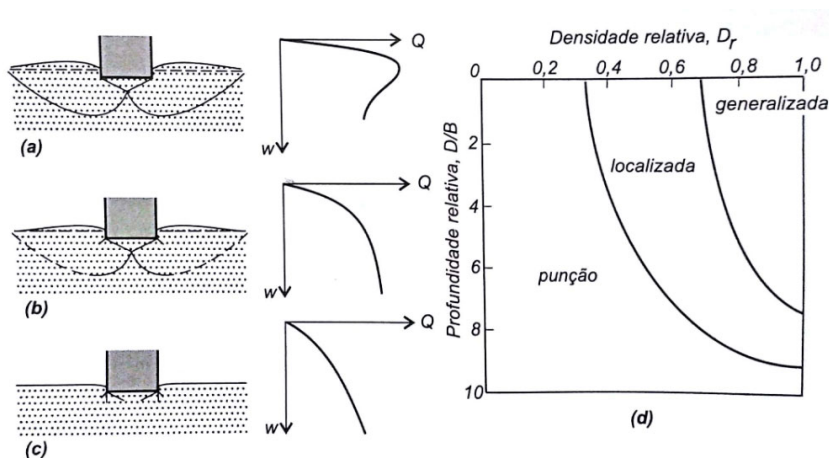


Figura 2.16: tipos característicos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada (c) punção (d) ábaco para correlação entre o tipo de ruptura com a compacidade e profundidade de assentamento em areias (VESIC, 1963 *apud* VELLOSO E LOPES, 2004)

A análise dos tipos de ruptura pode ser estendida também para o caso de solos argilosos. Assim, considera-se que fundações superficiais assentes em areias compactas e argilas duras estão sujeitas a ruptura generalizada. Em areias fofas e argilas moles à ruptura por punção e, em argilas médias e areias medianamente compactas, à ruptura localizada (CINTRA *et al.*, 2011).

Portanto, a capacidade de carga de uma fundação a partir da curva carga *versus* recalque somente fica claramente definida para o caso da ruptura generalizada. Já para os casos de ruptura localizada e por punção, que não apresentam um ponto de máximo, deve-se estabelecer um critério para tal.

VESIC (1963) propôs que a carga última pode ser definida no ponto a partir do qual a inclinação da curva tensão *versus* recalque se iguala a zero ou a um valor mínimo constante. Um exemplo de aplicação do método pode ser visto na figura 2.17. Para os casos em que não se pode estabelecer este ponto de mínimo com exatidão, VESIC (1975) sugere a adoção do valor de 10% largura (B).

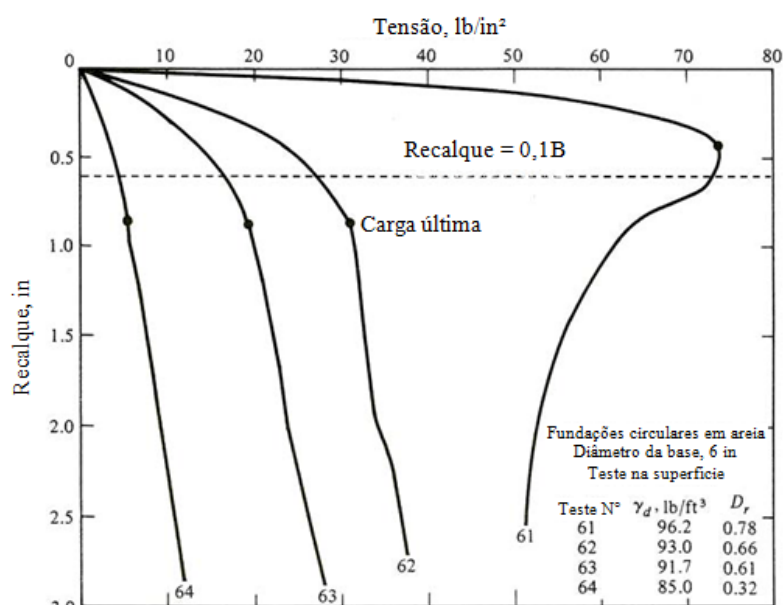


Figura 2.17: critérios de VESIC (1963) e (1975) para determinação da capacidade de carga (adaptado de TRB, 2010)

DE BEER (1967) sugere definir a capacidade de carga no ponto de inflexão da curva carga *versus* recalque plotada em escala logarítmica. Tem sido verificado que este critério fornece valores bastante conservativos quando comparados aos obtidos pelo critério de VESIC (1963) (fig. 2.18).

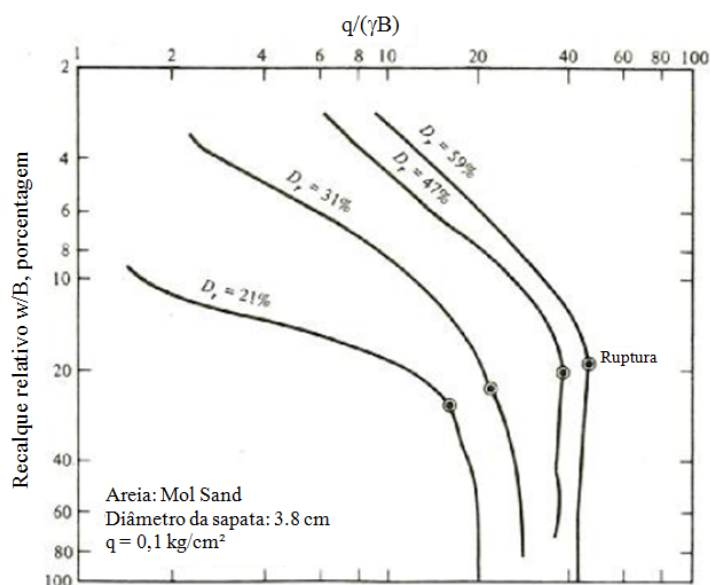


Figura 2.18: critério de DE BEER (1967) para determinação da capacidade de carga (onde: q = tensão aplicada) (adaptado de TRB, 2010)

Um terceiro método consiste em traçar sobre a curva tensão *versus* recalque (em escala normal ou logarítmica) duas retas assíntotas. A primeira relativa ao trecho inicial da curva e, a segunda, relativa à parte final. O ponto de intersecção destas duas assíntotas corresponde a capacidade de carga (NAVFAC, 1986 *apud* TRB, 2010). Este método permite interpretar a capacidade de carga não apenas um valor único, mas também, como uma faixa de valores conforme mostrado na figura 2.19.

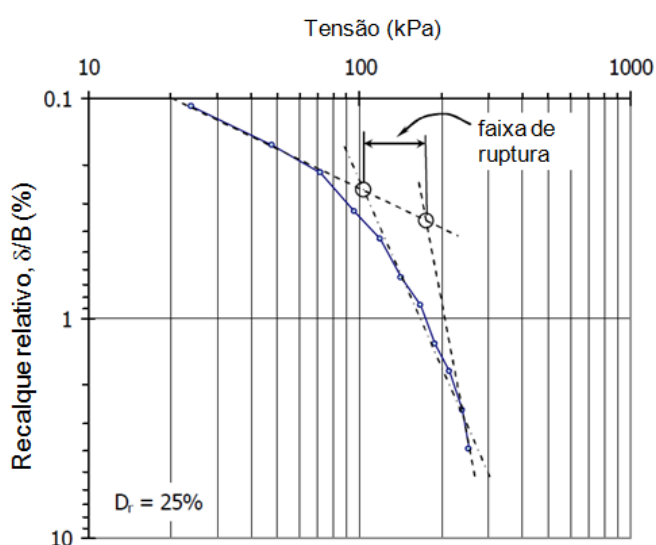


Figura 2.19: critério das assíntotas para determinação da capacidade de carga (adaptado de NAVFAC (1986) *apud* TRB, 2010)

A norma brasileira de fundações NBR 6122, de forma mais abrangente, estabelece que a carga de ruptura é aquela aplicada à uma fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho. Por este enfoque, a definição da carga de ruptura dependerá das características de cada projeto.

AMATYA *et al.* (2009), a partir da aplicação dos métodos de VESIC (1963), do recalque limite (0,1B), de DE BEER (1967) e das retas assíntotas em 195 provas de carga, concluiu que o critério de VESIC (1963) foi o que apresentou os resultados mais próximos da média de todos os métodos avaliados.

TERZAGHI (1943), a partir das equações de PRANDTL (1920) e REISSNER (1924) aplicadas a metais e utilizando o princípio da superposição, foi o primeiro a desenvolver uma formulação racional para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. As hipóteses básicas consideradas no equacionamento do problema foram:

- a) fundação contínua (estado plano de deformações) com base horizontal e superfície do terreno plana;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) maciço de solo semi-infinito homogêneo;
- d) profundidade de embutimento (D) inferior à largura da fundação (B). Isso permite desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de assentamento da fundação e substituir esta camada por uma sobrecarga $q = \gamma'D$.

Desta forma, Terzaghi chegou a seguinte expressão para a capacidade de carga Q_u :

$$Q_u = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{equação 2.13})$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura ou capacidade de carga.

B: largura da fundação.

c' : coesão efetiva.

γ' : peso específico efetivo do solo.

q: sobrecarga ($\gamma'D$).

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga (função apenas de ϕ').

Para outras geometrias de fundações, situações mais complexas de carregamento e solos fofos não há uma solução analítica. Por este motivo, uma série de estudos baseados principalmente em ensaios com modelos reduzidos e provas de carga em verdadeira grandeza, foram realizados nos anos subsequentes no intuito de aprimorar e estender a equação original de TERZAGHI (1943). Dentre estes, destacam-se as contribuições de MEYERHOF (1953), VESIC (1963, 1969, 1973 1975) e HANSEN (1961, 1970).

Atualmente, a equação mais aceita para a previsão da capacidade de carga é a chamada fórmula generalizada:

$$Q_u = (s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q) \cdot q \cdot N_q + (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) \cdot \frac{\gamma' \cdot B \cdot N_\gamma}{2} \quad (\text{equação 2.14})$$

Onde:

s_c , s_q e s_γ são os fatores de forma

i_c , i_q e i_γ são os fatores de inclinação da carga

b_c , b_q e b_γ são os fatores de inclinação da base da fundação

g_c , g_q e g_γ são os fatores de inclinação do terreno

Em geral, para os fatores de capacidade de N_c e N_q , adotam-se os obtidos por PRANDTL (1920) e REISSNER (1924):

$$N_q = e^{(\pi) \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \phi / 2) \quad (\text{equação 2.15})$$

$$N_c = \cotg \phi \cdot (N_q - 1) \quad (\text{equação 2.16})$$

Já em relação ao fator N_γ não existe um consenso. Abaixo são apresentadas algumas proposições:

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi') \quad (\text{MEYERHOF, 1953}) \quad (\text{equação 2.17})$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{HANSEN, 1970}) \quad (\text{equação 2.18})$$

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{VESIC, 1975}) \quad (\text{equação 2.19})$$

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \cdot \tan(1,33\phi') \quad (\text{MARTIN, 2005}) \quad (\text{equação 2.20})$$

Cabe ressaltar ainda que a teoria foi desenvolvida para o caso de solos rígidos, ou seja, sujeitos à ruptura generalizada. Para o caso de areias fofas e argilas moles, cuja ruptura se dá por puncionamento, não há um tratamento teórico específico. Neste caso, costuma-se adotar a proposição de TERZAGHI (1943) de utilização das mesma formulação porém, com parâmetros de resistência reduzidos:

$$c^* = \frac{2}{3} \cdot c \quad (\text{equação 2.21})$$

$$\phi^* = \arctg\left(\frac{2}{3} \cdot \tan \phi\right) \quad (\text{equação 2.22})$$

AMATYA *et al.* (2009), a partir da análise de um banco de dados com 172 provas de carga de fundações superficiais assentes sobre solo granular, avaliaram a confiabilidade equações propostas por VESIC (1975) na determinação da capacidade de carga. Como critério de ruptura foi o utilizado o proposto por VESIC (1963).

A figura 2.20 apresenta o resultado do tratamento estatístico dos dados. Verifica-se que o valor médio da relação $Q_u \text{ medido}/Q_u \text{ previsto}$ foi de 1,68 com um coeficiente de variação (COV) de 30%. Ou seja, a equação subestima a capacidade de carga medida, estando portanto a favor da segurança. Entretanto, deve-se atentar para a tendência de redução da diferença entre medido e previsto com o aumento da largura da fundação, chegando próximo à unidade para fundações com larguras maiores que 1 m.

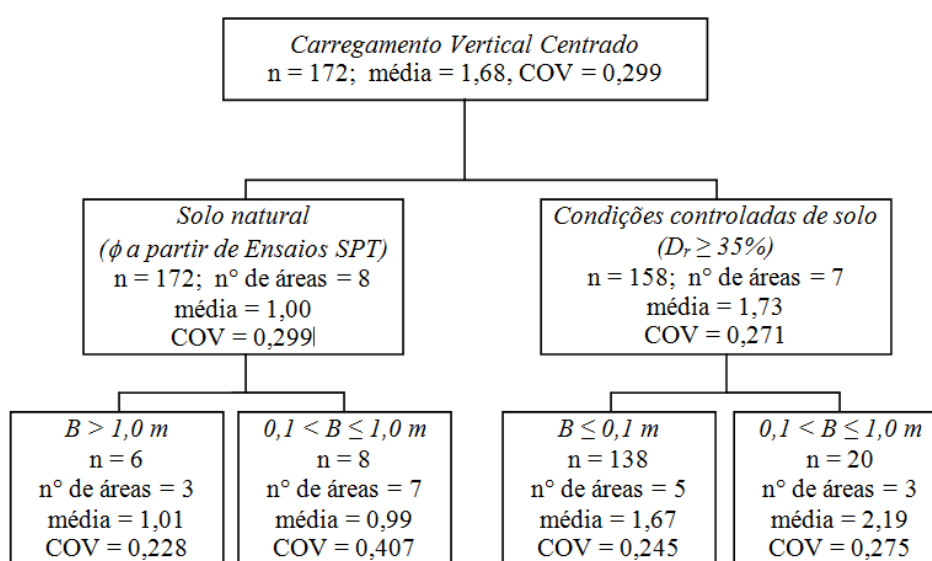


Figura 2.20: comparativo entre o valor medido e previsto pela formulação de VESIC (1975) para a capacidade de carga em solos granulares (adaptado de AMATYA *et al.*, 2009)

INGRA e BAECHER (1983) também avaliaram a incerteza nas previsões dos métodos analíticos clássicos para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais assentes na superfície de solos arenosos. Conforme os autores, as proposições existentes para cálculo do fator N_γ envolvem diversas simplificações e podem variar por um fator de até 4. Além disso, são sensíveis ao ângulo de atrito escolhido na análise. Isso faz com que haja uma grande variabilidade nas previsões.

Os resultados obtidos por INGRA E BAECHER (1983) são semelhantes aos de AMATYA *et al.* (2009). Como mostra a figura 2.21, os valores medidos encontram-se acima ou no limite superior da faixa de previsão, indicando portanto, que há um conservadorismo dos métodos analíticos tradicionais.

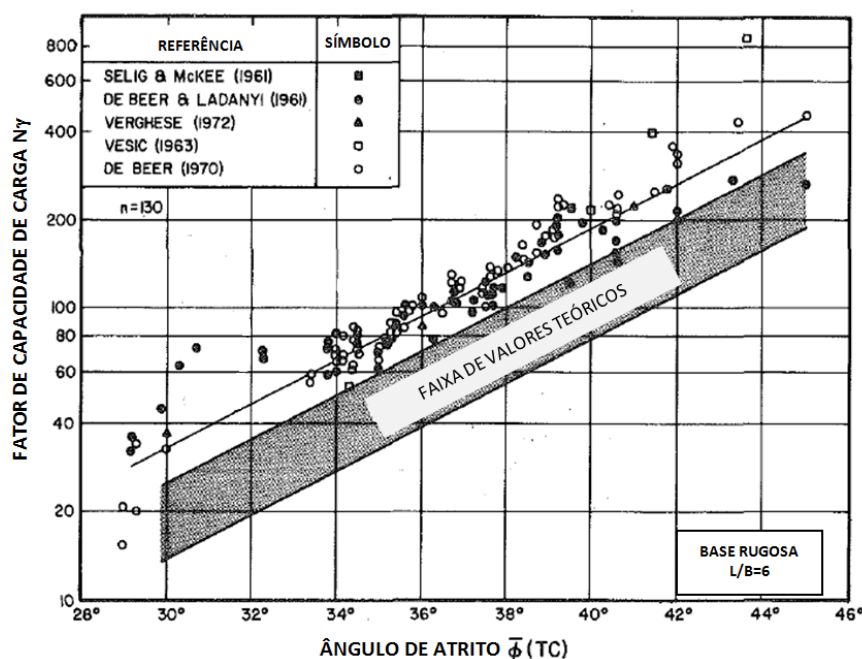


Figura 2.21: comparativo entre os resultados medidos e previsto pelos métodos analíticos tradicionais em fundação "contínuas ($L/B = 6$)" assentes sobre areia (adaptado de INGRA E BAECHER, 1983)

A partir desta análise estatística, propõem a seguinte equação para determinação do fator N_γ a ser utilizado na previsão da capacidade de carga:

$$\ln(N_\gamma)_{L/B=1} = -2,107 + 0,173\phi' \quad (\text{equação 2.23})$$

$$\ln(N_\gamma)_{L/B=6} = -1,667 + 0,173\phi' \quad (\text{equação 2.24})$$

O coeficiente de variação obtido com a equação proposta fica compreendido entre 20% e 30%.

Cabe ressaltar que a maioria das provas de carga analisadas nos estudos de INGRA e BAECHER (1983) e AMATYA *et al.* (2009) foram obtidas de ensaios em modelos em escala reduzida, que sabidamente fornecem valores superiores para o fator N_γ devido ao efeito de escala. Este tópico será abordado em detalhes no item 2.3.

Recentemente, LOUKIDIS e SALGADO (2011) realizaram um estudo aprofundado a cerca do fator N_γ , utilizando o método dos elementos finitos. Conforme os autores, a metodologia tradicionalmente utilizada na dedução de N_γ considera para o solo um comportamento perfeitamente plástico, seguindo uma lei de fluxo associativa, ou seja, com o ângulo de dilatação ψ igual ao ângulo de atrito interno do solo ϕ' . Sabe-se, porém, que o ângulo de dilatação de areias é significativamente menor que seu ângulo de atrito (BOLTON, 1986).

Além disso, o ângulo de atrito de pico (ϕ'_p) depende da densidade relativa (D_r) e da tensão efetiva média (σ'_m). ϕ'_p diminui com o aumento tensão efetiva média, porém aumenta com o aumento da densidade relativa. À medida que a fundação é carregada, D_r e σ'_m variam nas proximidades da fundação, não havendo portanto, um valor único de ângulo de atrito atuante. Assim, certas regiões sob a fundação atingirão o pico de resistência logo no início do processo de ruptura e, com o aumento das deformações, o valor de ϕ' cairá do valor de pico para o valor estado crítico (ϕ'_c). Ou seja, forma-se um mecanismo de ruptura progressivo.

No caso de uma fundação contínua, temos um estado plano de deformações. Sabe-se que valor de ϕ' nesta condição é maior do que o obtido em ensaios triaxiais convencionais. Esta diferença se dá devido ao maior confinamento provocado pela tensão intermediária σ_2 . Tem sido reportado que esta diferença é da ordem 10% (LAMBE e WITHMAN, 1969; HANSEN 1970).

Outro fator influente é anisotropia verificada em depósitos naturais de areia, cujo processo de deposição tende a orientar as partículas paralelamente ao plano horizontal. Essa orientação afeta o valor do ângulo de atrito interno. Assim, dado que a tensão principal maior varia de direção ao longo da superfície de ruptura, espera-se um impacto da anisotropia na capacidade de carga.

Todos os fatores citados, tensão efetiva média, densidade relativa, tensão intermediária, ruptura progressiva, anisotropia e não associatividade fazem com que seja uma tarefa complexa atribuir o valor correto para N_γ . Assim, LOUKIDIS e SALGADO (2011) propõem que a capacidade de carga seja calculada utilizando um ângulo de atrito equivalente ϕ_{eqv} que automaticamente leva em conta a influência dos fatores citados acima.

$$\phi_{eqv} = \phi_c^{TXC} + \left\{ \left[17,6 \left(\frac{D_r}{100\%} \right) - 8,8 \right] - 2,44 \ln \left(\frac{B\gamma'}{p_a} \right) \right\} \quad (\text{equação 2.25})$$

Onde:

ϕ_c^{TXC} : ângulo de atrito no estado crítico obtido em ensaio triaxial

D_r : densidade relativa

B : largura da fundação

γ' : peso específico efetivo

p_a : pressão atmosférica (100 kPa)

Outro aspecto relevante no estudo de fundações superficiais diz respeito às tensões despertadas na sua base. Este é um importante fator a ser considerado no seu dimensionamento estrutural. A distribuição das tensões sob a base de uma fundação será função da rigidez relativa fundação-solo, das propriedades do solo e da intensidade e direção das cargas aplicadas (VELOSO e LOPES, 2004). A figura 2.22 ilustra a distribuição de recalques e tensões sob a base de uma fundação.

Basicamente, fundações rígidas provocarão recalques uniformes, já fundações flexíveis, recalques variáveis ao longo de sua largura.

Pela teoria da elasticidade temos que as pressões nas bordas de uma sapata rígida sobre um meio elástico homogêneo é, teoricamente, infinita. Esta é a tendência de comportamento observada em fundações rígidas em solos argilosos pré-adensados. Já em areias, devido ao maior confinamento do solo na parte central, observa-se na prática que as tensões são maiores no centro do que nas bordas (fig. 2.22c,d). Cabe ressaltar que, em solos argilosos, com o aumento da carga surgirão zonas plásticas juntos aos bordos, tendendo a uniformizar as tensões ao longo da base.

No caso de fundações flexíveis em areias esse maior confinamento na parte central faz com que os recalque no centro sejam menores do que os observados nos bordos (fig. 2.22a). Já em argilas, observam-se maiores recalques no centro do que nas bordas (fig. 2.22b).

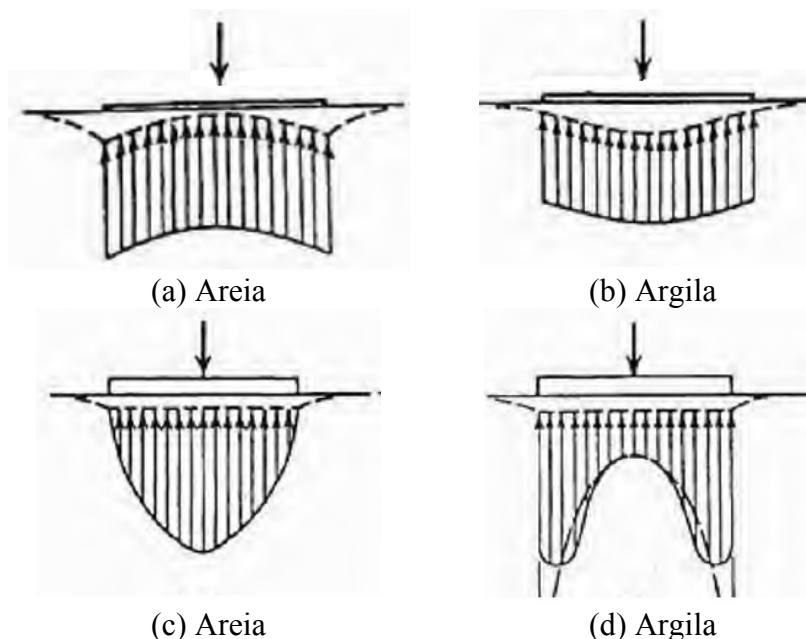


Figura 2.22: tensões de contato na base de fundações (a, b) flexíveis e (c, d) rígidas (adaptado de HACHICH *et al.*, 1998)

Existem várias propostas para o cálculo da rigidez relativa fundação-solo. Um dos métodos mais utilizados é o de HETENYI (1946) para o caso de vigas sobre apoio elástico, o qual se assemelha ao caso de fundações contínuas. HETENYI (1946) definiu a rigidez relativa como:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_v B}{4E_c I}} \quad (\text{equação 2.26})$$

Através do fator λ , as vigas podem ser classificadas da seguinte forma:

- $\lambda < \pi/4L$: viga rígida
- $\pi/4L < \lambda < \pi/L$: viga de rigidez relativa média
- $\lambda > \pi/L$: viga de rigidez relativa baixa

Onde:

λ = rigidez relativa solo-viga

k_v = coeficiente de reação vertical do solo

B = largura da viga

I = momento de inércia da viga

L = comprimento da viga

2.2.1 Fundações Superficiais Assentes Sobre Sistemas de Dupla Camada

Por ser de ocorrência relativamente comum na prática da engenharia, o caso de fundações superficiais assentes sobre solos estratificados vem sendo objeto de estudos desde os primeiros anos da Geotecnia como ciência. Em regiões com solos de origem sedimentar é comum encontrarmos uma estratigrafia alternando camadas arenosas e argilosas.

É importante ressaltar que tais estudos trazem implicitamente a premissa de que as camadas são horizontalmente contínuas, o que difere substancialmente do estudo proposto nesta tese, onde o reforço possui uma extensão horizontal pequena relativamente à largura da base da fundação. Apesar disso, considerou-se importante como ponto de partida para o entendimento do fenômeno realizar uma revisão dos conceitos e métodos de cálculo relativos ao caso de camada contínua.

Para compreendermos o funcionamento de um sistema de dupla-camada, é importante analisarmos como ocorre a distribuição das tensões verticais sob a base da fundação ao longo da profundidade. Para isto podemos nos basear na teoria da elasticidade.

A figura 2.23, extraída de POULOS E DAVIS (1991), mostra o efeito da presença de uma camada mais rígida sobrejacente a uma de menor rigidez na distribuição das tensões verticais ao longo da profundidade. Podemos perceber que ocorre uma concentração de tensões na camada superior, fazendo com que uma tensão menor chegue ao topo da camada inferior. Este efeito decorre da necessidade de que haja compatibilidade de deformações no maciço. A figura 2.24 inclui também o efeito da espessura da camada superior. Tanto aumento da espessura, quanto o aumento da rigidez da camada superior, provocam redução nas tensões verticais atuantes ao nível da interface entre as camadas.

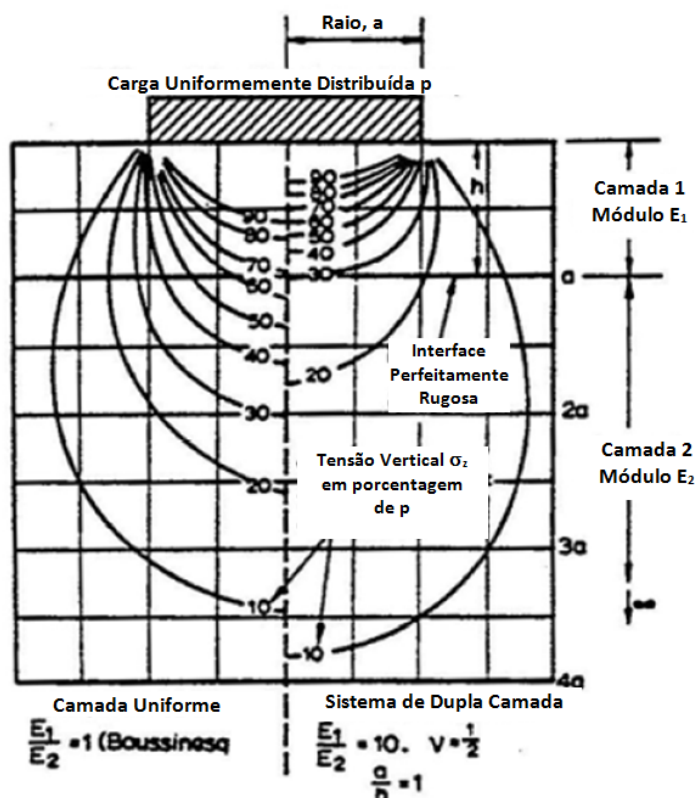


Figura 2.23: distribuição das tensões verticais em um sistema de dupla camada sob um carregamento circular uniforme (adaptado de POULOS e DAVIES, 1991)

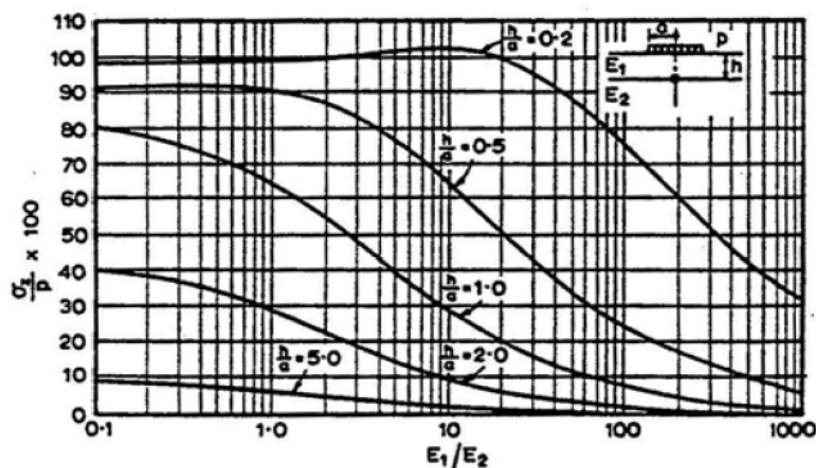


Figura 2.24: tensão vertical ao longo do eixo da fundação, na interface das camadas, em um sistema de dupla camada sob um carregamento circular uniforme (POULOS e DAVIES, 1991)

Se uma fundação superficial for assente sobre um solo estratificado cuja espessura da camada superior for suficientemente maior que a largura da fundação, então a estimativa da capacidade de carga pode ser feita com boa precisão utilizando a teoria de capacidade de

carga convencional, baseada somente nas propriedades da camada superior. Porém, se a espessura da camada superior for comparável com a largura da fundação, então a abordagem convencional provavelmente não fornecerá bons resultados (BURD e FRYDMAN, 1996).

De acordo com KENNY e ANDRAWES (1997), a primeira tentativa de calcular a capacidade de carga de uma fundação superficial apoiada em uma camada resistente sobrejacente a uma camada menos resistente deve-se a TERZAGHI e PECK (1948), que consideraram que a camada superior atua principalmente na "distribuição" da carga em uma área maior, reduzindo assim sua intensidade. Neste caso, a ruptura ocorre quanto a capacidade de carga da camada inferior é atingida. TERZAGHI e PECK (1948) assumem que a carga se espalhará numa razão de 2:1 (vertical:horizontal) a partir das bordas da fundação, correspondendo à um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical.

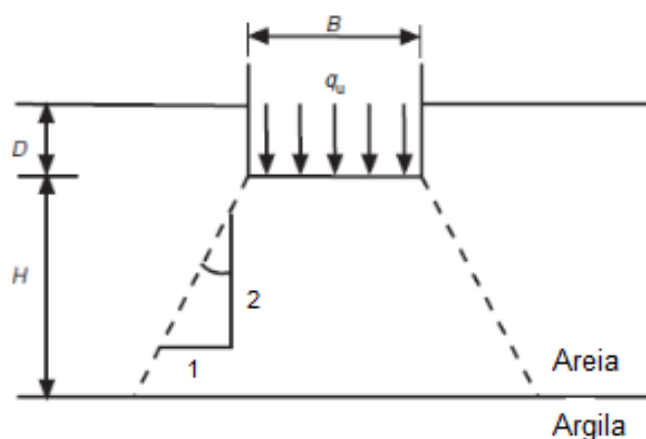


Figura 2.25: estimativa do espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila (adaptado de KENNY e ANDRAWES, 1997)

Com o objetivo de aprimorar a proposta de TERZAGHI e PECK (1948), JACOBSEN *et al.* (1977), a partir de ensaios em modelos reduzidos de sapatas apoiadas em uma camada de areia sobrejacente a argila, propôs que espalhamento da carga se dá sob uma inclinação igual a $(2/\beta):1$ (vertical:horizontal), onde β depende da relação entre as capacidades de carga das camadas de areia e argila consideradas isoladamente (Q_s/Q_c). Assim, a capacidade de carga pode ser calculada por:

$$Q_{ult} = Q_c \left(1 + \frac{\beta H}{B}\right) \left(1 + \frac{\beta H}{L}\right) + \gamma D \leq Q_s \quad (\text{equação 2.27})$$

Onde:

Q_s : capacidade da fundação assente numa camada homogênea de areia

Q_c : capacidade da fundação assente numa camada homogênea de argila

H: espessura da camada de areia

D: profundidade de assentamento da fundação

γ : peso específico da camada superior

B, L: dimensões da fundação

β : $0,1125+0,0344(Q_s/Q_c)$

Conforme BURD e FRYDMAN (1997), a dificuldade na utilização deste tipo de método está na incerteza na definição do ângulo de espalhamento da carga, o que pode alterar significativamente a capacidade de carga. Este método somente é apropriado quando a resistência da camada superior é substancialmente maior que a da camada inferior. Para o caso de uma areia sobre uma camada argilosa, BURD e FRYDMAN (1997) demonstram que o ângulo de espalhamento aumenta com o aumento do ângulo de atrito da areia, porém tende a reduzir com o aumento da resistência ao cisalhamento da camada inferior.

Um enfoque diferente foi dado por BUTTON (1953) e REDDY e SRINIVASAN (1967) para o caso de sapatas contínuas assentes sobre um perfil de solo argiloso composto por duas camadas de resistências ao cisalhamento não-drenadas diferentes. Para determinação da capacidade de carga do sistema, assumem a hipótese de existência de uma superfície de ruptura cilíndrica passando pelas duas camadas. Em seu modelo, a capacidade de carga é determinada em função da razão entre as resistências não-drenadas das camadas inferior e superior (c_2/c_1) e da relação entre espessura da camada superior e a semi-largura da sapata (d/b) (BOWLES, 1968).

A capacidade de carga do sistema pode ser calculada por $Q_u = c_1 N_c$, onde Q_u é a capacidade de carga, c_1 é resistência não-drenada da camada superficial e N_c é o fator de capacidade de carga, determinado pelo gráfico da figura 2.26. Podemos perceber que, no caso de camada superior ser mais resistente que a camada inferior ($c_1 > c_2$), a capacidade de carga aumenta significativamente com o aumento da espessura da camada superior.

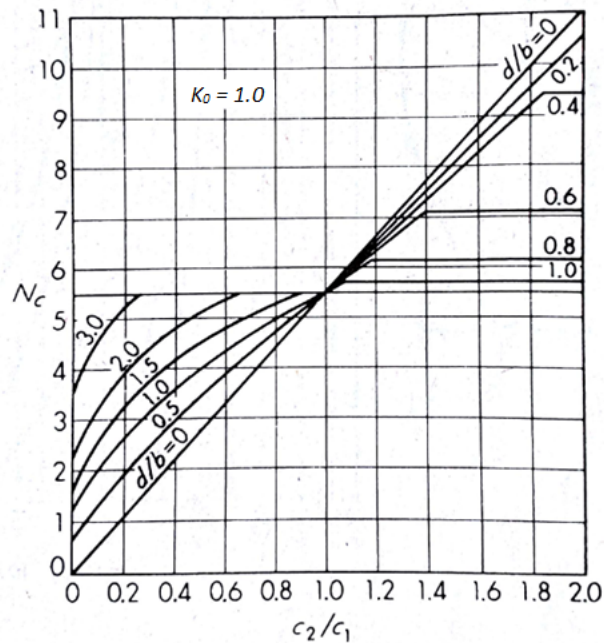


Figura 2.26: fator de capacidade de carga N_c para fundações contínuas em solo argiloso estratificado (adaptado de BOWLES, 1968)

Outro método bastante difundido para o caso de dupla camada, sendo a superior mais resistente, é o de MEYERHOF e HANNA (1978). O método considera que na ruptura, o solo da camada superior é puncionado para dentro da camada inferior, aproximadamente na direção do carregamento, conforme esquema mostrado na figura 2.27. Apesar de observado experimentalmente que as superfícies de ruptura reais na camada superior curvam-se para fora da base da fundação, o modelo assume uma superfície reta. As forças atuantes sobre a superfície de ruptura na camada superior são a adesão C_a e a pressão passiva P_p (inclinada de um ângulo δ). Para facilitar a solução, os autores introduzem os coeficientes de puncionamento K_s e inclinação da carga i_s e i_a , determinados através de ábacos.

No modelo de MEYERHOF e HANNA (1978) a capacidade de carga depende da relação H/B , dos parâmetros de resistência das camadas superior e inferior (c' e ϕ'), da relação entre as capacidades de carga q_2/q_1 , além da inclinação da carga, da profundidade de embutimento (D) e da forma da fundação, conforme expressam as equações abaixo:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2C_a i_a \left(\frac{H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D \cos \alpha}{H} \right) \left(\frac{K_s i_s \tan \phi_1}{B} \right) - \gamma_1 H \leq q_{tv} \quad (\text{equação 2.28})$$

$$q_{bv} = i_{c2} s_{c2} c_2 N_{c2} + i_{q2} s_{q2} \gamma_1 (D + H) N_{q2} + i_{\gamma 2} s_{\gamma 2} 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma 2} \quad (\text{equação 2.29})$$

$$q_{tv} = i_{c1} s_{c1} c_1 N_{c1} + i_{q1} s_{q1} \gamma_1 (D) N_{q1} + i_{\gamma 1} s_{\gamma 1} 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma 1} \quad (\text{equação 2.30})$$

Onde:

q_{uv} : capacidade de carga vertical do sistema de dupla camada

q_{bv} : capacidade de carga vertical da fundação assente sobre a camada inferior

q_{tv} : capacidade de carga vertical da fundação assente sobre a camada superior

q_1 : capacidade de carga vertical da fundação na superfície da camada superior ($D=0$)

q_2 : capacidade de carga vertical da fundação na superfície da camada inferior ($D=0$)

c_a : adesão unitária

K_s : coeficiente de puncionamento

i_a, i_s : coeficientes de inclinação no puncionamento

$N_c; N_q; N_\gamma$: fatores de capacidade de carga

$i_c; i_q; i_\gamma$: fatores de inclinação de carga

$s_c; s_q; s_\gamma$: fatores de forma da fundação

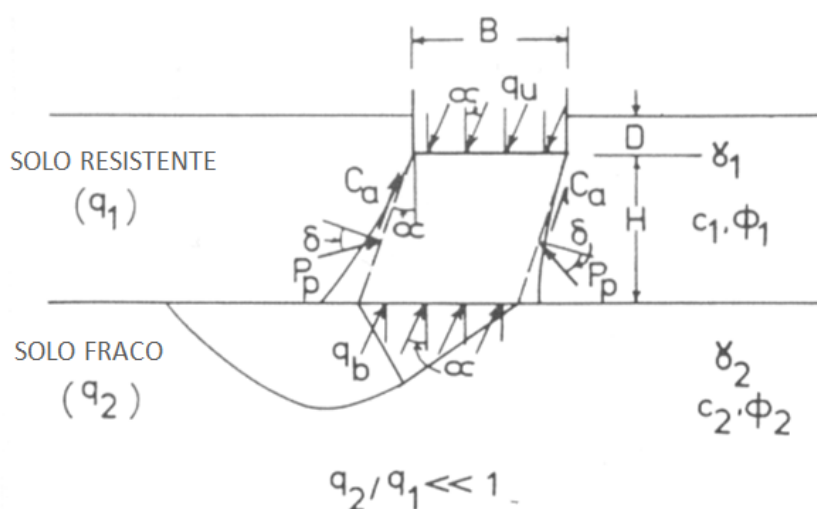
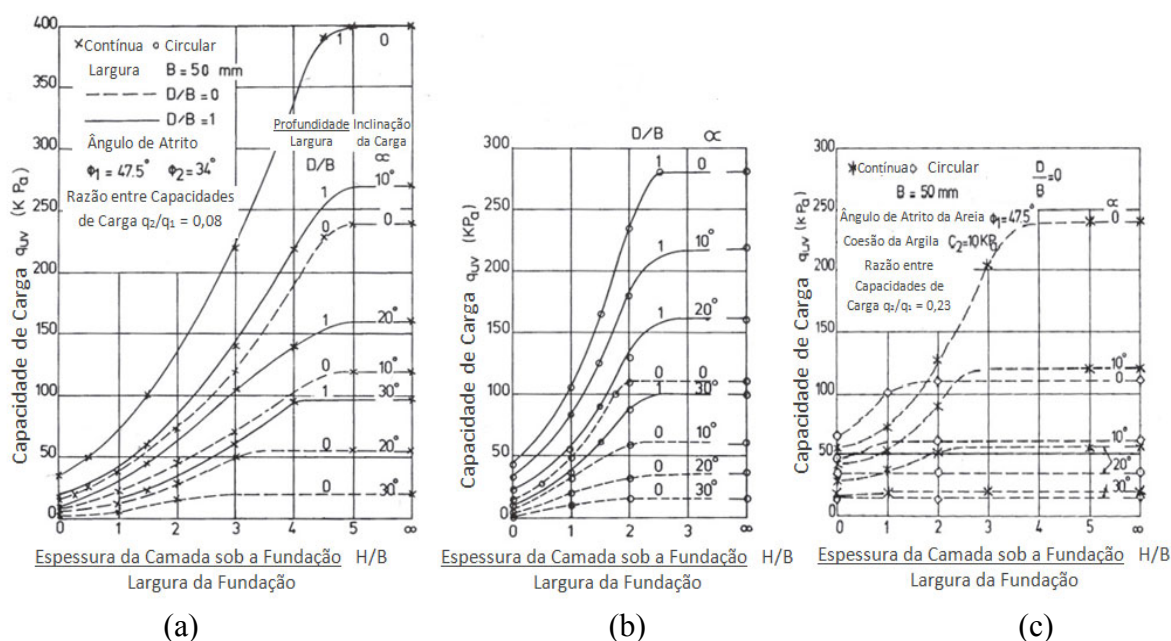


Figura 2.27: mecanismo de ruptura e variáveis do método de MEYERHOF e HANNA (1978).

As figuras 2.28a,b mostram os resultados dos ensaios em modelo reduzido conduzidos por MEYERHOF e HANNA (1978) no caso de areia densa sobre areia fofa e a figura 2.28c para o caso de areia densa sobrejacente à argila mole.



(a) (b) (c)
 Figura 2.28: resultados de ensaios em modelos reduzidos de fundação contínuas e circulares em areias densas sobre areia fofa (a) contínua, (b) circular e (c) areia densa sobre argila mole (adaptado de MEYERHOF e HANNA, 1978)

De maneira geral, é possível notar que com o aumento da relação (H/B), existe um aumento significativo da capacidade de carga do sistema. Observa-se que a profundidade de embutimento também promove ganhos na resistência e que a inclinação da carga reduz significativamente a resistência do sistema. Além disso, nota-se que a partir da relação H/B igual a 5, no caso da fundação contínua, não há mais ganhos de resistência. Já para a fundação circular, esse valor reduz-se para 2,5.

A figura 2.29 mostra um experimento similar ao descrito anteriormente, só que para uma estratigrafia argilosa, sendo a camada superior rija e a camada inferior mole. Pode-se notar que, enquanto que no perfil de solo arenoso o ganho de resistência *versus* H/D é aparentemente exponencial, no caso argiloso essa relação torna-se linear. Além disso, a relação H/D a partir da qual não se observam mais ganhos de resistência diminuiu de 5 para 2 no caso de sapatas contínuas e de 2,5 para 1,25 no caso de sapatas circulares.

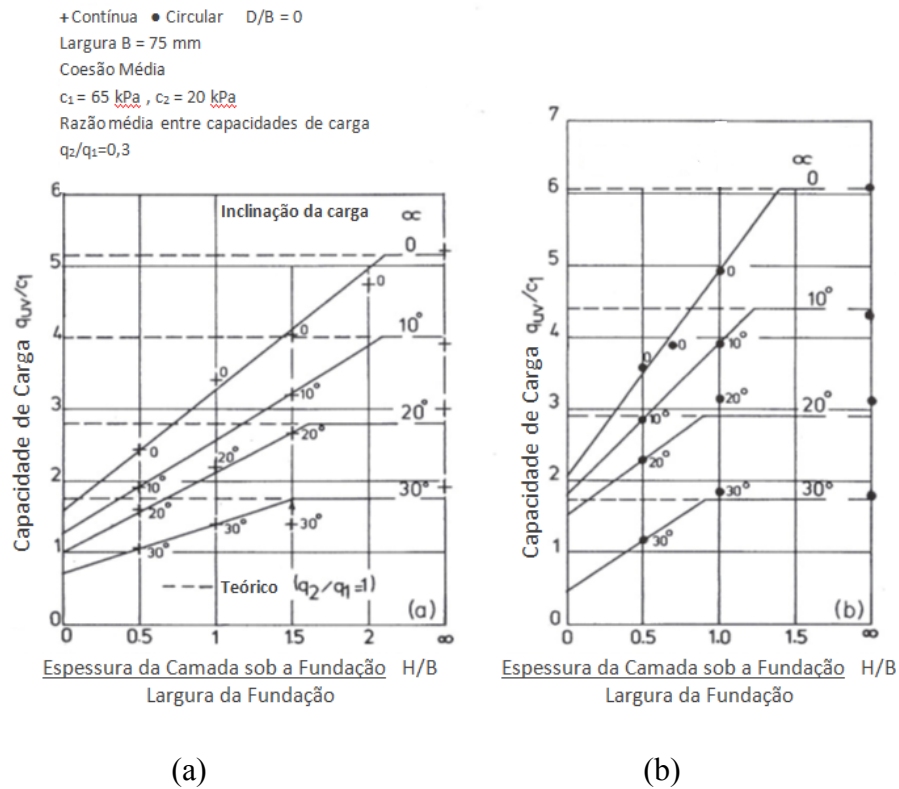


Figura 2.29: resultados de ensaios em modelos reduzidos de fundações contínuas e circulares em argila rija sobrejacente a argila mole (a) contínua (b) circular (adaptado de MEYERHOF e HANNA, 1978)

Para o caso de retângulos de qualquer forma apoiados em uma camada superior mais resistente (ϕ_1, c_1) sobrejacente à uma camada de menor resistência (ϕ_2, c_2), VESIC (1970), propõe a seguinte equação:

$$q_0 = \left[q_0'' + \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \right] e^{\left\{ 2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] K (\tan \phi_1) \frac{H}{B} \right\}} - \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \quad (\text{equação 2.31})$$

Onde:

$$K = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)}$$

q_0'' : capacidade de carga da mesma fundação apoiada no topo da segunda camada.

Caso a camada superior seja de areia ($c_1 = 0$) e $25^\circ \leq \phi_1 \leq 50^\circ$, a expressão reduz-se a:

$$q_0 = q_0'' e^{\left\{ 0,67 \left[1 + \frac{B}{L} \right] \frac{H}{B} \right\}} \quad (\text{equação 2.32})$$

Com o objetivo de avaliar os métodos de cálculo de fundações superficiais assentes sobre sistema de dupla camada disponíveis na literatura, KENNY e ANDRAWES (1997) conduziram ensaios em modelo reduzido de fundações contínuas apoiadas em uma areia densa sobrejacente a uma argila mole. Os autores verificaram que:

- a) Os métodos que consideram o espalhamento da carga, como as de TERZAGHI e PECK (1948) e JACOBSEN *et al.* (1977), superestimaram os valores de resistência em até 65%.
- b) Os valores do ângulo de inclinação da superfície de ruptura com a vertical (α) variam com a relação H/B , diferentemente do assumido por TERZAGHI e PECK (1948) (tabela 2.3).
- c) O método de HANNA e MEYERHOF (1980) superestimou a capacidade de carga entre 15% e 40% quando utilizada no cálculo a capacidade total de suporte da camada argilosa ($q_c = c_u N_c$). Quando considerou-se as recomendações de TERZAGHI (1943) para ruptura por punção, as capacidades de carga do sistema resultaram mais próximas das medidas experimentalmente.

Tabela 2.3: valores medidos de α para carga última KENNY e ANDRAWES (1997)

H/B	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
α (°)	5,7	6,3	14,0	16,2	20,8	18,8	19,8

α : inclinação da superfície de ruptura em relação a uma reta vertical passando pela borda da fundação.

2.2.2 Sistemas de Dupla Camada com Reforço em Solo-Cimento

Assim como verificado para o caso de solos naturais, estudos realizados em sistemas de dupla camada, sendo a superior constituída por solo-cimento compactado, tem demonstrado um aumento significativo da capacidade de carga e redução nos recalques de fundações superficiais.

SALES (1998) realizou provas de carga em placas circulares de 0,30m e 0,60m de diâmetro sobre camadas de solo melhorado com cimento (teor de 5%) com 0,15m, 0,30m e 0,60m de espessura. Os resultados mostraram que a carga de ruptura aumenta com o aumento da espessura da camada tratada, enquanto que a magnitude dos recalques associada às cargas máximas reduz significativamente.

O modo de ruptura observado foi o puncionamento, caracterizado pela formação de um volume tronco-cônico seccionado do restante da camada tratada. Observou-se a formação de superfícies de ruptura inclinadas ao longo da camada de solo melhorado com cimento que, segundo medições aproximadas efetuadas em campo, mediam 45°.

Conforme mostrado na figura 2.30, os resultados de SALES (1998), representados de forma adimensionalizada (tensão aplicada/tensão de ruptura do solo natural *versus* recalque medido/diâmetro da placa), demonstram a influência da espessura da camada de solo melhorado no comportamento de fundações superficiais submetidas a carregamento vertical. A representação adimensionalizada permite uma identificação imediata do percentual de aumento da capacidade de carga em relação ao solo natural.

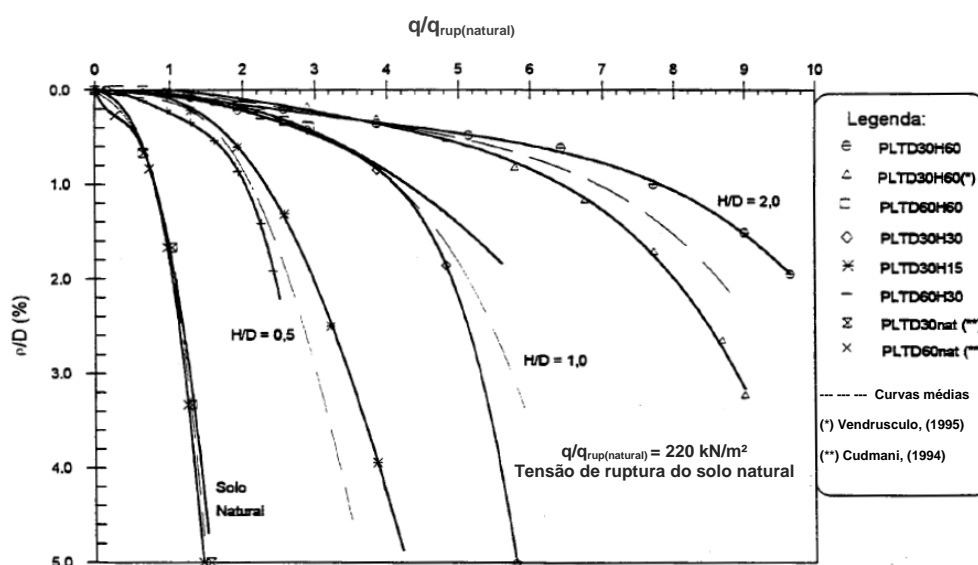


Figura 2.30: resultados de provas de carga em sapatas circulares assentes sobre solo reforçado com solo-cimento (adaptado de SALES, 1998)

CONSOLI *et al.* (2003) apresentam o resultado de um experimento sobre o comportamento de sapatas apoiadas sobre uma camada com 30 cm de espessura de areia

tratada com cimento, sobrejacente ao solo residual local, através de ensaios laboratoriais e ensaios de placa (Diâmetro = 30 cm). Os autores verificaram o comportamento da camada arenosa tratada com 7 % de cimento e também da mesma camada arenosa tratada com 7 % de cimento mais 0,5 % de fibras de polipropileno.

A figura 2.31 apresenta as curvas carga *versus* recalque dos três ensaios de placa realizados. Pode-se observar claramente o benefício do uso das camadas melhoradas sobrejacentes ao solo local, principalmente em relação ao ganho de capacidade de suporte e redução de recalques. No entanto, verifica-se que o comportamento da camada tratada com cimento foi acentuadamente rígido e frágil, com grande queda de resistência após a ruptura. A presença da camada tratada com cimento mais adição de fibras promoveu um aumento da capacidade de suporte semelhante ao provocado pela camada tratada somente com cimento, no entanto aqui, o comportamento foi mais dúctil. Esse tipo de comportamento é desejável, já que rupturas frágeis não apresentam sinais de aviso, podendo causar graves acidentes.

Observou-se também que, tanto para a camada tratada com cimento quanto para a camada tratada com cimento mais fibras, a ruptura do sistema ocorreu por puncionamento na camada superior tratada.

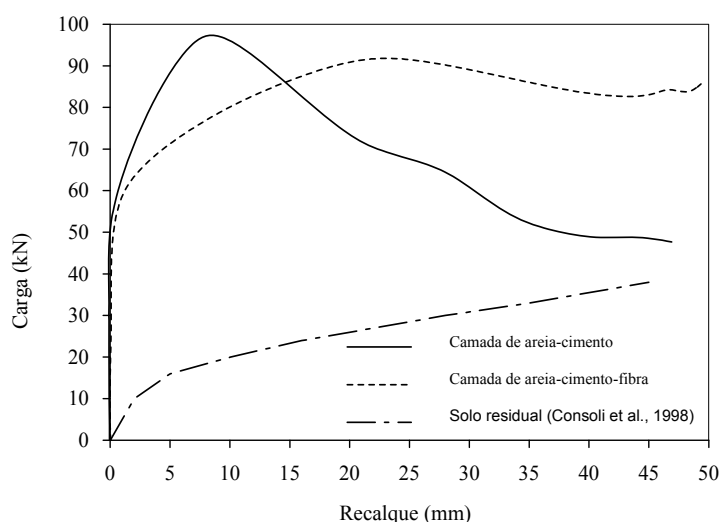


Figura 2.31 curvas carga *versus* recalque (adaptado de CONSOLI *et al.*, 2003)

Em CONSOLI *et al.* (2009a) é apresentada a interpretação de ensaios de placa (diâmetros de 0,30 m e 0,60 m) em sistemas de dupla camada constituídos por uma camada superficial artificialmente cimentada e compactada (espessuras de 0,15 m a 0,60 m) sobre um

solo residual compressível. Foi verificado o aumento da capacidade de carga e redução de recalques com o aumento da relação H/D . Os autores verificaram que a ruptura ocorreu sempre por puncionamento. A partir de aproximadamente 70% da carga de ruptura, observou-se o surgimento de fissuras concêntricas à placa teste. Quando a carga de ruptura era atingida, maiores recalques eram desenvolvidos, resultando na penetração da placa na camada tratada.

Escavações após os testes possibilitaram observar os mecanismos de ruptura (fig. 2.32). Para o teste com relação $H/D = 0,25$ foram observadas fissuras somente junto ao perímetro da fundação. Já para o ensaio com relação $H/D = 1$, observou-se a existência de fissuras também sob o centro placa no fundo da camada tratada, porém, não atingindo o topo desta. Resultados numéricos confirmaram as observações de campo, mostrando que a ruptura se inicia através de tensões de tração no fundo da camada tratada em posições que dependem da relação H/D .

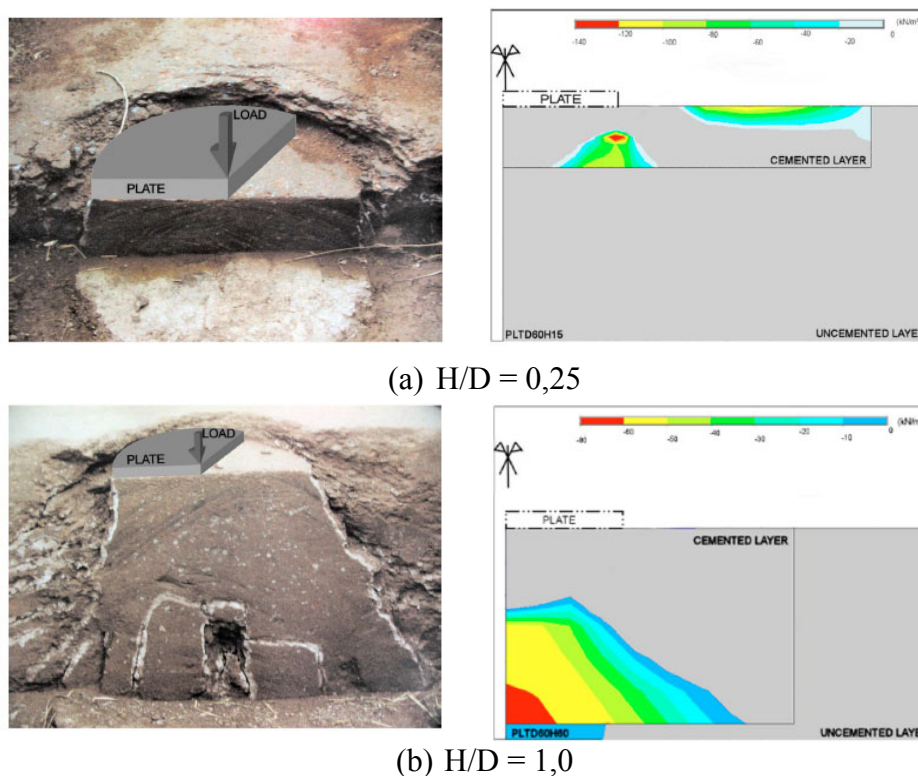


Figura 2.32: fotografias mostrando o mecanismo de ruptura em ensaios de placa em sistema de dupla camada e simulação numérica mostrando as tensões horizontais de tração (CONSOLI *et al.*, 2009a)

Foi visto anteriormente que se dispõem de métodos analíticos para o cálculo da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados.

Entretanto, para o caso da camada superior ser constituída por solo-cimento compactado, ainda não existe ainda um método consolidado na prática da engenharia.

SALES (1998) avaliou a aplicabilidade de modelos analíticos, desenvolvidos para fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos com características coesivo-friccionais, para o caso da camada superior ser constituída por solo-cimento compactado. Os métodos avaliados foram as de PUROSHOTHAMARAJ *et al.* (1974), VESIC (1975) e MEYERHOF e HANNA (1978). O autor verificou que o método proposto por MEYERHOF e HANNA (1978) foi o que melhor se aproximou dos resultados experimentais. Não somente os valores da tensão de ruptura são realistas, como também a tendência de comportamento q_{ult} versus H/D .

O método de VESIC (1975) apresentou bons resultados apenas para relações $H/D < 1$. Para relações $H/D > 1$, a capacidade de carga prevista foi muito superior à medida. A redução dos parâmetros geotécnicos proposta por TERZAGHI (1943) para levar em consideração a ruptura por punção conduz a melhores previsões dos valores experimentais. A tabela 2.4 apresenta um comparativo entre os métodos avaliados pelo autor.

Tabela 2.4: comparativo entre as cargas de ruptura prevista e medida (adaptado de SALES, 1998)

Teste	H/D	Relação q_{prev}/q_{exp}		
		Meyerhof e Hanna (1978)	Vesic (1975)	Puroshothamaraj <i>et al.</i> (1974)
PLTD30H60	2	0,68	2,50	0,63
PLTD30H30	1	0,92	0,98	0,73
PLTD30H15	0,5	1,19	0,67	1,05
PLTD60H60	1	0,83	1,06	0,73
PLTD60H30	0,5	1,77	1,18	1,70

THOMÉ *et al.* (2003), a partir de uma série de resultados de ensaios de placa sobre sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada, e simulações numéricas através do Método dos Elementos Finitos, apresentam um método semi-empírico de dimensionamento de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada de solo cimentado, a qual se encontra assente sobre uma camada de baixa resistência.

Para as simulações numéricas, foi utilizado um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager e lei de fluxo não-associada, tanto para o solo natural, quanto para o solo cimentado. Segundo os autores, este modelo não é o ideal para

representar o comportamento de materiais cimentados, devido à ruptura frágil que os mesmos apresentam. O ideal seria utilizar um modelo elasto-viscoplástico que levasse em consideração a não linearidade dos materiais e o comportamento de amolecimento após a plastificação. Entretanto a utilização de modelos mais complexos traz associada dificuldades de obtenção dos parâmetros necessários e de disponibilidade de softwares comerciais.

As simulações foram realizadas considerando uma tensão de ruptura correspondente ao um deslocamento de 2% do diâmetro da placa. Este valor foi estipulado baseado nos resultados das provas-de-carga e no trabalho de BERARDI e LANCELLOTA (1991), onde verificou-se, a partir do estudo de mais de 200 fundações superficiais, que o recalque máximo para carga de trabalho era da ordem de 1% da largura da fundação.

Os resultados das análises numéricas mostraram que, dos parâmetros dos materiais, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito da camada cimentada não influenciam significativamente o valor de capacidade de carga referente a 2% de recalque relativo (sendo o recalque relativo igual ao recalque observado dividido pelo diâmetro da placa). Segundo THOMÉ *et al.* (2003), os parâmetros dos materiais que mais influenciam a capacidade de carga em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, em ordem e importância são: coesão da camada cimentada, coesão, módulo de elasticidade e ângulo de atrito interno da camada não-cimentada.

Seguindo a estratégia de normalização dos resultados de testes de carga proposta por KENNY e ANDRAWES (1997), THOMÉ (2003) verificou que a ruptura em sistemas de dupla camada ocorre a diferentes níveis de recalque relativo para diferentes relações H/D , ou seja, quanto maior a relação H/D maior será o recalque relativo para ocorrer a ruptura (fig. 2.33a). Essa forma de normalização faz com que o valor unitário das abcissas seja atingida a diferentes valores de recalque relativo, resultando num afastamento entre as curvas nos valores próximos à unidade. Assim, o autor propõe que a carga última seja dividida pela carga a um determinado nível de recalque pré-estabelecido, de forma a obter um agrupamento das curvas, reduzindo a influência da variável H/D . A figura 2.33b mostra a proposta de normalização utilizando a carga correspondente a um recalque relativo de 2% ($D/50$).

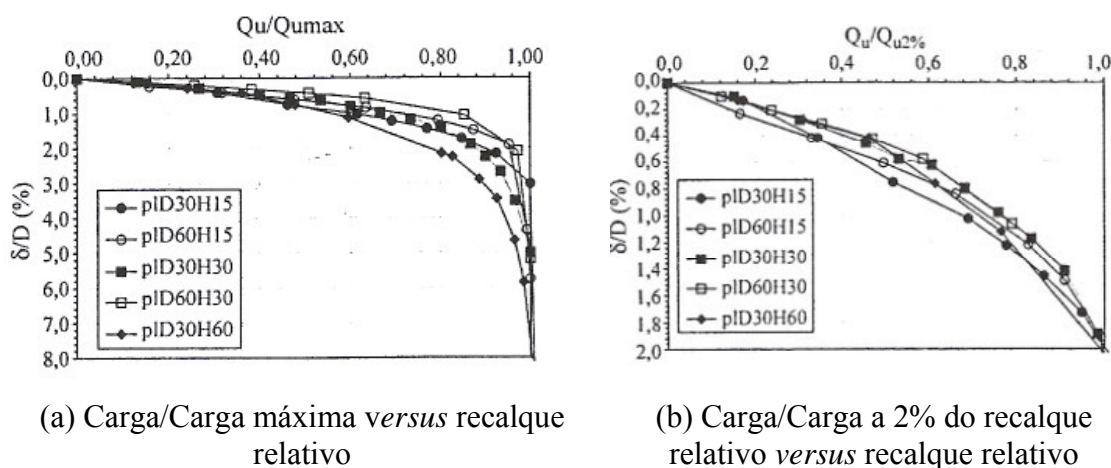


Figura 2.33: normalização de testes de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal (THOMÉ *et al.*, 2003)

Com base nos resultados obtidos, THOMÉ *et al.* (2003) propõe um método de cálculo semi-empírica através da qual é possível obter o valor da capacidade de carga a 2% de recalque relativo de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. As equações propostas são as seguintes:

$$\text{Para } H/D = 1,00: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,10 \cdot e^{0,3235F} \quad (\text{equação 2.33})$$

$$\text{Para } H/D = 0,50: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,31 \cdot e^{0,3365F} \quad (\text{equação 2.34})$$

$$\text{Para } H/D = 0,25: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,84 \cdot e^{0,3328F} \quad (\text{equação 2.35})$$

Onde:

$q_{u2\%}$: tensão de ruptura a 2% de recalque relativo.

$$F: \text{fator de parâmetros } F = \ln\left(\frac{c'_1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'_2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'_2} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right)$$

Pa : pressão atmosférica.

c'_1 : coesão da camada cimentada.

c'_2 : coesão do solo natural.

ϕ'_2 : ângulo de atrito do solo natural.

E_2 : módulo de elasticidade do solo natural.

A tabela 2.5 é apresenta a faixa de variação dos parâmetros para os quais o método é aplicável. Deve-se notar que o desenvolvimento do método considerou uma fundação circular rígida, com carregamento vertical centrado e módulos de elasticidade do solo e reforço constantes ao longo da profundidade. A largura da camada tratada foi considerada constante e igual a 3 vezes o diâmetro da fundação.

Quanto à necessidade de redução dos parâmetros de resistência comumente empregadas para cálculo da capacidade de carga nos casos onde há ruptura por puncionamento, THOMÉ *et al.* (2003), sugerem a utilização da redução dos parâmetros originais da camada cimentada em 2/3. De maneira contraditória, em THOMÉ *et al.* (2005), não é recomendada a redução dos parâmetros originais da camada superior cimentada. Em relação ao solo natural, não é feita nenhuma consideração específica.

Tabela 2.5: faixa de validade para aplicação da método proposto por THOMÉ *et al.* (2003)

MATERIAL CIMENTADO	MATERIAL NÃO-CIMENTADO
$0,19 \leq c'_1/\text{Pa} \leq 4,44$	$0,01 \leq c'_2/\text{Pa} \leq 0,50$
$0,70 \leq \text{tg}\phi'_1 \leq 1,19$	$0,26 \leq \text{tg}\phi'_2 \leq 0,70$
$2.961,0 \leq E_1/\text{Pa} \leq 14.810,0$	$98,0 \leq E_2/\text{Pa} \leq 988,0$

FARO e CONSOLI (2010) apresentam uma ampliação do método de THOMÉ *et al.* (2003), fornecendo equações para o caso de relações H/D variando de 0 a 4.

2.3 INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ATRAVÉS DE ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS

A utilização de modelos reduzidos para análise do comportamento de fundações superficiais tem sido uma prática na Geotecnia. Em ROBERTS (1961) é possível encontrar o relato de um grande número de pesquisas realizadas desde os anos 1930, com a utilização desta técnica de investigação. As formulações semi-empíricas utilizadas rotineiramente para cálculo de capacidade de carga de fundações baseiam-se, em grande parte, em resultados obtidos com testes em modelos reduzidos.

A utilização de modelos reduzidos permite a execução de ensaios em condições controladas, medição de cargas e deslocamentos com precisão e a observação em detalhe dos mecanismos de ruptura do solo. Por serem significativamente mais econômicos que testes em escala real, esta abordagem permite realizar um maior número de testes (estudos paramétricos), e obter uma maior confiabilidade nos resultados devido à possibilidade de repetição.

Entretanto, para que os resultados dos ensaios em modelos reduzidos possam ser extrapolados para a escala real, é necessário que as condições de similaridade entre modelo e protótipo sejam satisfeitas. Tais condições são estabelecidas através da metodologia da análise dimensional e da teoria da semelhança física.

A análise dimensional é uma metodologia para a simplificação de um problema físico empregando a homogeneidade dimensional para reduzir o número de variáveis de análise. A análise dimensional permite verificar a generalidade das equações que traduzem os fenômenos físicos, prever a forma das relações entre as grandezas que intervêm em um dado fenômeno físico e estabelecer condições de semelhança para concepção, construção, operação e interpretação de modelos físicos (MOTTA, 1972; CARNEIRO, 1996; WOOD, 2004).

O princípio da homogeneidade dimensional estabelece que toda equação que exprima uma lei física deve ser homogênea, relativamente a cada grandeza de base. As grandezas de base do Sistema Internacional de Unidades são: comprimento, massa, tempo, corrente elétrica, temperatura, intensidade luminosa e quantidade de substância. As demais grandezas, como por exemplo, a força e a velocidade, são chamadas derivadas e podem ser expressas através de combinação das unidades fundamentais.

Como consequência do princípio da homogeneidade, demonstra-se que uma equação na qual figurem n parâmetros pode ser reduzida a uma equação entre $(n - r)$ grupos adimensionais sendo r o número de unidades básicas que seria estritamente necessário para descrever o fenômeno. Esses grupos adimensionais são monômios, isto é, produtos de potência dos parâmetros originais e são denominados números Π . Este teorema é conhecido como teorema de Π ou de Vaschy-Buckingham. Para que haja semelhança física é necessário que os números Π apresentem o mesmo valor no modelo e protótipo. Para determinação dos números Π é de fundamental importância o entendimento da natureza do fenômeno estudado

e do comportamento esperado para que os detalhes do modelo e as regras de extrapolação possam ser corretamente estabelecidas (MOTTA, 1972; CARNEIRO, 1996).

Além disso, para seja possível extrapolar os valores obtidos no modelo para o protótipo, é necessário estabelecer os fatores de escala. O fator de escala é definido como a relação entre a magnitude de uma grandeza no modelo e protótipo. Em geral a escala é apresentada como fração, tendo a unidade como numerador. Por exemplo, uma escala linear de 1:10 significa que o modelo é dez vezes menor que o protótipo.

A partir da análise dimensional, é possível estabelecer os fatores de escala para as diversas grandezas pertinentes ao fenômeno em estudo. A tabela 2.6 apresenta os fatores de escala para extrapolação dos resultados de testes convencionais de laboratório (aceleração = $1g$) e em centrífuga (aceleração = ng), onde g corresponde à aceleração da gravidade.

Segundo WOOD (2004), um verdadeiro modelo é obtido quando todas as leis de similaridade são satisfeitas. Contudo, em modelos geotécnicos, na maioria das vezes isto não é possível. O importante nestes casos é conhecer as limitações dos modelos e manter a similaridade nas variáveis importantes que controlam o fenômeno estudado.

Tabela 2.6: fatores de escala (adaptado de WOOD, 2004)

Grandeza	1g (laboratório)	ng (centrífuga)
Comprimento	$1/n$	$1/n$
Densidade	1	1
Aceleração	1	n
Rigidez	$1/n^\alpha$	1
Tensão	$1/n$	1
Força	$1/n^3$	$1/n^2$
Deformação	$1/n^{1-\alpha}$	1
Deslocamento	$1/n^{2-\alpha}$	$1/n$
Viscosidade do fluido intersticial	1	1
Densidade do fluido intersticial	1	1
Permeabilidade	1	n

onde: n = dimensão do protótipo/dimensão modelo; α = expoente que depende da relação entre tensão e rigidez ($E \propto \sigma^\alpha$), sendo na ordem de 0,5 para areias e 1 para argilas.

Para o caso de uma fundação superficial contínua assente sobre uma camada plana de areia ($c = 0$), sujeita a um carregamento vertical e centrado, a equação geral da capacidade de carga se reduz a:

$$Q_u = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{equação 2.36})$$

Conforme os modelos existentes, o fator de capacidade de carga N_γ é apenas função do ângulo de atrito interno do solo. Entretanto, no caso de fundações superficiais assentes sobre areia, tem sido observado que N_γ diminui com o aumento da largura da fundação. Este fenômeno foi denominado por DE BEER (1963) de "efeito de escala".

A figura 2.34 mostra o efeito da dimensão (largura ou diâmetro) e da densidade do solo sobre o fator de capacidade de carga N_γ , obtido por CERATO e LUTENEGGER (2007) em modelos reduzidos de fundações superficiais assentes sobre areia, com dimensões variando entre 2,5 cm a 91 cm. Pode-se perceber que, a partir de aproximadamente 30 cm, o valor de N_γ tende a se estabilizar, porém, à medida que a largura diminui, cresce exponencialmente.

A consequência é que resultados obtidos em ensaios em modelos de dimensões muito reduzidas irão superestimar a capacidade de carga caso sejam diretamente extrapolados para o protótipo de dimensão real.

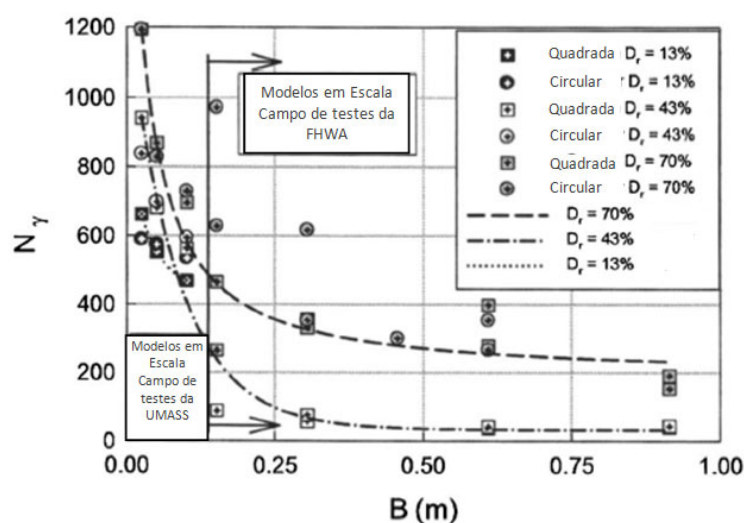


Figura 2.34: efeito de escala sobre o fator N_γ observado modelos reduzidos de fundações superficiais assentes sobre areia (adaptado de CERATO e LUTENEGGER, 2007)

De acordo com CERATO e LUTENEGGER (2007), os principais fatores que explicam o efeito de escala em fundações superficiais sobre solos arenosos são:

- a) Nível de tensões médias atuantes no solo sob a região de influência da fundação;
- b) Curvatura da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb;
- c) Estado inicial (índice de vazios *versus* tensão média) relativamente à linha de estado crítico do solo de base;
- d) Tamanho das partículas de solo em relação às dimensões do modelo;
- e) Mecanismo de ruptura progressiva.

Sabe-se que a zona de influência das tensões despertadas por uma fundação superficial é proporcional à sua menor dimensão (B), sendo da ordem de 2,5B a 3B para fundações quadradas e de 5,5B a 6,0B para fundações contínuas. Desta forma, quanto maior a largura da fundação, camadas mais profundas do maciço serão mobilizadas e, conseqüentemente, maior será o nível de tensões ($\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$).

A influência das tensões médias está relacionada com a curvatura da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb observada em solos granulares (LAMBE e WHITMAN, 1979; BOLTON, 1986). Em baixas tensões são observados ângulos de atrito mais elevados do que em altas tensões. Corroborando este aspecto, tem sido observado um efeito de escala mais pronunciado em areias densas do que em areias fofas, já que estas apresentam uma maior curvatura da envoltória de ruptura.

LOUKIDIS e SALGADO (2011) demonstram o efeito do nível de tensões no comportamento de fundações superficiais de diferentes larguras assentes no topo de uma camada homogênea de areia. Na figura 2.35 está plotada a carga normalizada ($N_\gamma = 2Q/(\pi\gamma B^3/4)$) *versus* recalque normalizado (w/B).

A figura mostra que a tensão de pico normalizada diminui com o aumento da largura da fundação. Outro aspecto importante é que a resposta de uma fundação com $B = 2$ m assente numa areia com $\gamma' = 10$ kN/m³ possui comportamento muito similar ao de uma fundação com $B = 1$ m porém, assente em um solo com $\gamma' = 20$ kN/m³. Isto indica que o efeito do nível de tensões pode ser quantificado através do fator $\gamma'B$. Conforme os autores, DE

BEER (1965) já havia utilizado o fator $\gamma' B/p_a$ (p_a = pressão atmosférica) para quantificar o efeito de escala.

Desta forma, se duas fundações com dimensões B_1 e B_2 apoiadas sobre uma camada homogênea de areia com pesos específicos γ'_1 e γ'_2 , possuem $\gamma'_1 B_1 = \gamma'_2 B_2$ então, as fundações apresentarão a mesma tensão média σ'_m e, portanto, o mesmo valor de N_γ .

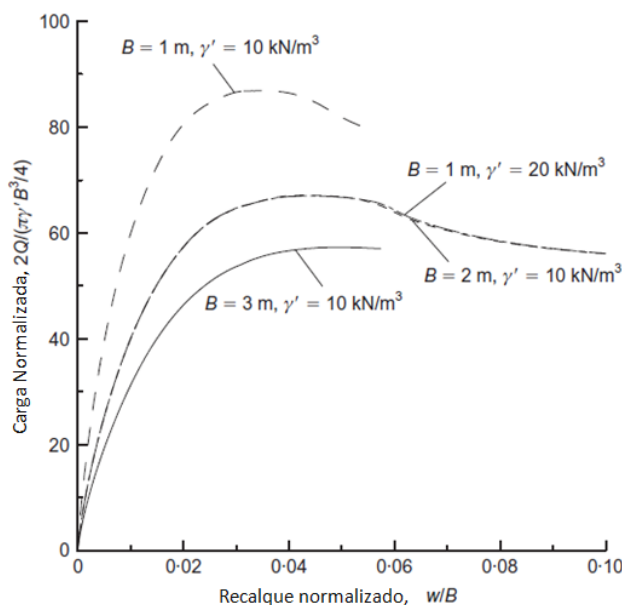


Figura 2.35: efeito de escala sobre o fator N_γ (adaptado de LOUKIDIS e SALGADO, 2011)

Para FELLENIUS e ALTAEE (1994), a diferença de comportamento entre sapatas de diferentes tamanhos pode ser explicada de maneira mais completa através conceito de estado crítico (estado no qual não se observa variação de volume com o aumento das deformações cisalhantes). Conforme os autores, o comportamento de uma fundação superficial seria governado pelo seu estado inicial relativamente à linha de estado crítico, representado pelo parâmetro de estado Ψ (fig. 2.36). Fundações de diferentes tamanhos assentes sobre uma mesma areia (igual índice de vazios) apresentarão comportamentos distintos pois estarão em posições diferentes relativamente à linha de estado crítico (linha 1 na fig. 2.36). Quanto maior a dimensão, maiores as tensões médias e, portanto, mais próximo da linha de estado crítico.

Portanto, para que o modelo represente adequadamente o comportamento do protótipo, os ensaios devem ser realizados de forma a manter o mesmo parâmetro Ψ , ou seja, os ensaios em modelos reduzidos devem sempre ser realizados em uma areia mais fofa de forma a manter a mesma distância da linha de estado crítico Ψ . Este fato impõe restrições ao uso de

modelos reduzidos uma vez que não é possível aumentar seu índice de vazios indefinidamente.

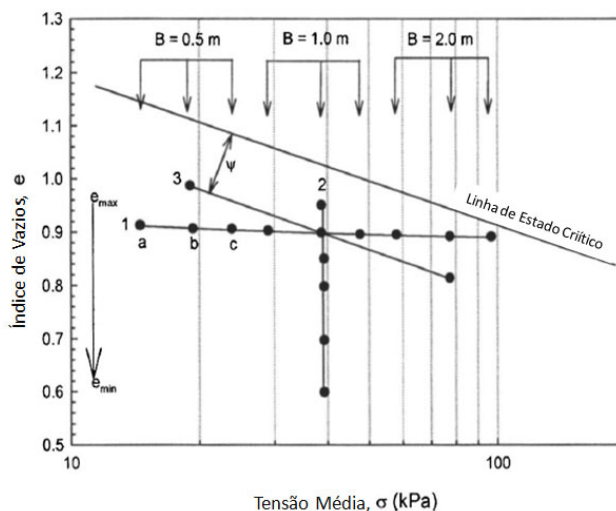


Figura 2.36: diagrama mostrando a posição relativa à linha de estado crítico de fundações de diferentes tamanhos (adaptado de FELLENIUS e ALTAEE, 1994 *apud* CERATO e LUTENEGGER, 2007)

Outro aspecto que deve ser considerado na análise de modelos reduzidos é a relação entre o tamanho característico do modelo e o diâmetro médio dos grãos de solo, normalmente expresso por B/D_{50} . Conforme TATSUOKA *et al.* (1991, 1997) e TEJCHMAN e HERLE (1999) citados por LOUKIDIS e SALGADO (2011), N_v aumenta com a redução da relação B/D_{50} .

De acordo com GARNIER *et al.* (2007), sua influência tem sido investigada por diversos pesquisadores, principalmente com a utilização de centrífugas. A partir destes estudos, recomendações têm sido apresentadas para a razão B/D_{50} a partir da qual os efeitos do tamanho das partículas podem ser considerados desprezíveis. GARNIER *et al.* (2007) recomendam para o estudo de fundações superficiais contínuas ou circulares $B/D_{50} > 35$.

O mecanismo de ruptura progressiva observado em fundações superficiais (em especial no caso de areias densas) também é um fator influente sobre o efeito de escala. A mobilização da resistência e as deformações ao longo da superfície de deslizamento sob uma fundação superficial não ocorrem um mesmo instante, mas sim, evoluem ponto a ponto com o aumento do carregamento.

Para que haja similaridade entre modelo e protótipo é necessário que a deformação em pontos correspondentes no modelo e protótipo sejam as mesmas. Porém, as deformações são resultado da variação da tensão relativamente à rigidez do material.

É sabido que existe uma relação entre a rigidez e o nível de tensões média atuantes. Conforme LAMBE e WHITMAN (1969), pode-se admitir que $E \propto \sigma^\alpha$, com α variando entre 0,4 e 1,0. O valor médio esperado em areias é de 0,5 porém, tende a se aproximar de 1,0 em areias fofas. Esse aspecto faz com que os fatores de escala para as tensões e as deformações sejam intrinsecamente diferentes (ver tabela 2.6). Para superar tais dificuldades, ensaios em centrífugas têm sido utilizados (WOOD, 2004).

Pelos motivos descritos, os resultados obtidos os ensaios em modelos reduzidos convencionais a 1g devem ser interpretados com cuidado, levando em consideração as limitações do modelo em cada caso. Como não é possível manter todas condições de semelhança não se podem extrapolar diretamente os resultados para o protótipo. Entretanto, conforme apontado por ROBERTS (1961) e WOOD (2004) ensaios em escala reduzida a 1g são ferramentas muito úteis para compreensão do fenômeno estudado, identificação de mecanismo de ruptura, principalmente quando analisados em conjunto com modelos analíticos e análises numéricas.

Além das questões relativas ao efeito de escala, também devem ser objeto de atenção a correta representação do fenômeno estudado quanto às condições de contorno aplicadas, ao tipo de deformação imposta, materiais e equipamentos utilizados.

A análise de fundações contínuas deve ser abordada através da premissa de estado plano de deformação. A condição de deformação plana ocorre em estruturas cuja dimensão em uma direção (z) é muito maior relativamente às dimensões nas outras duas direções (x , y) e o carregamento se dá de forma igual em todas as seções (x , y). Neste caso, pode-se assumir que a deformação na direção z é igual a zero e que as tensões tangenciais no plano perpendicular à direção (z) também são iguais à zero.

Para que a condição de deformação plana seja respeitada, as deformações das paredes laterais do tanque e o atrito entre o solo e as paredes devem ser iguais à zero. Uma vez que tais condições ideais não podem ser atingidas na prática, devem ser utilizados materiais que minimizem ao máximo o atrito, as paredes devem possuir rigidez suficiente e a largura do

tanque deve ser tal que a presença da fronteira fixa não influencie significativamente os resultados (KO e DAVIDSON, 1973).

HANNA (1981) verificou através de ensaios de cisalhamento direto, que o ângulo de atrito de contato entre uma areia densa e uma placa de vidro variou de $4,9^\circ$ a $7,8^\circ$ para tensões normais de 66 kPa e 22,5 kPa respectivamente. Como as tensões atuantes plano perpendicular ao eixo longitudinal da fundação (plano principal intermediário) variam nos sentidos vertical e horizontal, torna-se difícil estimar sua contribuição para a capacidade de carga última. Entretanto, se for assumido que as tensões no plano principal intermediário equivalem aproximadamente à média entre as tensões principais maiores e menores, então a influência do atrito nas paredes laterais será pequena e pode ser desconsiderada.

A tabela 2.7 apresenta algumas configurações de teste para fundações superficiais em condição de deformação plana, relatados na literatura.

Em geral, os modelos reduzidos de fundação são construídos em aço ou alumínio, com espessura suficiente para serem considerados elementos rígidos e com largura variando entre 5 cm e 15 cm.

Em relação às dimensões do tanque não há um padrão, porém, nota-se um cuidado para evitar a influência do fundo e das bordas laterais. Para isso costuma-se adotar profundidades maiores do que a prevista para o bulbo de tensões, que no caso de fundações contínuas chega a aproximadamente $6B$. Quanto à largura, deve-se levar em conta o mecanismo de ruptura esperado. No caso de areias densas, a largura deve ser maior que o alcance da cunha de ruptura, conforme prevista pela teoria da capacidade de carga (da ordem de $4,5B$ para $\phi = 35^\circ$). Já para areias fofas, onde a ruptura se dá por puncionamento, espera-se que o mecanismo esteja limitado ao entorno da fundação.

Tabela 2.7: exemplos de tanques de testes para fundações superficiais contínuas

Fonte	Tanque				Volume (m ³)	Fundação Modelo		Solo		Dimensões Relativas à Largura da Base (B)		
	Material das Paredes	Dimensões Internas				Material	B (m)	Tipo	Altura de Solo (hs) (m)	l/B	hs/B	Borda Livre
		l (m)	c (m)	h (m)								
Ko e Davidson (1973)	Vidro	0,10	1,54	0,48	0,08	Alumínio	0,076	Areia Densa	0,46	1,3	6,1	9,6
		0,10	1,54	0,48	0,08	Alumínio	0,150	Areia Densa	0,46	0,7	3,1	4,6
Hanna (1981)	Vidro	0,20	0,60	0,51	0,06	Alumínio	0,051	Areia/Argila	-	4,0	-	5,4
Spinelli (1999)	Vidro	0,31	1,13	0,80	0,28	aço	0,070	Areia Fofa	0,60	4,4	8,6	7,6
		0,31	1,13	0,80	0,28	aço	0,100	Areia Fofa	0,60	3,1	6,0	5,2
Kenny e Andrawes (1997)	Vidro	0,30	2,00	1,40	0,84	-	0,120	Areia/Argila	1,30	2,5	10,8	7,8
Moroglu, Uzuner e Sadoglu (2005)	Vidro	0,10	0,90	0,65	0,06	aço	0,100	Areia	0,55	1,0	5,5	4,0
Musso e Ferlisi (2008)	Plexiglass	0,28	0,90	0,47	0,12	aço	0,060	Areia Densa	-	4,5	-	7,0

Onde: $l \times c \times h$ (largura x comprimento x profundidade); B = largura do modelo; Borda livre = distância entre a borda da sapata e a parede do tanque = $(c - B)/(2)$

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido em três etapas. A primeira consistiu na caracterização física dos materiais utilizados. Na segunda etapa foi realizada a caracterização mecânica dos materiais através de ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral e ensaios triaxiais drenados. Na terceira etapa foram realizadas as provas de carga em modelo reduzido. A tabela 3.1 apresenta o quantitativo de ensaios para cada etapa.

Tabela 3.1: quantitativo de ensaios de caracterização física e mecânica

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº DE ENSAIOS
Caracterização Física dos Materiais	Solo Natural	Massa Específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	2
		Índice de Vazios Máximo	3
		Índice de Vazios Mínimo	3
	Cimento	Massa Específica Real dos Grãos	1
		Análise granulométrica	1
Resistência Mecânica dos Materiais	Solo Natural	Compressão Triaxial (drenado)	3
	Solo-Cimento Compactado	Compressão Simples	20
		Tração por Compressão Diametral	20
		Compressão Simples com Medida de Deformações	3
		Medida de Sucção Matricial	30
Provas de Carga em Modelos Reduzidos	Solo Natural	Prova de Carga	6
	Solo Reforçado	Prova de Carga	24

Nos itens 3.1 e 3.2 são descritos os materiais e métodos utilizados, justificativas para escolha dos mesmos, bem como, referenciadas as normas técnicas pertinentes. Para execução dos testes de carga foi necessária a construção de um equipamento específico, descrito em detalhes no item 3.2.6.

A figura 3.1 apresenta uma seção transversal esquemática da prova de carga em modelo reduzido de fundação, onde:

B: largura da fundação

H_r : espessura da camada de reforço

T_r : distância horizontal entre a borda da fundação e a borda da camada de reforço

B_r : largura total da camada de reforço igual a $B + 2T_r$

P: carga aplicada.

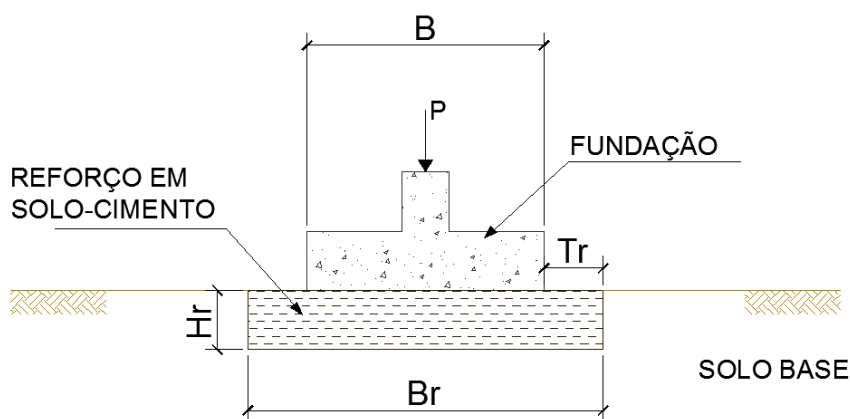


Figura 3.1: esquema da prova de carga em modelo reduzido

As variáveis investigadas nesta pesquisa são:

- Largura adicional da camada de reforço expressa pela relação T_r/H_r : 0,25; 0,50; 1,00 e 2,00.
- Espessura da camada de reforço expressa pela relação H_r/B : 0,25; 0,5; 1,0 e 1,5
- Resistência da camada de reforço expressa pelo fator vazios/cimento η/C_{iv} : 17; 26 e 40.

Os parâmetros fixos são:

- Largura da fundação: $B = 5$ cm.
- Tipo e densidade relativa do solo de base: areia ($D_r = 36\%$).
- Condição do solo: seca ao ar.
- Tempo de cura da camada de solo-cimento: 7 dias.

Na escolha da faixa de variação dos parâmetros de ensaio, foi considerado que a aplicação da técnica de reforço com camada de solo-cimento torna-se atrativa quando não são

necessários grandes volumes de escavação. Portanto, limitou-se a espessura da camada de reforço em $1,5B$.

A resistência da camada de reforço foi caracterizada através do fator vazios/cimento (η/C_{iv}). Os teores de cimento e porosidade foram escolhidos de forma a estar dentro dos limites usuais utilizados em melhoramento de solos.

O programa de provas de carga em modelo reduzido pode ser visualizado de forma esquemática no diagrama apresentado na figura 3.2. As combinações de geometria estabelecidas resultam em um total de 16 formas diferentes para as camadas de reforço. Adicionalmente, para o caso $H_r/B = 0,50$, será avaliado o efeito da resistência do solo-cimento, totalizando 24 provas de carga. Na tabela 3.2 são apresentadas as dimensões das camadas de reforço para cada prova de carga, denominadas F-1 a F-16.

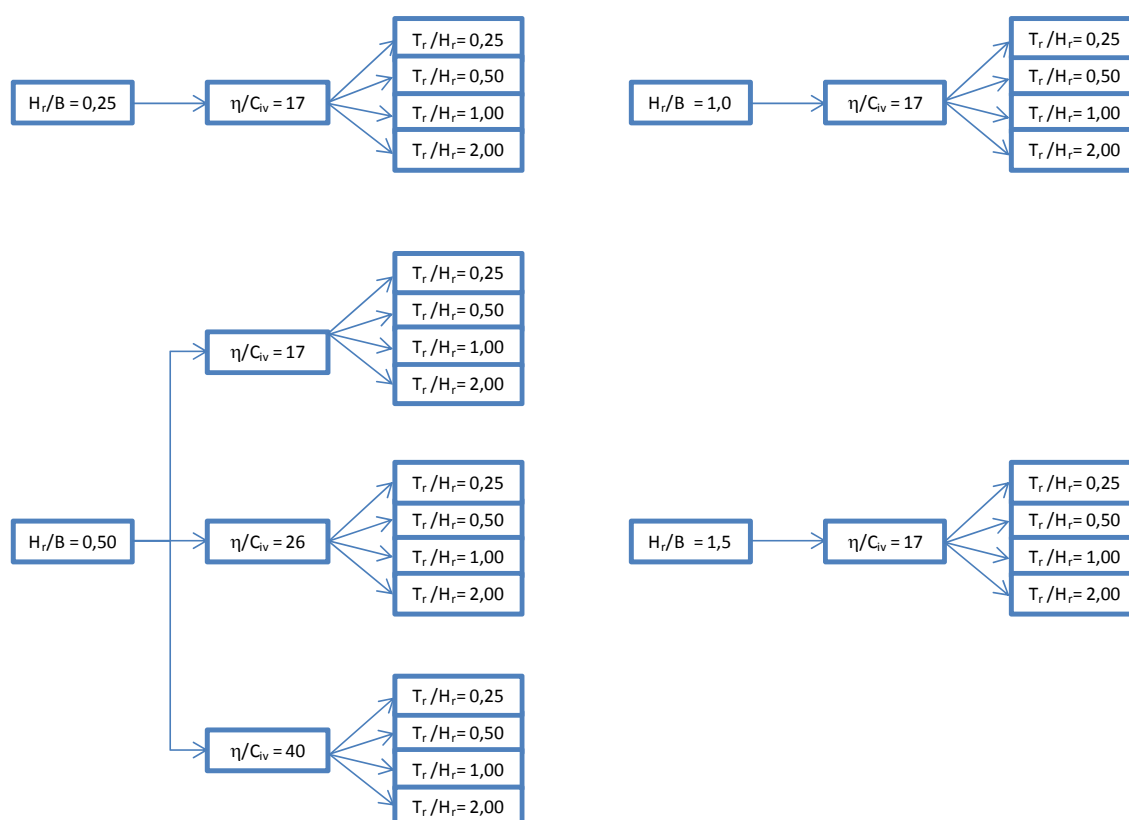


Figura 3.2: programa de provas de carga em modelo reduzido

Conforme visto no item 2.3 da revisão bibliográfica, em virtude das condições de similaridade, não é possível fazer uma extrapolação direta de provas de carga em modelos

reduzidos testados a 1g. Neste trabalho, os resultados serão utilizados para a compreensão do fenômeno, identificação dos modos de ruptura, identificação das variáveis mais importantes e como base para realização das análises numéricas.

Tabela 3.2: dimensões das camadas de reforço

N°	H _r /B	T _r /H _r	H _r (cm)	B _r (cm)	T _r (cm)
F-1	0,25	0,25	1,25	5,63	0,31
F-2		0,50		6,25	0,63
F-3		1,00		7,50	1,25
F-4		2,00		10,00	2,50
F-5	0,5	0,25	2,50	6,25	0,63
F-6		0,50		7,50	1,25
F-7		1,00		10,00	2,50
F-8		2,00		15,00	5,00
F-9	1,0	0,25	5,00	7,50	1,25
F-10		0,50		10,00	2,50
F-11		1,00		15,00	5,00
F-12		2,00		25,00	10,00
F-13	1,5	0,25	7,50	8,75	1,88
F-14		0,50		12,50	3,75
F-15		1,00		20,00	7,50
F-16		2,00		35,00	15,00

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solo

Sabe-se que os casos mais frequentes de baixa capacidade de suporte encontrados na prática estão associados a solos de natureza argilosa. Entretanto, o estudo aqui proposto exige que as propriedades do solo de base sejam as mais homogêneas e reprodutíveis possível, para que a influência das variáveis investigadas não seja mascarada por uma eventual diferença de características do solo de base. Além disso, a grande quantidade de prova de cargas previstas no programa experimental impunha a necessidade um material de fácil manuseio para moldagem. Por este motivo foi definida a utilização de um solo arenoso.

A areia escolhida é uma areia fina quartzosa uniforme, isenta de matéria orgânica, proveniente do município de Osório, no Rio Grande do Sul (fig. 3.3). Este solo tem sido utilizado em diversas pesquisas realizadas no Programa de Pós-Graduação em Engenharia

Civil (Geotecnia) da UFRGS, o que contribuiu para o conhecimento de suas propriedades físicas, químicas e do seu comportamento mecânico (DIAZ, 1998; MONTARDO 1999; SPINELLI, 1999; MARCON, 2005; FESTUGATO, 2008; CRUZ 2008; SANTOS, 2008), MEZZOMO, 2009; STRACKE, 2012).

A caracterização de amostras da areia de Osório é apresentada na tabela 3.3 e sua curva granulométrica é apresentada na figura 3.4.



Figura 3.3: aspecto da amostra da areia utilizada - areia de Osório/RS

Tabela 3.3: propriedades físicas da areia de Osório

PROPRIEDADES	VALORES
Densidade Real dos Grãos (G)	2,61
% Pedregulho ($d > 2$ mm)	0,0%
% de Areia Grossa ($0,6 < d < 2$ mm)	0,0%
% de Areia Média ($0,2 < d < 0,6$ mm)	52,0%
% de Areia fina ($0,06 < d < 0,2$ mm)	43,4%
% de Silte ($0,002 < d < 0,06$ mm)	3,5%
% de Argila ($d < 0,002$ mm)	1,1%
Diâmetro Efetivo (D_{10}) mm	0,11
Diâmetro (D_{30}) mm	0,16
Diâmetro (D_{50}) mm	0,21
Diâmetro (D_{60}) mm	0,23
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	2,13
Coefficiente de Curvatura (C_c)	1,04
Índice de Vazios Mínimo, (e_{\min})	0,54
Índice de Vazios Máximo, (e_{\max})	0,81

Obs: (1) faixas granulométricas conforme ABNT NBR 6502. (2) os parâmetros coeficiente de uniformidade (C_u) e coeficiente de curvatura (C_c), seguem as definições apresentadas por LAMBE & WHITMAN (1979).

De acordo com a ASTM D-2487-11, que adota o sistema unificado de classificação (UCS), a amostra se classifica como "areia fina uniforme".

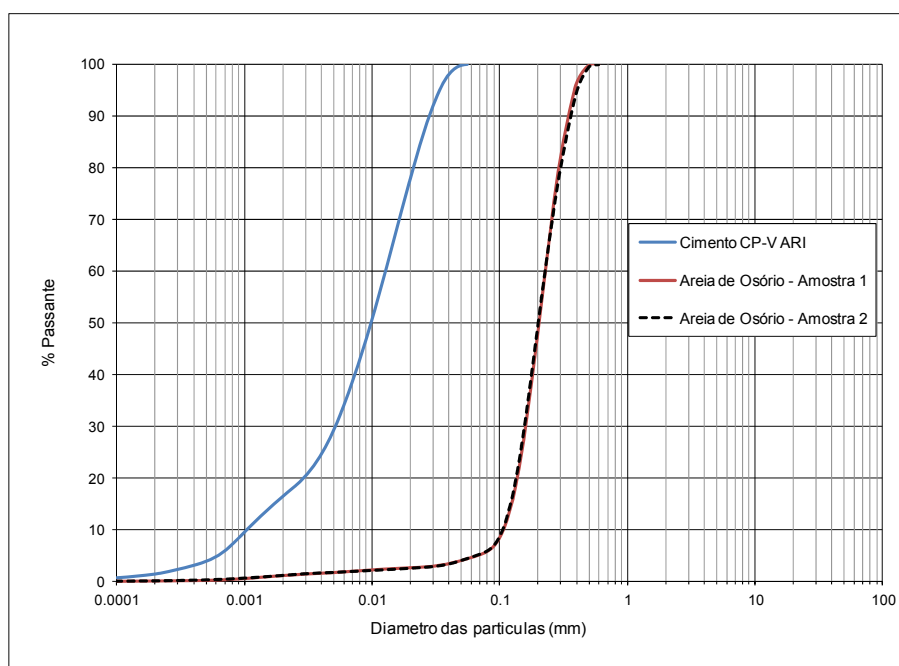


Figura 3.4: curvas granulométricas – areia de Osório e cimento CPV-ARI

Conforme visto no item 2.3, GARNIER *et al.* (2007) recomendam para estudos em modelos reduzidos de fundações superficiais que $B/D_{50} > 35$ para que os efeitos do tamanho das partículas podem ser considerados desprezíveis. Neste trabalho, o modelo reduzido possui largura $B = 50$ mm e, portanto, $B/D_{50} = 50/0,21 = 238$, bem acima do mínimo recomendado.

3.1.2 Cimento

O material cimentante utilizado foi cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Este material foi escolhido devido ao seu acelerado ganho de resistência, atingindo aos 7 dias de idade cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias, como ilustrado pela figura 3.5. Essa característica permite que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios compressivos e de modelo reduzido seja de 7 dias. Além disso, o avançado estágio de hidratação atingido nesta idade tende a gerar uma menor dispersão dos resultados.

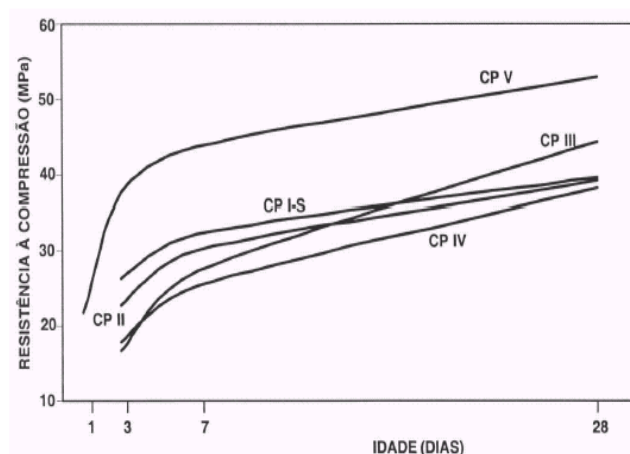


Figura 3.5: evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento (ABCP, 2002)

Sua curva granulométrica está apresentada na figura 3.4. A massa específica real dos grãos da amostra utilizada é 3,05.

3.1.3 Água

Para a moldagem dos corpos de prova e para os ensaios de caracterização foi utilizada água destilada.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 Coleta e Preparação de Amostras

A amostra de solo utilizada nesta pesquisa já estava disponível em estoque no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental da UFRGS (LEGG). Uma quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos, cerca de 400 kg, foi armazenada em tonéis plásticos adequadamente vedados. A quantidade foi estabelecida prevendo a reutilização da amostra no tanque de solos.

A preparação das amostras de solo para a moldagem dos corpos de prova e para as provas de carga, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, peneiramento e

determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457.

O cimento utilizado, adquirido em embalagem de 40 kg, foi armazenado em 2 recipientes de vidro, com volume de aproximadamente 4 litros cada, e adequadamente vedados para evitar sua hidratação prematura em função da umidade do ar.

3.2.2 Ensaios de Caracterização Física

Os ensaios de granulometria foram realizados com um equipamento que utiliza a difração de um feixe de laser passando através de uma amostra e uma câmera fotográfica para medição do tamanho das partículas (CILAS 1180 – Particle Size Analyser), com capacidade de detecção entre 0,00004 mm a 2,5 mm.

A determinação dos índices de vazios máximo e mínimo foi realizada seguindo a metodologia prescrita nas normas NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente.

Foram realizadas medições do teor de umidade para determinação da umidade higroscópica da amostra de solo e para verificação dos parâmetros de moldagem de todas as amostras utilizadas nos testes de caracterização e provas de carga. O procedimento de ensaio seguiu o descrito na norma NBR 6457.

Os ensaios de massa específica real dos grãos da amostra de cimento seguiu as recomendações da NBR NM 23/2001.

3.2.3 Ensaios de Resistência à Compressão Simples e Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de compressão simples seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025. Foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 30 tf e anel dinamométrico com capacidade de 1 tf e resolução de 0,5 kgf. Os ensaios foram realizados com velocidade de deformação constante de 1,14 mm/minuto (fig. 3.6).



Figura 3.6: ensaio de compressão simples

Os ensaios de compressão tração por compressão diametral seguiram os procedimentos gerais descritos pela NBR 7222. Os equipamento e procedimentos de execução são similares ao utilizados para o ensaio à compressão simples, a principal diferença está no posicionamento do corpo de prova, que deve ser disposto horizontalmente para aplicação da carga (fig. 3.7).

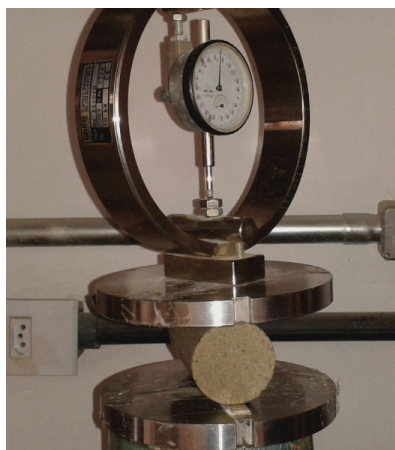


Figura 3.7: Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Para transformar a carga aplicada no valor da resistência à tração foi utilizada a seguinte equação:

$$q_t = \frac{2P}{\pi DH} \quad (\text{equação 3.1})$$

Onde:

q_t : resistência à tração

P: carga de ruptura medida

D: diâmetro do corpo de prova

H: altura do corpo de prova

O tempo de cura adotado foi de 7 dias para ambos os testes. Foram realizados ensaios com e sem imersão prévia da amostra por 24 horas antes da realização.

Para os ensaios com imersão, os corpos de prova, após serem curados por 6 dias, eram submersos em um tanque com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação.

Foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para identificar um eventual problema de moldagem ou cura, os corpos de prova foram moldados em duplicata.

A confecção dos corpos-de-prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento e água) com resolução de 0,01 g, o solo e o cimento eram misturados até que a mistura adquirisse uma coloração uniforme. Em seguida, era adicionada a água continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse obtida.

A quantidade de cimento necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo seco utilizada e a quantidade de água (teor de umidade) em relação à soma das massas de solo seco e de cimento. A quantidade total de mistura permitia a moldagem de um corpo-de-prova e uma sobra para determinação do teor de umidade.

Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-cimento necessária para confecção de um corpo-de-prova era dividida em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda de umidade, para posterior compactação.

Ao final deste processo, duas pequenas porções da mistura eram retiradas e colocadas em cápsulas para determinação do teor de umidade. A média dos dois teores de umidade medidos era adotada como sendo o teor de umidade de corpo-de-prova.

A amostra era, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde metálico tripartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e massa específica aparente seca, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova era imediatamente extraído do molde e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

Previamente à imersão ou ao ensaio compressivo os copos de prova eram medidos (diâmetro e altura) e pesados com resolução de 0,01 g e 0,1 mm respectivamente.

Com o objetivo de obter parâmetros de deformabilidade das amostras de solo-cimento, foram realizados três ensaios de compressão simples com medidas de deformação utilizando sensores de efeito Hall. Para isso foi utilizado o equipamento triaxial descrito no item 3.2.4. Os sensores foram colados diretamente no corpo de prova e os deslocamentos e carga monitoradas via sistema de aquisição de dados (fig. 3.8).

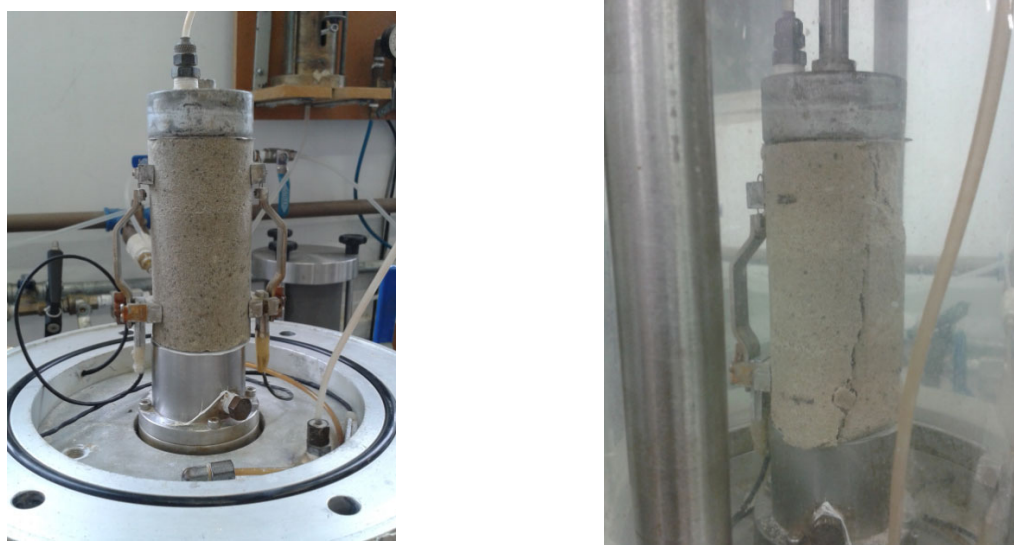


Figura 3.8: ensaio de compressão simples com medida de deformação axial

3.2.4 Ensaios de Resistência à Compressão Triaxial

Foram realizados ensaios de compressão triaxial tipo CID em corpos de prova de areia sem adição de cimento, em tensões confinantes de 20 kPa, 40 kPa, e 60 kPa para determinação de sua envoltória de ruptura. O índice de vazios adotado foi 0,72, correspondente a densidade relativa média de 36%, obtida no tanque de solos.

Os ensaios triaxiais foram realizados sob deformação controlada à uma taxa de 0,017 mm/minuto, em um equipamento tipo Bishop Wesley, que permite o monitoramento da poropressão no corpo de prova e da pressão confinante através de dois transdutores de pressão ASHCROFT (1000 kPa) acoplados à base da câmara triaxial. A medição do carregamento aplicado é feita através de uma célula de carga com capacidade de 1tf e resolução de 3 kgf, posicionada externamente à câmara triaxial.

As deformações são medidas por meio de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por dois sensores de efeito Hall que permitiam a medição das deformações iniciais com maior resolução (menor que $1\mu\text{m}$), e um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear, marca GEFAN, (resolução menor que $10\mu\text{m}$) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga. A variação volumétrica é obtida através de um medidor externo tipo Imperial College.

Foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Devido à baixa densidade relativa dos corpos de prova, alguns procedimentos especiais foram tomados para evitar perturbação da amostra durante o processo de moldagem e posicionamento do corpo de prova no equipamento triaxial.

Previamente a confecção da amostra, a membrana era posicionada internamente em molde metálico tripartido. Para que a membrana ficasse aderida às paredes do molde, era aplicado vácuo através de uma bomba na interface entre o molde e a membrana.

Em seguida, os materiais (solo e água) eram pesados com resolução de 0,01 g, o solo e a água eram misturados até que a mistura adquirisse uma coloração uniforme. Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo necessária para confecção de um corpo-de-prova era dividida em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda de umidade. A quantidade correspondente a cada camada era colocada no molde e compactada

até atingir uma marcação interna feita na própria membrana, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas.

Após a compactação das três camadas o vácuo era desligado, permitindo a aderência entre a membrana e a amostra. A amostra era então posicionada no pedestal do equipamento triaxial onde era aplicada uma pequena sucção. Neste momento, eram colocados os *o-rings*, o molde era retirado e eram ajustados os sensores de efeito Hall.

A execução propriamente dita dos ensaios triaxiais seguiu os procedimentos gerais descritos pela norma britânica BS 1377 e consistia de quatro etapas principais: percolação, saturação, adensamento e cisalhamento.

A percolação era feita através da passagem de água destilada no sentido da base para o topo do corpo-de-prova sob uma pressão de 14 kPa na base e 0 kPa (pressão atmosférica) no topo. Durante esta fase, era mantida uma tensão confinante de 34 kPa para evitar a passagem de água entre a membrana de látex e o corpo-de-prova. Era percolado um volume correspondente a cerca de três vezes o volume de vazios do corpo de prova.

Após a percolação, iniciava-se a saturação com aplicação de incrementos de pressão de 50 kPa tanto na contrapressão quanto na pressão confinante até esta atingir cerca de 430 kPa, porém mantendo a diferença inicial de 20 kPa (tensão efetiva). O monitoramento da saturação foi feito através do parâmetro de poro-pressão B de Skempton nos últimos 4 estágios, onde foram obtidos valores acima de 0,95.

Concluída a saturação, aplicava-se a tensão efetiva de ensaio permitindo o adensamento da amostra e em seguida procedia-se ao cisalhamento.

Para cálculo das tensões aplicadas, foram feitas as correções de área propostas por GERMAINE e LADD (1988). A partir da observação do tipo de ruptura e do formato final dos corpos-de-prova, considerou-se que as amostras sofriam uma deformação do tipo parabólica (fig. 3.9).

Não foram aplicadas correções nas tensões em função da resistência imposta pela membrana de látex por ser considerada de difícil avaliação e de pequena magnitude.

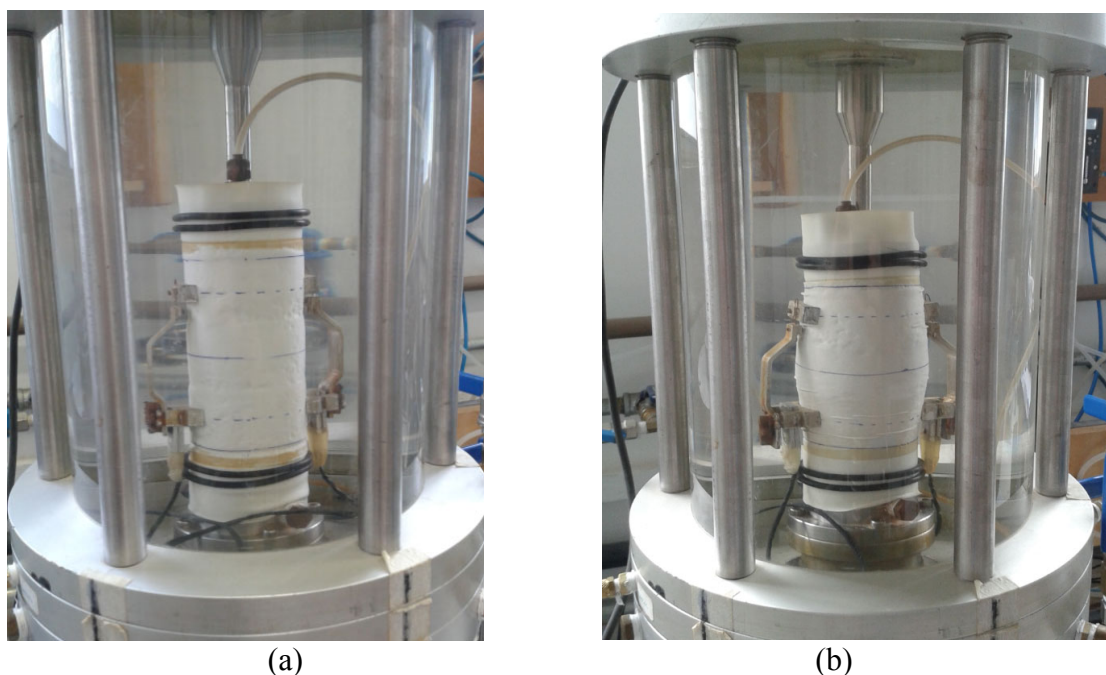


Figura 3.9: corpo de prova submetido ao ensaio triaxial (a) antes do cisalhamento (b) após cisalhamento

3.2.5 Medidas de Sucção Matricial

A medição da sucção matricial, ou seja, a proveniente das forças capilares, foi realizada em amostras cimentadas submetidas ao ensaio de compressão simples. O objetivo foi verificar uma eventual influência desta variável nos resultados.

A técnica utilizada para medição da sucção matricial foi a técnica do papel filtro. O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso, com deficiência de umidade, é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração) pode-se obter a sucção do solo a partir da curva de calibração (MARINHO, 1995).

O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42. Sua umidade inicial, no estado seco ao ar, é de aproximadamente 6%, isto permite medições de sucção de zero a 29 MPa. As equações de calibração do papel filtro Whatman N° 42 utilizadas são as apresentadas por CHANDLER *et al.* (1992) e recomendadas por MARINHO (1995):

- Para umidades do papel filtro (w) > 47 %, Sucção (kPa) = $10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$
- Para umidades do papel filtro (w) ≤ 47 %, Sucção (kPa) = $10^{(4,84 - 0,0622 w)}$

Os procedimentos adotados para medição da sucção matricial seguirão o descrito por FEUERHARMEL (2003). Esta técnica foi escolhida por ser uma técnica simples e de baixo custo. Ela fornece resultados plenamente satisfatórios desde que se tenha extremo cuidado nos procedimentos utilizados.

3.2.6 Testes de Carga em Modelo Reduzido

3.2.6.1 Projeto e Construção de Equipamento para Testes de Carga em Modelo Reduzido

Para a execução das provas de carga em modelo reduzido, foi necessário o projeto e construção de um equipamento específico para esta finalidade. O equipamento é composto por uma estrutura metálica de suporte e reação, tanque de solos, reservatório de água, um sistema para aplicação de carga e medição de deslocamentos e um sistema de aquisição de dados (fig. 3.10). Nos anexos A a F podem ser vistos os projetos detalhados da estrutura metálica, do tanque de testes, acessórios e instrumentação.

A estrutura metálica de suporte e reação foi projetada de forma a possuir rigidez suficiente para a execução de ensaios com até 1000 kgf de reação vertical. A base possui amortecedores tipo "Vibra-Stop" para nivelamento e minimizar influência de outras atividades no laboratório que por ventura provocassem vibrações no piso (fig. 3.11).

O sistema de aplicação de carga consiste de um atuador elétrico linear com capacidade de aplicação de 1000 kgf. O atuador conta com um motor servo controlado para aplicação de carga à velocidade constante estabelecida em 0,1 mm/min. Esta velocidade foi definida a partir de ensaios preliminares que serão apresentados no item 4.2.1. Os detalhes do atuador podem ser vistos no anexo F. A carga é aplicada no centro do modelo reduzido através de um pino com contato rotulado de forma a permitir a livre rotação do modelo e evitar a

transmissão de esforços transversais para a célula de carga. A célula de carga possui capacidade de 1000 kgf e resolução de 0,5 kgf.

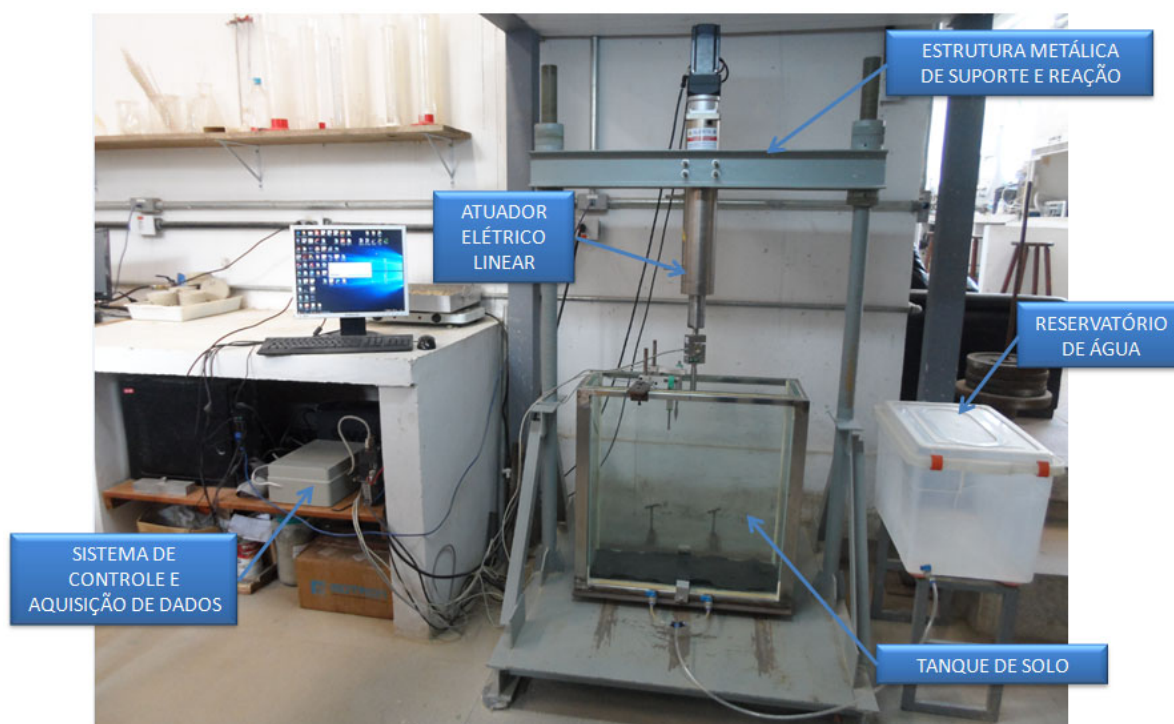


Figura 3.10: visão geral do equipamento para prova de carga em modelos reduzidos



Figura 3.11: dispositivo para nivelamento e redução de vibração

O modelo reduzido de fundação contínua (fig. 3.12) foi confeccionado em alumínio com 5 cm de largura (B), 20 cm de comprimento e 3 cm de espessura, de forma a se obter um elemento rígido conforme as prescrições de HETENYI (1946) (deformação máxima de 0,08 mm para carga vertical centrada de 1000 kgf). Para simular a rugosidade da base, foi colada sob o modelo uma lixa de granulometria média (Nº 100).

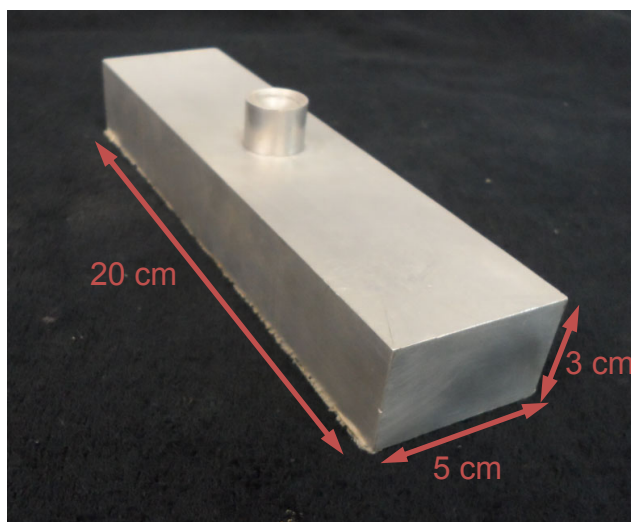


Figura 3.12: modelo reduzido de fundação contínua

O sistema de medição de deslocamento é composto dois transdutores de deslocamento linear (LVDT) de 50 mm de curso total com resolução de (0,01mm), fixados na estrutura do tanque através de um suporte ajustável (fig. 3.13). As aquisições de dados, bem como o controle de atuador, foram feitos através de uma placa microprocessada modelo PCI DAS 1602/16 (que possui dezesseis canais analógicos de entrada e duas saídas analógicas para controle) e rotina desenvolvida em LabView no LEGG/UFRGS pelos alunos Sérgio Marques e Jorge H. F. Galvez. O esquema de ligação do sistema de aquisição de dados está apresentado no anexo E.

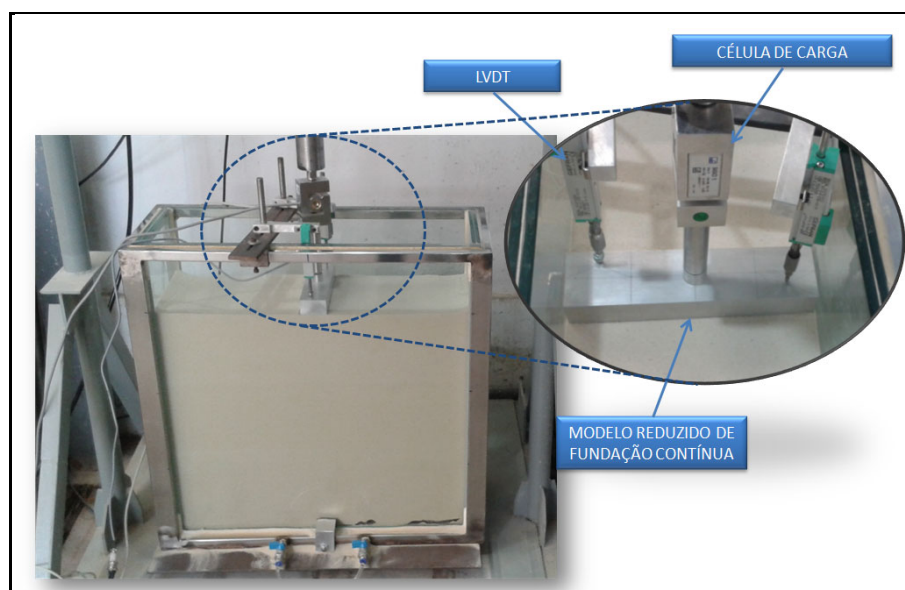


Figura 3.13: instrumentação da prova de carga em modelo reduzido

O tanque de solos foi projetado para execução de ensaios em condições de deformação plana. Assim, buscou-se desenvolver uma estrutura com paredes rígidas e baixo atrito. Para isto foi escolhido um vidro temperado e laminado com 18 mm de espessura. Para conferir rigidez ao tanque, emoldurando o vidro, foi construída uma estrutura tubular em aço inox.

Para a realização de ensaios inundados, o tanque de solos possui um fundo falso conectado a um reservatório de água que permite um fluxo ascendente de água. A água entra no tanque na parte inferior e passa por uma placa perfurada (fig. 3.14). Um geotêxtil foi colocado sobre a placa perfurada para evitar a passagem do solo pelos furos da chapa.

Para facilitar o manuseio e centralização do tanque sob o pistão, foi construída uma base móvel com rolamentos sob o tanque.

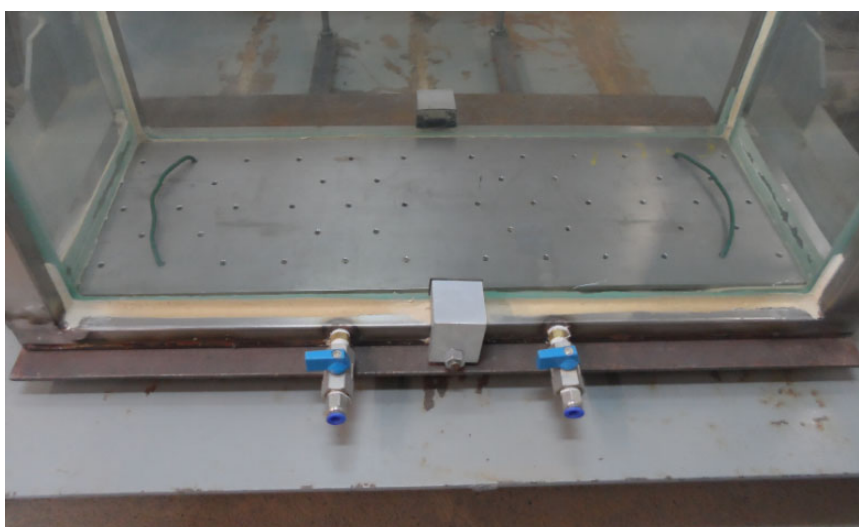


Figura 3.14: chapa perfurada para a entrada de água em ensaios inundados

Buscando minimizar a influência das bordas e levando em consideração o apresentado no item 2.3, foram fixadas as seguintes dimensões internas para o tanque de solos (relativas à base do modelo reduzido $B = 5$ cm):

- Profundidade = $12B$ (60 cm)
- Comprimento = $12B$ (60 cm)
- Largura = $4B$ (20 cm)

Como o tipo de ruptura observada em sistemas de dupla-camada, sendo a superior mais resistente é o puncionamento, espera-se que a mobilização lateral do solo se dê apenas

nas proximidades das bordas da fundação. Portanto, a extensão lateral livre de $5,5B$ é suficiente para minimizar a influência das bordas do tanque.

A profundidade igual a $12B$ foi definida de forma a acomodar uma camada de solo base igual a 50 cm ($10B$) mais a espessura da camada de reforço. Admite-se que 50 cm sejam suficientes para minimizar a influência da fronteira inferior, uma vez que nesta profundidade, as tensões de uma fundação contínua apoiada sobre um meio elástico serão de aproximadamente 6% da aplicada ao nível da base.

3.2.6.2 Enchimento do Tanque de Solos

Para enchimento do tanque de solos foi utilizada a técnica da pluviação ao ar, que consiste em verter areia seca através de uma abertura, a uma determinada altura, para obtenção de uma amostra homogênea em termos de densidade relativa. Esta técnica tem sido utilizada quando se necessita homogeneidade e repetibilidade em amostras de solos arenosos (OLIVEIRA FILHO, 1987). Este método foi utilizado por GARCIA (1998) com a areia de Osório para ensaios em modelos reduzidos e apresentou bons resultados.

Vários fatores influenciam a densidade relativa obtida pelo processo de pluviação. Segundo OLIVEIRA FILHO (1987), os principais fatores são o diâmetro da abertura que regula a vazão de areia e a altura de queda, sendo o primeiro mais importante. Quanto maior o diâmetro da abertura e menor a altura de queda, menor será densidade relativa obtida. Outro aspecto importante a ser considerado nesta técnica diz respeito ao movimento do ar no interior do tanque enquanto este é preenchido pela areia. Dependendo da velocidade em que o tanque é preenchido e o ar expulso, podem ser criados vórtices internos que perturbam a deposição da areia (GERMAINE e GERMAINE, 2009).

Para definir o diâmetro da abertura e a altura de queda necessária para obter a densidade relativa de 35% requerida foram, inicialmente, realizados alguns testes em menor escala utilizando uma pequena caixa de vidro, um funil e peneiras com diversas aberturas. Nestes ensaios preliminares verificou-se que diâmetro do furo e a altura de queda deveriam ser de aproximadamente 2 cm e 80 cm respectivamente. Além disso, deveria ser colocada uma malha de aço com abertura de 2,0 a 4,0 mm a cerca de 60 cm de altura do fundo do tanque para melhorar a dispersão do solo na queda.

Com esses parâmetros aproximados, foi construída uma estrutura de madeira contendo na parte superior um reservatório retangular para areia (fig. 3.15). A base deste reservatório era perfurada com uma malha de furos com 1,9 cm de diâmetro. Sob o fundo do reservatório havia uma placa deslizante que permitia a queda livre das partículas através dos furos. Os detalhes da estrutura de enchimento constam no anexo C. A cerca de 2 cm do topo do tanque de testes foi posicionada uma peneira com malha de 2,6 mm de abertura.

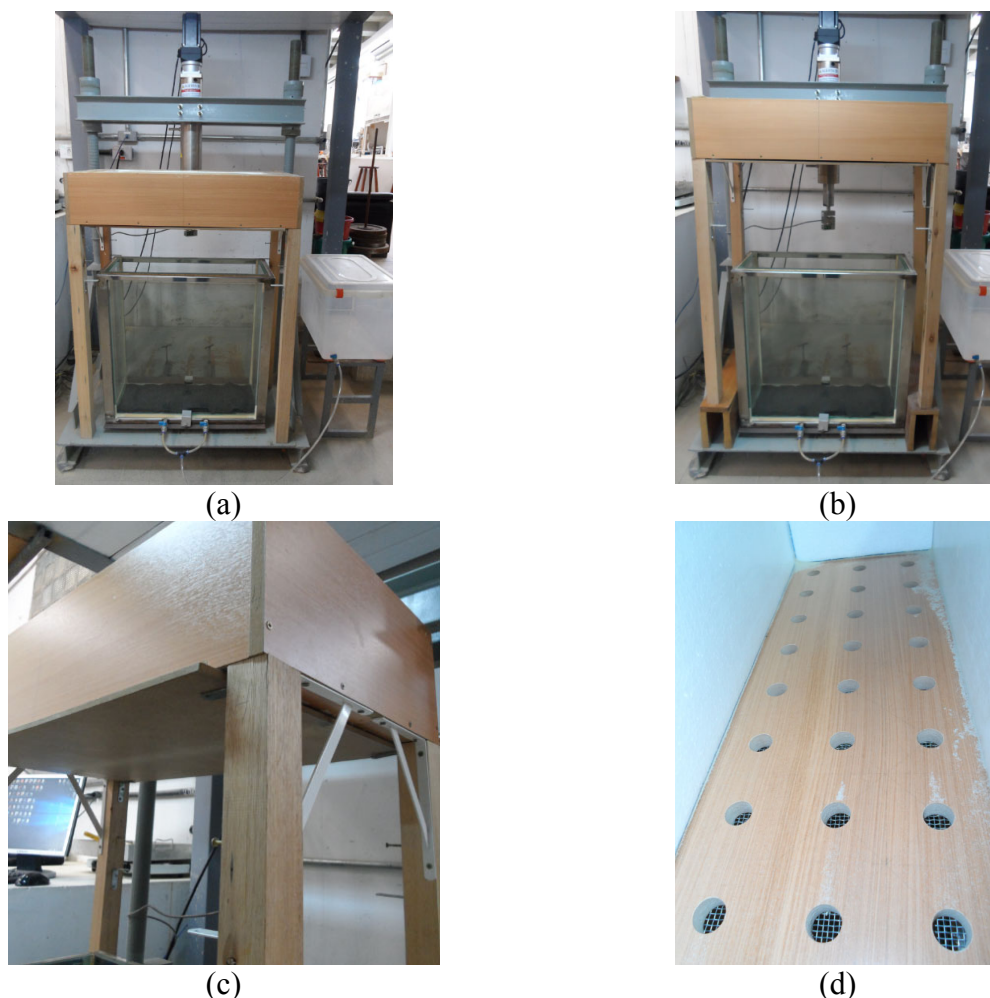


Figura 3.15: estrutura para pluviação da areia (a) montagem para pluviação da primeira camada (b) montagem para pluviação da segunda e terceira camadas (c) vista da placa de fundo removível (d) detalhe da furação e tela.

Nos primeiros testes com o dispositivo verificou-se uma elevada dispersão nos valores de densidade relativa ($20\% < D_r < 50\%$) e que a superfície resultante do enchimento não resultava plana, com maior acúmulo de areia na parte central do tanque. Através de vídeos do enchimento, foi observada a formação de vórtices de ar no interior do tanque que perturbavam

a homogeneidade da amostra. A presença da peneira próxima a abertura do tanque restringia o fluxo de ar, propiciando a geração dos vórtices.

Após uma série de testes modificando o posicionamento da peneira, obteve-se a densidade relativa requerida com boa homogeneidade e repetibilidade quando a peneira foi colocada junto à face inferior do reservatório (fig. 3.15d).

Para a pluviação, a estrutura era posicionada centralizadamente com o tanque. Após o enchimento com areia, a placa inferior era retirada rapidamente permitindo a queda livre das partículas (fig. 3.16).



Figura 3.16: pluviação da areia

O enchimento do tanque de solos era realizado em 3 camadas com altura de 16,7 cm cada. Após a pluviação de cada camada, era feito o nivelamento da superfície através da raspagem de uma de aproximadamente 1 cm do topo da amostra com um dispositivo construído para este fim (fig. 3.17).

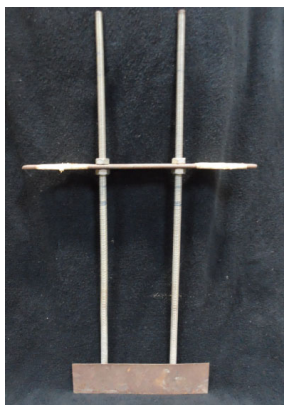


Figura 3.17: raspador para nivelamento da areia

Para a segunda camada, o pluviador era elevado com o auxílio de pedestais com 17 cm de altura posicionados sob seus pés de forma a manter a mesma altura de queda das partículas (fig. 3.15b). Já para a terceira camada, observou-se que não era necessário a elevação do pluviador para a obtenção da mesma densidade relativa. Aparentemente, devido a última camada estar na parte superior do tanque de solos, a saída do ar durante a pluviação era facilitada, gerando uma menor turbulência do ar, o que compensava a redução altura de queda.

A aferição da densidade relativa foi feita utilizando-se cápsulas de alumínio com 75 mm de diâmetro e 55 mm de altura na base de cada uma das três camada (fig. 3.18). O volume de cada cápsula foi calculado a partir de suas dimensões medidas com um paquímetro.



Figura 3.18: aferição da densidade relativa no tanque de solos após a pluviação

A tabela 3.4 apresenta o resultado de três medições. Pode-se verificar na tabela 3.3 que a densidade relativa média foi de 35,6% com coeficiente de variação de 18%.

Com base nos resultados das provas de carga em solo sem reforço realizados subsequentemente (ver item 4.2.1), o processo de enchimento do tanque de solos foi considerada satisfatório em relação à reprodutibilidade da amostra.

Tabela 3.4: densidades relativas obtidas no tanque de solos

Teste N°	Camada	Altura de Queda (cm)	N° Cápsula	γ_a (g/cm ³)	e	D _r (%)	Valores Médios por Camada			Coef. de Variação (%) por Camada		
							γ_a (g/cm ³)	e	D _r (%)	γ_a (g/cm ³)	e	D _r (%)
1	1	82	1	1,52	0,72	35%	1,52	0,72	35%	1%	3%	19%
			2	1,51	0,73	30%						
			3	1,51	0,73	32%						
			4	1,54	0,69	45%						
	2	82	5	1,52	0,71	36%	1,54	0,70	41%	1%	2%	11%
			6	1,55	0,68	48%						
			7	1,54	0,70	42%						
			8	1,53	0,71	39%						
	3	68	9	1,52	0,72	34%	1,52	0,72	35%	0%	0%	4%
			10	1,52	0,72	34%						
			11	1,52	0,71	36%						
			12	1,52	0,72	35%						
2	1	82	1	1,51	0,73	31%	1,51	0,73	29%	0%	1%	10%
			2	1,51	0,73	30%						
			3	1,50	0,74	25%						
			4	1,51	0,73	31%						
	2	82	5	1,53	0,71	38%	1,51	0,72	33%	1%	2%	14%
			6	1,52	0,72	35%						
			7	1,50	0,74	27%						
			8	1,51	0,73	31%						
	3	68	9	1,52	0,72	36%	1,52	0,71	37%	1%	3%	21%
			10	1,54	0,70	42%						
			11	1,54	0,70	43%						
			12	1,50	0,74	26%						
3	1	82	1	1,51	0,72	33%	1,52	0,71	36%	1%	3%	19%
			2	1,52	0,72	34%						
			3	1,55	0,69	46%						
			4	1,51	0,73	31%						
	2	82	5	1,56	0,68	49%	1,53	0,70	41%	1%	3%	21%
			6	1,53	0,71	37%						
			7	1,55	0,69	45%						
			8	1,51	0,73	31%						
	3	68	9	1,52	0,71	36%	1,52	0,72	34%	1%	3%	27%
			10	1,49	0,75	22%						
			11	1,54	0,69	43%						
			12	1,51	0,72	33%						
Média Geral				1,521	0,716	35,6%						
Coef. de Variação Geral (%)				1%	3%	18%						

3.2.6.3 Moldagem da Camada de Reforço em Solo-Cimento

Para não haver perturbação da areia de base que está no estado fofo, as camadas de reforço em solo-cimento foram moldadas externamente à câmara em formas de madeira (fig. 3.19).



Figura 3.19: formas de madeira para moldagem da camada de reforço

A moldagem seguia basicamente os mesmos procedimentos utilizados na moldagem dos corpos de prova utilizados para os ensaios de compressão simples, diferindo apenas na forma de compactação.

Após a mistura dos materiais, a amostra era compactada manualmente em camadas de no máximo 25 mm de espessura na forma devidamente lubrificada, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e massa específica aparente seca, tomando-se o cuidado de escarificar os topos acabados para aumentar a integração entre as camadas superpostas. Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova era imediatamente acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

Após a cura de 7 dias, os corpos de prova eram desmoldados e seu peso medido. A figura 3.20 mostra o aspecto de uma camada de reforço logo após a desmoldagem.

Como a camada superior de solo-cimento, no teor de umidade de moldagem ($w = 10\%$), encontram-se na condição não-saturada, um determinado nível de sucção estará presente. Tendo em vista este aspecto, foram moldados corpos de prova para ensaios de

compressão simples e tração por compressão diametral com e sem a realização da imersão prévia ao ensaio.

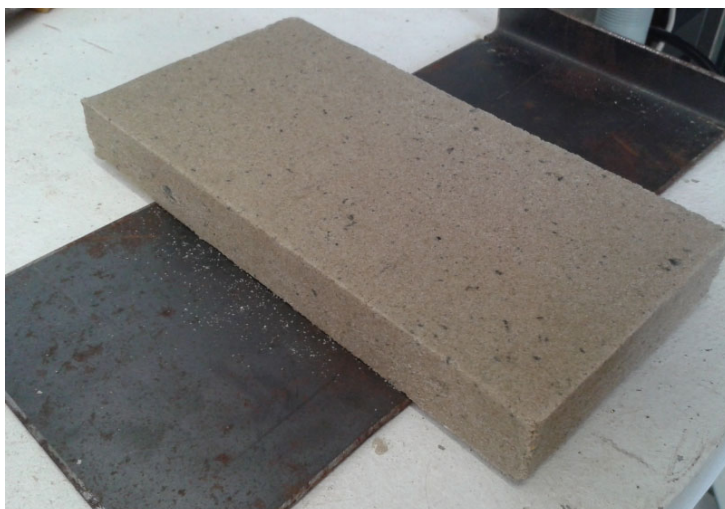


Figura 3.20: camada de reforço em solo-cimento

3.2.6.4 Execução da prova de carga em modelo reduzido

A execução da prova de carga propriamente dita consistia nas seguintes etapas:

1. Posicionamento do pluviador sobre o tanque de solos.
2. Enchimento do tanque de solos por pluviação da areia em 3 camadas até atingir a altura total de 50 cm;
3. Nivelamento da superfície da areia.
4. Posicionamento da camada de reforço no interior do tanque (fig. 3.21).
5. Complemento com areia nas laterais da camada de reforço até que o nível atingisse o topo da camada de reforço. O valor médio do peso específico aparente seco desta camada era de $13,8 \text{ kN/m}^3$.
6. Posicionamento do modelo reduzido de fundação superficial no centro do tanque sobre a areia de base ou sobre o reforço.
7. Posicionamento dos sensores de deslocamento e do pistão de carga (fig. 3.22)
8. Aplicação do deslocamento a velocidade constante de $0,1 \text{ mm/min}$ até atingir 12 a 15 mm de deslocamento total.
9. Registro fotográfico do padrão de fissuração da camada de reforço quando aplicável.

No caso de ensaios inundados, a inundação era feita após a etapa 6. A inundação era realizada lentamente de baixo para cima e considerada concluída quando se verificava a formação de um pequeno filme de água sobre a superfície da areia. Antes da aplicação do carregamento, aguardava-se cerca de 15 minutos para equalização das pressões internas.

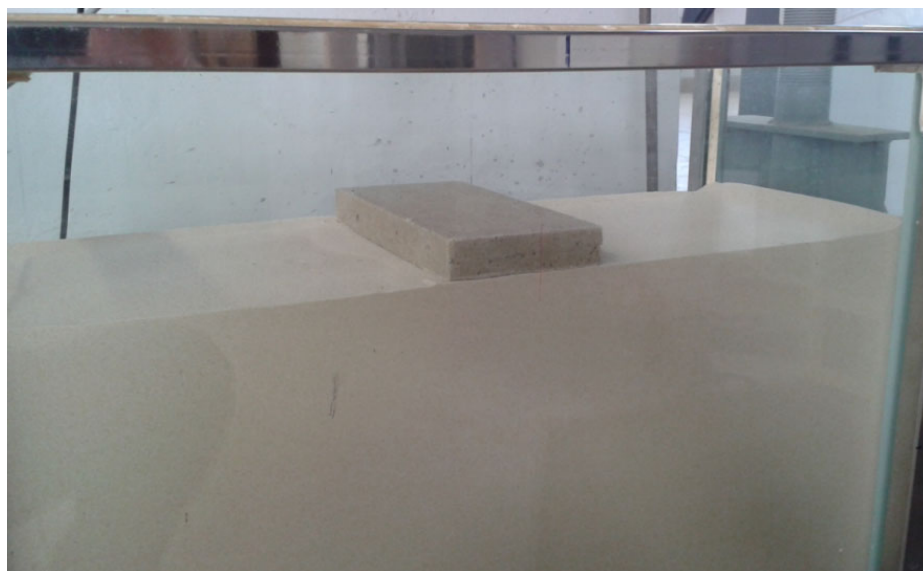


Figura 3.21: camada de reforço posicionada sobre a base de areia

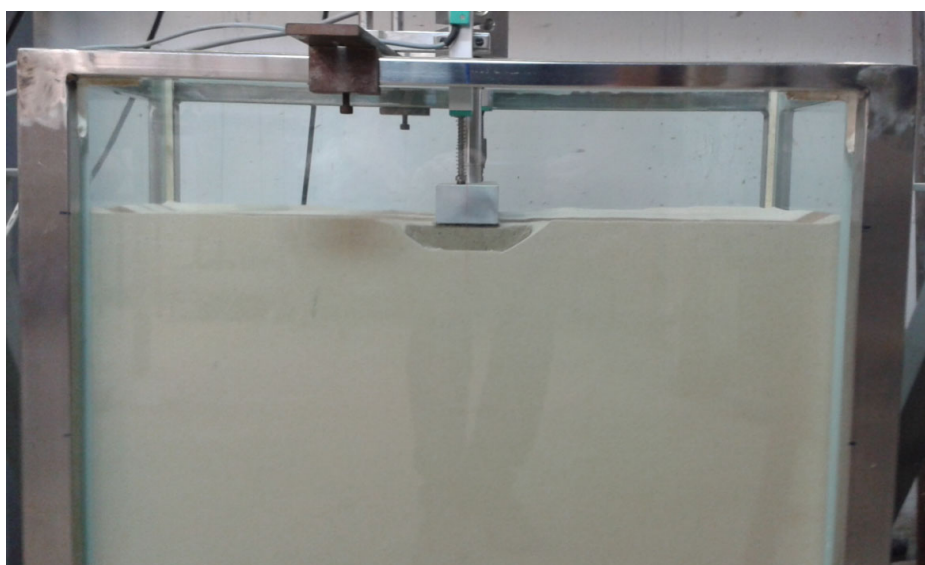


Figura 3.22: prova de carga pronta para início da etapa de carregamento

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

4.1.1 Ensaios de Compressão e Tração Não Confinadas

Os ensaios à compressão e à tração não confinados foram realizados com o objetivo de estabelecer as curvas de correlação entre resistência e fator vazios/cimento para os materiais utilizados nesta pesquisa e, assim, determinar os valores de resistência à compressão e à tração das camadas de reforço utilizadas nos ensaios em modelo reduzido.

Foram realizados ensaios nas condições "com" e "sem" imersão prévia. A NBR 12025 especifica que os corpos de prova de solo-cimento sejam imersos por um período mínimo de 4 horas previamente ao ensaio. Já no LEGG/UFRGS tem-se adotado um período de 24 horas como padrão. Este procedimento visa minimizar o efeito de acréscimo na resistência provocado pela sucção.

Como as provas de carga em modelo reduzido foram realizadas sem a imersão prévia da camada de reforço, foi necessário estabelecer curvas compatíveis com esta condição. Os resultados são apresentados na figura 4.1. Nas tabelas 4.1 e 4.2 são apresentados os dados dos corpos de prova. Cada corpo de prova foi moldado em duplicata, numerados na forma CS-1A e CS-1B, por exemplo.

Pode-se verificar que o procedimento de imersão prévia tem influência significativa nas resistências à compressão se à tração. As relações médias obtidas foram para a compressão $q_{u(\text{sem imersão})}/q_{u(\text{com imersão})} = 1,52$ e para a tração $q_{t(\text{sem imersão})}/q_{t(\text{com imersão})} = 1,58$.

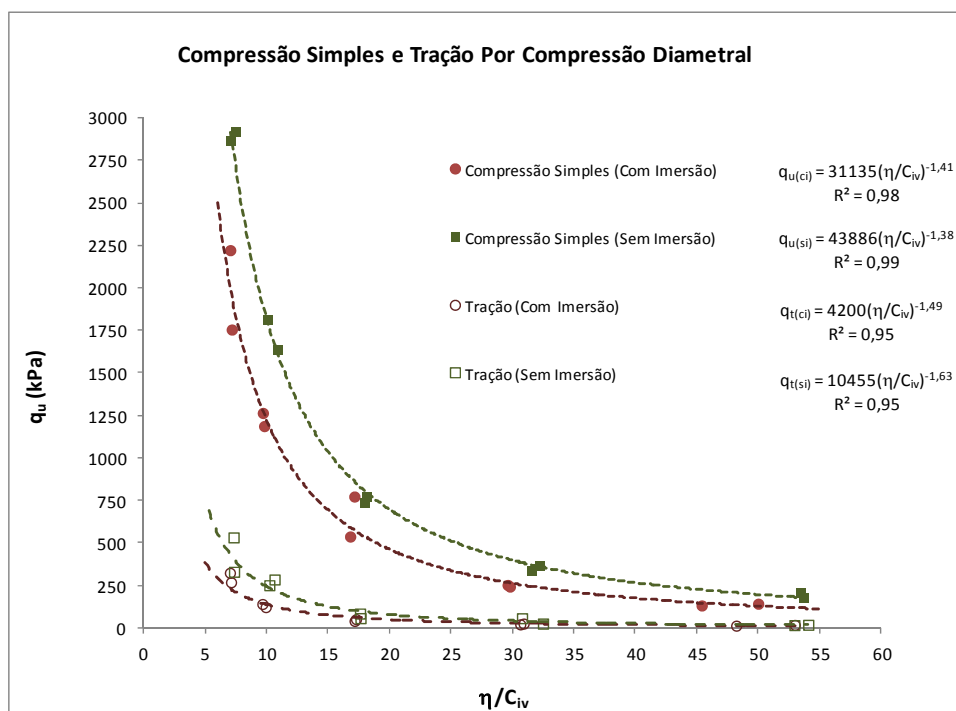


Figura 4.1: relação entre resistência e fator vazios/cimento para o solo-cimento nas condições "com" e "sem" imersão prévia

Tabela 4.1: resultados dos ensaios de compressão simples

Compressão Simples (COM Imersão)									
Nº	C (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e	η (%)	C_{iv} (%)	η/C_{iv}	Tensão Ruptura q_u (kPa)	Sucção (kPa)
CS-1A	11,0	8,8	16,2	0,60	37,6	5,4	7,0	2222	3,3
CS-1B	11,0	9,1	16,1	0,62	38,1	5,3	7,2	1755	0,2
CS-2A	8,0	8,1	15,9	0,63	38,5	3,9	9,8	1187	4,7
CS-2B	8,0	8,2	16,0	0,62	38,3	4,0	9,7	1264	4,2
CS-3A	4,5	8,6	15,9	0,62	38,4	2,3	16,8	538	4,6
CS-3B	4,5	9,3	15,8	0,64	38,8	2,3	17,1	773	-
CS-4A	2,5	8,9	15,9	0,62	38,3	1,3	29,6	253	4,6
CS-4B	2,5	9,0	15,8	0,62	38,4	1,3	29,8	243	4,8
CS-5A	1,5	9,0	16,3	0,58	36,5	0,8	45,4	132	4,7
CS-5B	1,5	9,8	15,7	0,63	38,8	0,8	50,0	142	3,3
Compressão Simples (SEM Imersão)									
CSS-1A	11,0	9,4	16,1	0,61	37,9	5,3	7,1	2866	-
CSS-1B	11,0	10,9	15,7	0,65	39,4	5,2	7,6	2916	-
CSS-2A	8,0	9,2	16,9	0,65	39,4	3,9	8,3	1808	-
CSS-2B	8,0	9,5	15,2	0,70	41,1	3,8	10,9	1635	14758
CSS-3A	4,5	9,1	15,4	0,67	40,0	2,2	18,0	732	-
CSS-3B	4,5	9,3	15,4	0,67	40,3	2,2	18,2	772	2773
CSS-4A	2,5	9,5	15,5	0,66	39,8	1,3	31,6	334	-
CSS-4B	2,5	9,6	15,3	0,68	40,3	1,3	32,3	362	419
CSS-5A	1,5	9,4	15,3	0,68	40,4	0,8	53,5	204	-
CSS-5B	1,5	10,8	15,3	0,68	40,5	0,8	53,8	175	49

"-": ensaio não realizado ou perdido

Tabela 4.2: resultados dos ensaios de tração por compressão diametral

Ensaio de Tração Por Compressão Diametral (COM Imersão)									
N°	C (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e	η (%)	C_{iv} (%)	η/C_{iv}	Tensão Ruptura q_u (kPa)	Sucção (kPa)
TS-1A	11,0	9,1	16,2	0,60	37,6	5,4	7,0	324	5,0
TS-1B	11,0	9,1	16,1	0,61	37,9	5,3	7,1	269	4,1
TS-2A	8,0	9,1	16,0	0,62	38,2	4,0	9,6	141	4,8
TS-2B	8,0	9,6	15,8	0,63	38,8	3,9	9,9	122	4,5
TS-3A	4,5	9,6	15,7	0,64	38,9	2,3	17,2	41	4,6
TS-3B	4,5	9,5	15,7	0,64	39,0	2,3	17,3	51	4,6
TS-4A	2,5	9,4	15,6	0,64	39,1	1,3	30,6	21	4,6
TS-4B	2,5	9,5	15,6	0,65	39,3	1,3	30,9	25	-
TS-5A	1,5	9,4	15,9	0,61	37,9	0,8	48,2	13	-
TS-5B	1,5	9,7	15,3	0,67	40,2	0,8	53,0	17	-

Ensaio de Tração Por Compressão Diametral (SEM Imersão)

TSS-1A	11,0	9,03	15,91	0,63	38,7	5,27	7,34	330	13891
TSS-1B	11,0	8,76	15,95	0,63	38,6	5,06	7,30	533	11462
TSS-2A	8,0	9,09	15,64	0,65	39,5	3,87	10,21	251	6120
TSS-2B	8,0	9,16	15,39	0,68	40,5	3,81	10,63	285	12418
TSS-3A	4,5	9,28	15,59	0,65	39,5	2,24	17,59	84	4579
TSS-3B	4,5	9,28	15,57	0,65	39,5	2,24	17,63	57	619
TSS-4A	2,5	9,54	15,62	0,64	39,2	1,27	30,78	57	225
TSS-4B	2,5	9,38	15,28	0,68	40,5	1,25	32,49	25	425
TSS-5A	1,5	9,6	15,35	0,67	40,2	0,76	52,96	16	56
TSS-5B	1,5	10,72	15,22	0,69	40,7	0,75	54,09	18	42

"-" : ensaio não realizado ou perdido

Os parâmetros para a dosagem das camadas de reforço em solo-cimento foram estabelecidos de modo que sua resistência à tração fosse reduzida à metade na dosagem seguinte. Assim, com base nas curvas de dosagem obtidas, foram determinados os parâmetros apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3: parâmetros de dosagem para as camadas de reforço em solo-cimento

η/C_{iv}	q_u (kPa)	q_t (kPa)	C (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)
17	872	102	4,5	10	15,8
26	485	51	2,0	10	15,6
40	267	25	1,5	10	15,3

Para obter as características de deformabilidade do solo-cimento que servirão de base para as análises numéricas, foram realizados ensaios de compressão simples com medida de deformação axial, utilizando o equipamento para ensaios triaxiais, porém sem aplicação de tensão confinante.

A figura 4.2 apresenta as curvas tensão-deformação e a tabela 4.4 apresenta os valores de módulo Young secante para a deformação de 0,01% ($E_{(0,01\%)}$) e para 50% de q_u máximo ($E_{(50\%)}$). Verifica-se um aumento acentuado da resistência de pico e rigidez com a redução do fator vazios/cimento. Percebe-se que o pico é atingido à deformações axiais da ordem de 0,15%.

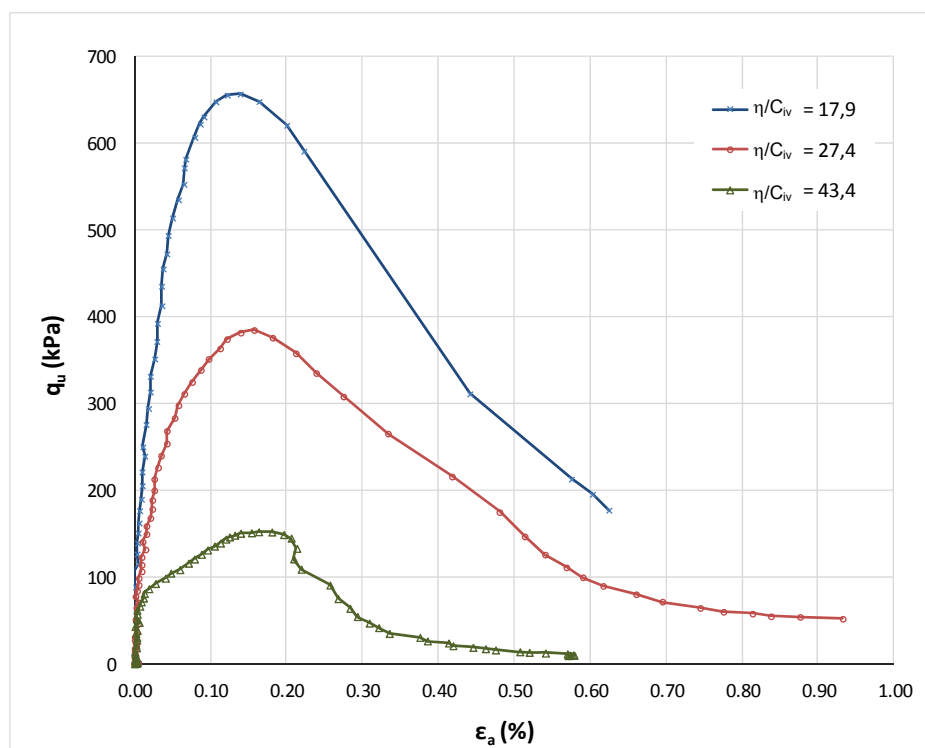


Figura 4.2: curvas tensão-deformação em compressão simples do solo-cimento (sem imersão prévia)

Tabela 4.4: resistência e módulo de Young secante para o solo-cimento

η/C_{iv}	q_u (kPa)	$E_{(0,01\%)} (MPa)$	$E_{(50\%)} (MPa)$
17,9	657	2200	1563
27,4	385	1200	916
43,4	152	700	692

A figura 4.3 apresenta a forma de ruptura típica observada nos corpos de prova.

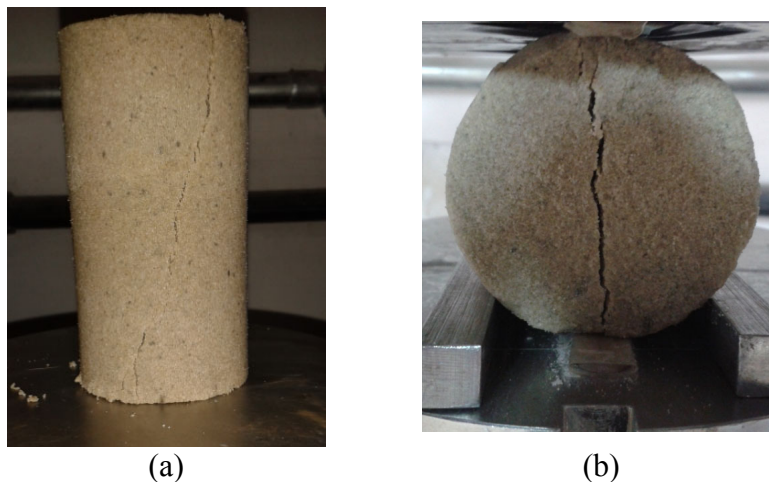


Figura 4.3: ruptura típica observada nos ensaios (a) compressão simples e (b) tração por compressão diametral

4.1.2 Ensaios Triaxiais

Para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade da areia natural utilizada como base nos ensaios em modelo reduzido, foram realizados ensaios triaxiais drenados (CID), em tensões confinantes de 20 kPa, 40 kPa e 60 kPa, na densidade relativa de 36%. A figura 4.4 apresenta as curvas tensão desvio *versus* deformação axial e a tabela 4.5 apresenta os módulos de Young secantes para a deformação de 0,1% para 50% de σ_d máximo.

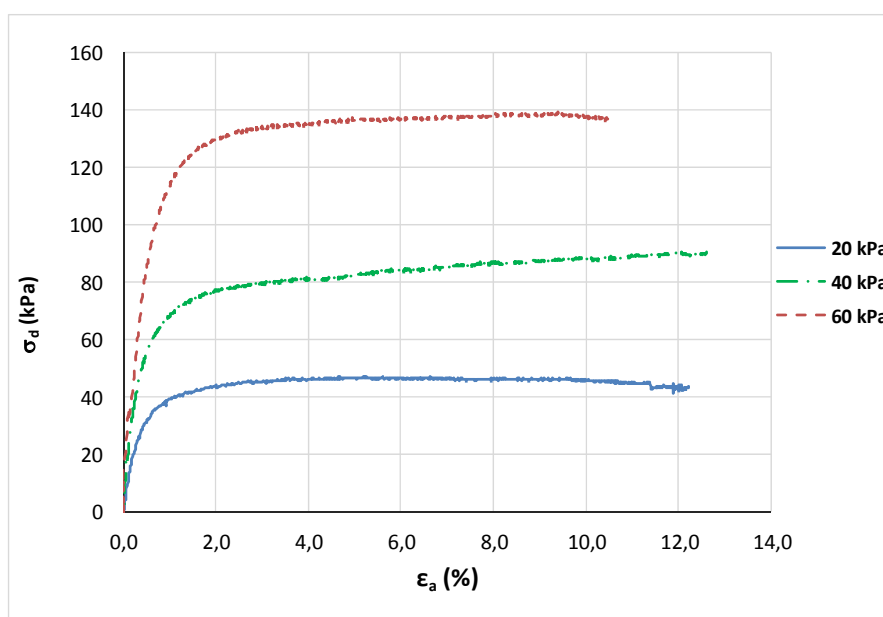


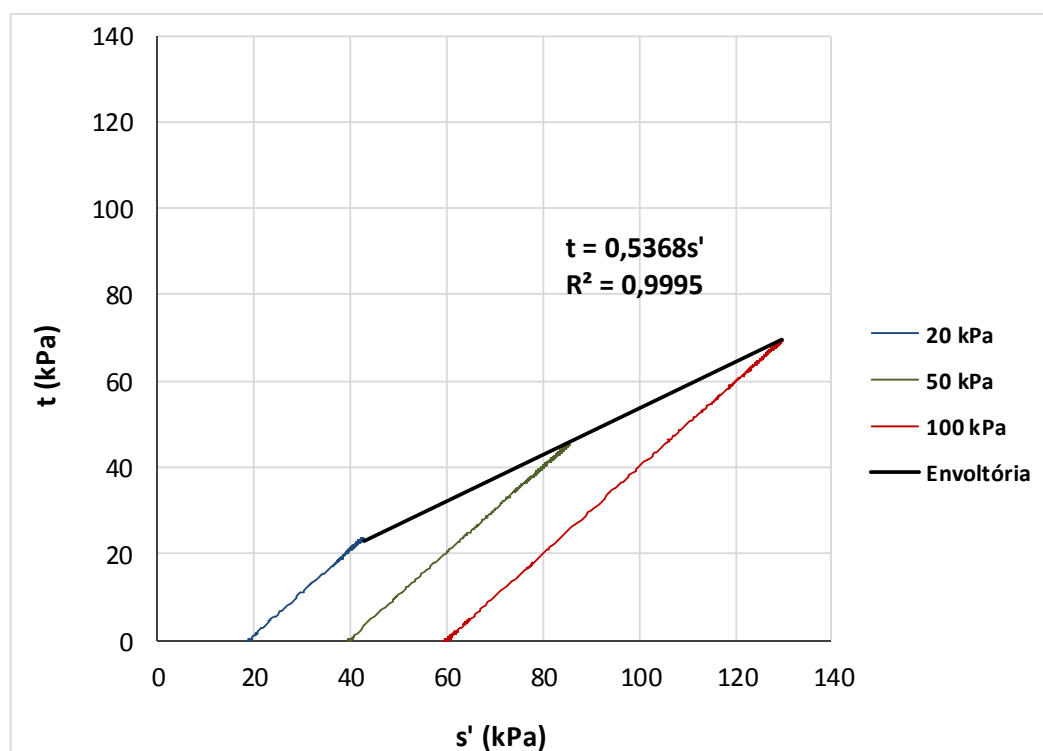
Figura 4.4: ensaios triaxiais CID em areia $D_r = 36\%$

Tabela 4.5: módulo secante Young para a areia ($D_r = 36\%$)

σ_3 (kPa)	$E_{(0,1\%)}$ (MPa)	$E_{(50\%)}$ (MPa)
20	10	8,4
40	20	13,8
60	28	18,8

Devido a problemas no equipamento de medição da variação volumétrica, não foi possível registrar a variação volumétrica da amostra.

Na figura 4.5 são apresentadas no espaço s' - t as trajetórias de tensões de cada ensaio juntamente com a envoltória de ruptura. A partir da inclinação da envoltória, os parâmetros de resistência obtidos foram $c' = 0$ kPa e $\phi' = 32,5^\circ$.

Figura 4.5: envoltória de ruptura - areia $D_r = 36\%$

4.2 PROVAS DE CARGA EM MODELO REDUZIDO

Os itens subsequentes apresentam os resultados das provas de carga em modelo reduzido.

Para definição da capacidade de carga foi utilizado o critério de VESIC (1963), onde a capacidade de carga corresponde ao ponto na curva tensão *versus* recalque a partir do qual a inclinação se iguala a zero ou a um valor mínimo constante.

Nos gráficos apresentados, a tensão é calculada dividindo-se a força medida na célula de carga pela área da fundação modelo e o recalque corresponde à média dos deslocamentos medidos nos sensores de deformação linear.

4.2.1 Solo Sem Reforço

Inicialmente foram realizados alguns testes para verificar a repetibilidade dos resultados e estabelecer a velocidade de carregamento para as provas de carga subsequentes. A figura 4.6 e a tabela 4.6 apresentam os resultados destes testes iniciais em areia natural seca e inundada sem reforço.

Analisando a aderência entre as curvas tensão *versus* recalque e os valores de capacidade de carga obtidos, pode-se concluir que há uma boa repetibilidade dos resultados.

Em relação ao efeito da velocidade, não há uma tendência clara. Os ensaios inundados apresentaram um pequeno aumento da resistência com o aumento da velocidade de carregamento, enquanto que os ensaios com areia seca, apresentaram uma pequena redução. O mais provável é que a diferença entre as curvas esteja mais relacionada à própria variabilidade na preparação da amostra do que a algum efeito da velocidade.

Com isto, estabeleceu-se como critério a utilização de uma velocidade de carregamento próxima à utilizada em ensaios triaxiais drenados em areia. CASAGRANDE (2005) adotou em amostras de areia fina a velocidade de 0,02 mm/min, já MARCON (2005), também em amostras de areia fina, utilizou a velocidade de 0,2 mm/min, obtendo completa drenagem. Assim, com base nas referências citadas, estabeleceu-se a velocidade de carga em 0,1 mm/min.

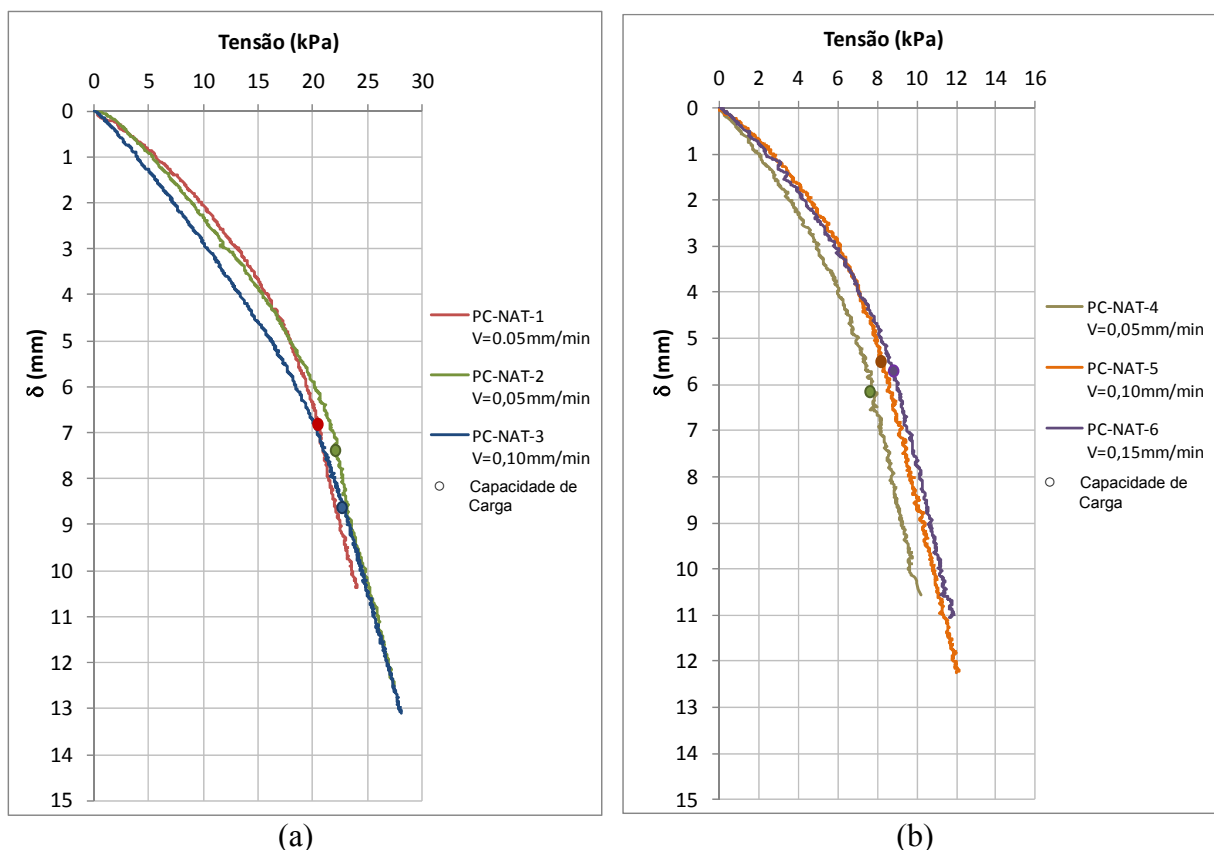


Figura 4.6: provas de carga em solo natural sem reforço - verificação da repetibilidade e influência da velocidade (a) areia seca (b) areia inundada

Tabela 4.6: capacidades de carga para areia sem reforço $D_f = 36\%$ (critério de VESIC, 1963)

ENSAIO	TIPO	Q_u (kPa)	VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (mm/min)	δ (mm)	δ/B (%)
PC-NAT-1	seco	20,7	0,05	7,0	14,0
PC-NAT-2	seco	22,2	0,05	7,5	15,0
PC-NAT-3	seco	23,1	0,10	8,8	17,6
PC-NAT-4	inundado	7,9	0,05	6,2	12,4
PC-NAT-5	inundado	8,3	0,10	5,5	11,0
PC-NAT-6	inundado	8,8	0,15	5,8	11,6

A figura 4.7 apresenta um registro fotográfico dos ensaios PC-NAT-3 (seco) e PC-NAT-5 (inundado). Pode-se verificar que, à medida que o carregamento é aplicado, a fundação simplesmente penetra verticalmente no solo. Visualmente não se observou a

formação de superfícies de ruptura, soerguimento na superfície do solo junto às bordas ou rotação da fundação.

Nas curvas tensão *versus* recalque, verifica-se que há um aumento contínuo da tensão com o aumento dos recalques. Com base nisto e nos registros fotográficos, pode-se concluir que o tipo de ruptura apresentado foi o puncionamento, conforme previsto por VESIC (1963) para areias no estado fofo.

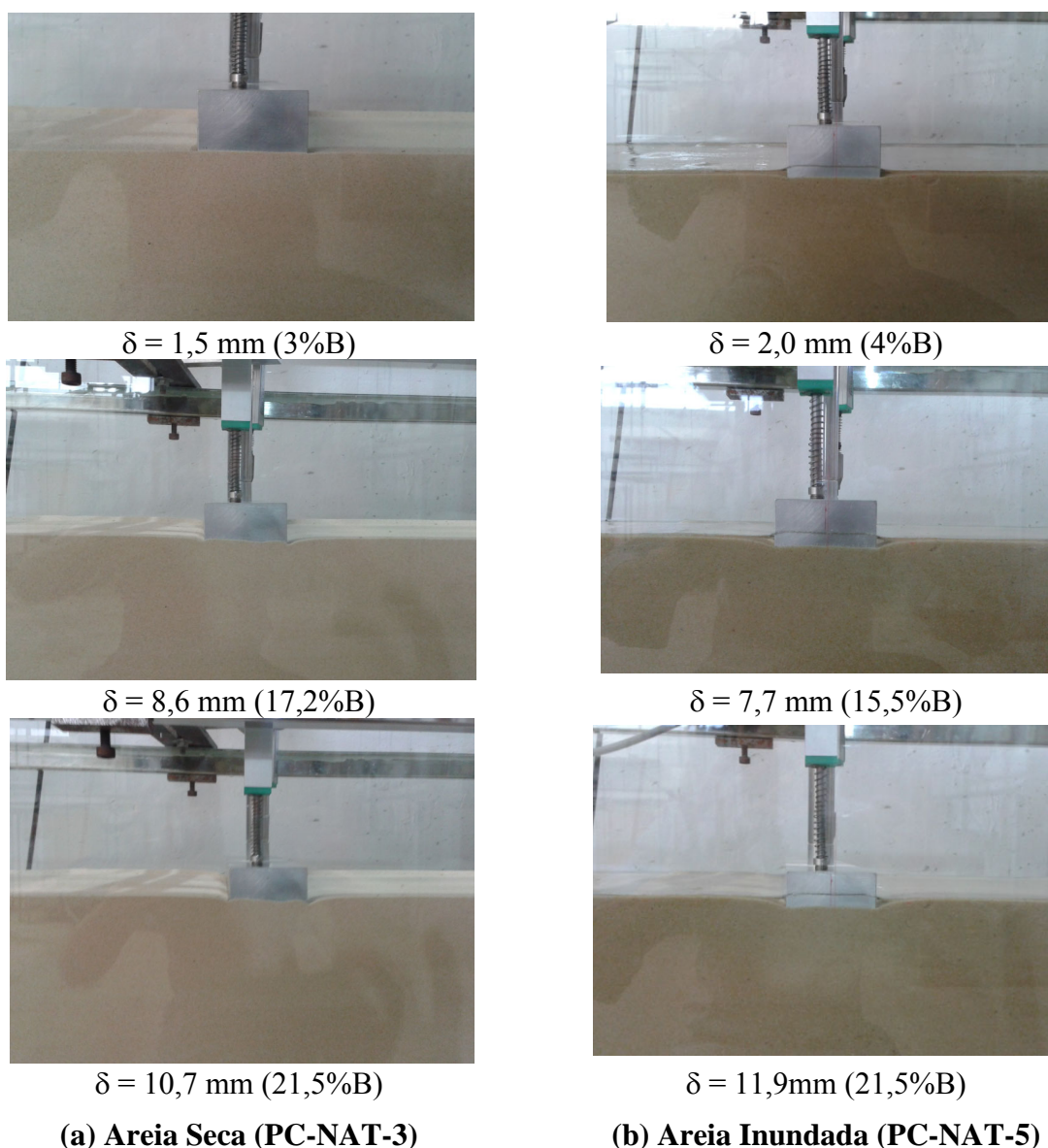


Figura 4.7: provas de carga em solo natural sem reforço

A figura 4.8 apresenta os ensaios que serão tomados como referência para o solo natural sem reforço nas análises subsequentes. Assim, a capacidade de carga do modelo

reduzido de fundação contínua com $B = 5$ cm, sob carregamento vertical centrado, assente na superfície da areia com densidade relativa de 36%, será tomada igual a $Q_u = 23,1$ kPa.

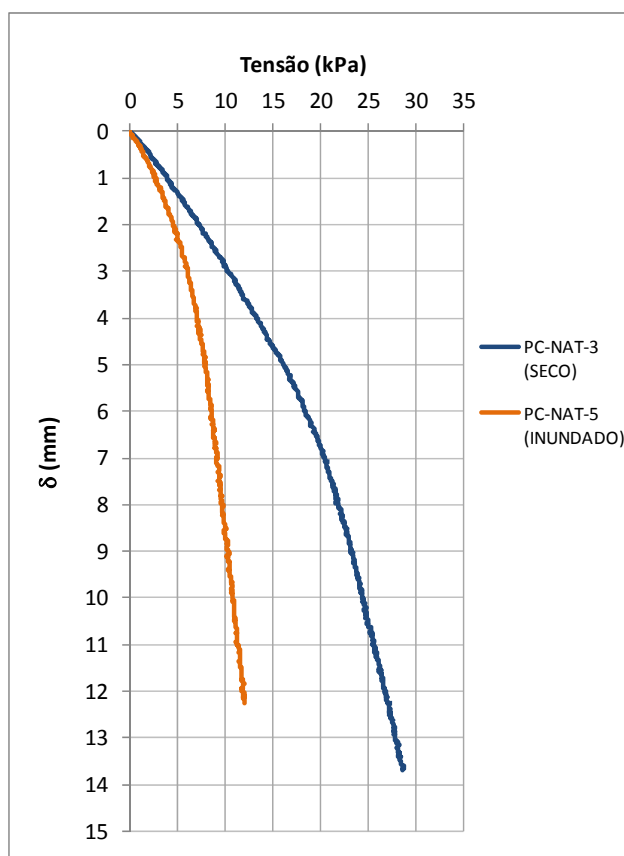


Figura 4.8: provas de carga em solo natural sem reforço – curvas de base

A tabela 4.7 apresenta um comparativo entre os valores das capacidades de carga obtidas nas provas de carga com os valores estimados através de métodos analíticos tradicionais (TERZAGHI, 1943; BRINCH HANSEN, 1968; VESIC, 1975; MARTIN, 2005), o método estatístico de INGRA e BAECHER (1983) e com o método de LOUKIDIS e SALGADO (2011).

Nos métodos analíticos tradicionais e estatístico foi aplicada a correção para estado plano de deformação no ângulo de atrito determinado no ensaio triaxial, bem como, a redução proposta por Terzaghi para consideração de ruptura por puncionamento. Assim:

$$\phi' \text{ (triaxial): } 32,5^\circ$$

$$\phi' \text{ (def. plana): } 35,8^\circ \text{ (} 1,1 \times \phi \text{ Triaxial)}$$

$$\phi' \text{ (reduzido): } 25,6^\circ \text{ (} \text{atan}(2/3 \tan(\phi \text{ def. plana}))$$

Para o método de LOUKIDIS e SALGADO (2011) foi necessário calcular o ângulo de atrito equivalente, conforme apresentado no item 2.2:

ϕ' (crítico): 30,5°

γ' : 14,9 kN/m³

D_r : 36%

ϕ' equivalente: 39,9°

Pode-se verificar na tabela 4.7 que a capacidade de carga obtida no modelo reduzido é muito superior à prevista pelos modelos analíticos tradicionais e pelo modelo estatístico utilizado. Conforme apresentado no item 2.3, a capacidade de carga em modelos reduzidos tende a ser exponencialmente maior do que a apresentada em verdadeira grandeza à medida que se reduz a largura do modelo.

Já o método de LOUKIDIS E SALGADO (2011), por possibilitar a consideração da densidade relativa da areia e do nível de tensões atuantes, forneceu resultados mais próximos dos obtidos nos ensaios.

Tabela 4.7: estimativa por diferentes métodos das capacidades de carga para areia sem reforço

MÉTODO	ENSAIO SECO			ENSAIO INUNDADO		
	Q_u Previsto (kPa)	Q_u Medido (kPa)	$Q_{u \text{ Prev}}/Q_{u \text{ Med}}$	Q_u Previsto (kPa)	Q_u Medido (kPa)	$Q_{u \text{ Prev}}/Q_{u \text{ Med}}$
Métodos Semi-Empíricos Tradicionais - MÉDIA (Terzaghi (1943); Brinch Hansen (1968); Vesić (1975); Martin (2005))	3,6	23,1	0,16	1,2	8,3	0,14
Método Estatístico (Ingra e Baecher (1983))	6,1	23,1	0,26	2,0	8,3	0,24
Método de Loukidis e Salgado (2013)	31,2	23,1	1,35	17,4	8,3	2,10

4.2.2 Solo Com Reforço

Os resultados das provas de carga em solo reforçado ($\eta/C_{iv} = 17$) estão apresentados nas figuras 4.9 a 4.12. Em cada figura, os ensaios foram agrupados em função da espessura da camada de reforço (H_r/B), variando a largura (T_r/H_r). O valor da tensão indicado é calculado com base na área da fundação ($B \times L$).

Pode-se verificar que a adição da camada de reforço provoca um aumento na resistência em relação ao solo natural. Entretanto, em alguns casos, o reforço apresentou uma fissura que podia ser visualizada através do vidro do tanque de solos. Na curva tensão *versus* recalque, o surgimento desta fissura ficou claramente identificado por uma queda brusca na tensão. Por exemplo, no caso de $H_r/B = 0,25$, vemos que para o ensaio F-4 ($T_r/H_r = 2,00$) surgiu uma fissura com um recalque de 4 mm ($\delta/B = 8\%$). De maneira geral, essa fissura iniciava-se na base do reforço, próximo às bordas ou ao centro da fundação e se propagava em direção ao topo da camada. Após a primeira fissura havia um gradual aumento da tensão até que, eventualmente, ocorria uma nova queda de tensão relacionada a um aumento desta fissura.

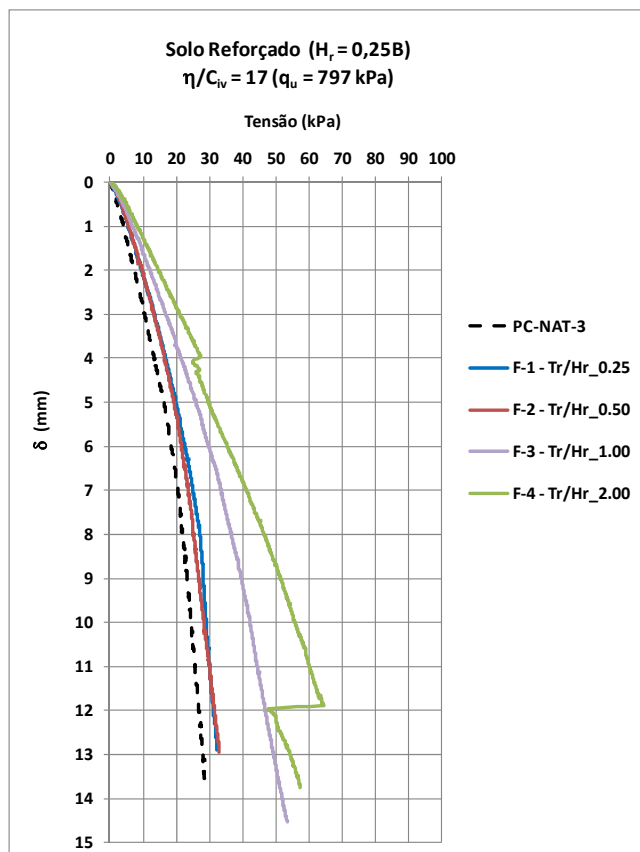


Figura 4.9: provas de carga $H_r/B = 0,25$

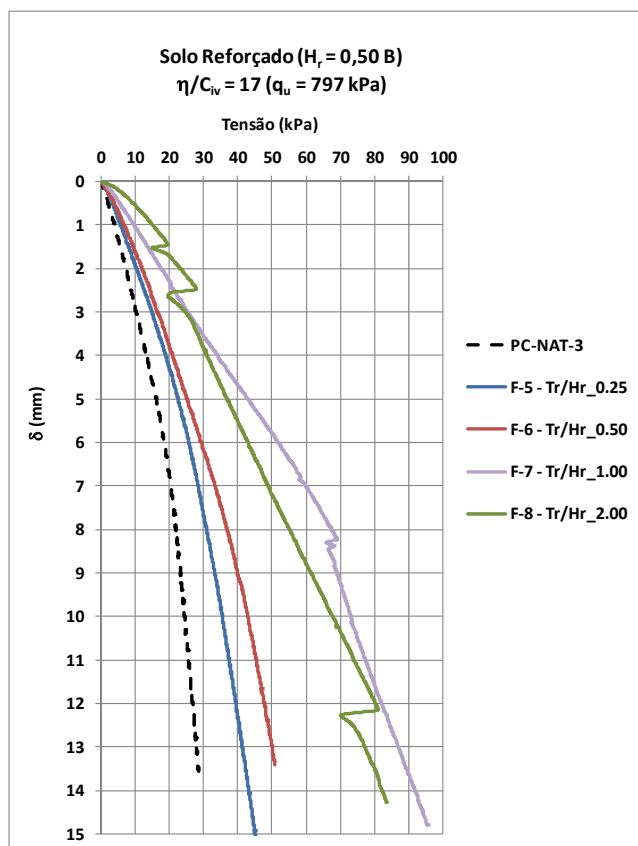


Figura 4.10: provas de carga $H_r/B = 0,50$

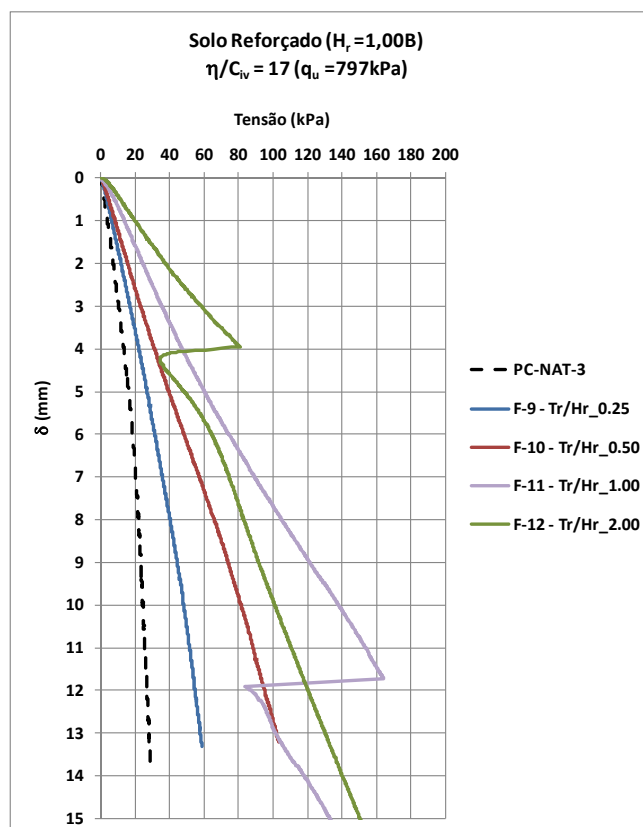


Figura 4.11: provas de carga $H_r/B = 1,00$

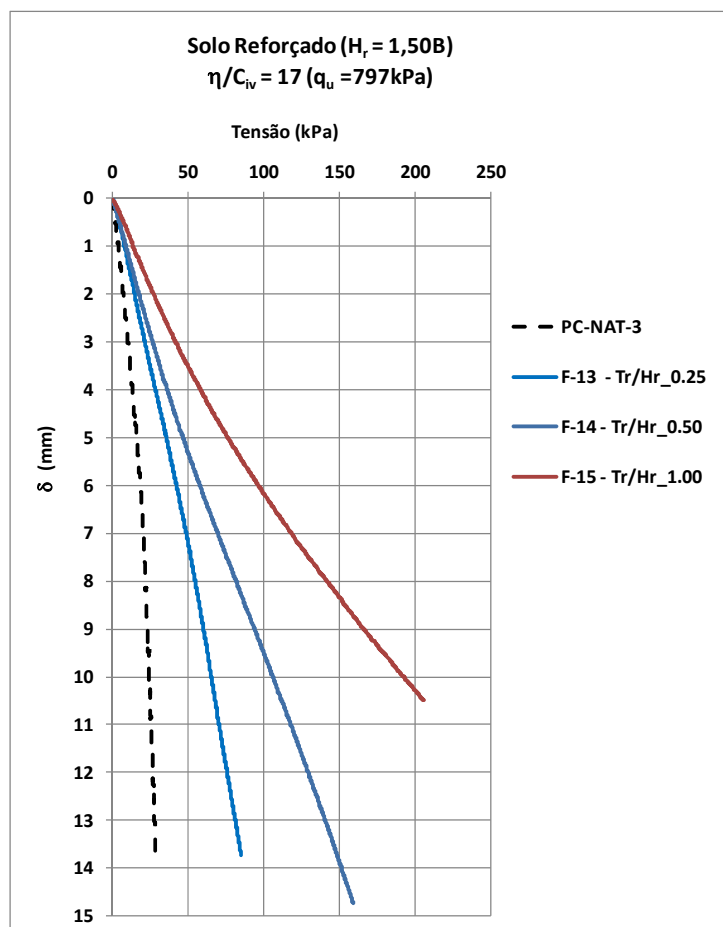


Figura 4.12: provas de carga $H_r/B = 1,50$

Verifica-se também que nos ensaios F-10 a F-15, cujas camada de reforço possuem maiores larguras e espessuras, as curvas tensão *versus* recalque apresentaram uma tendência de enrijecimento ao invés do esperado amolecimento característico da ruptura por punção. Esse formato de curva é similar ao obtido em ensaios oedométricos (compressão confinada) em areias. Isto indica uma possível influência das fronteiras do tanque nestes casos.

Os resultados das provas de cargas estão compilados na tabela 4.8, onde pode-se identificar as propriedades de cada camada de reforço, a capacidade de carga e o tipo de ruptura apresentado.

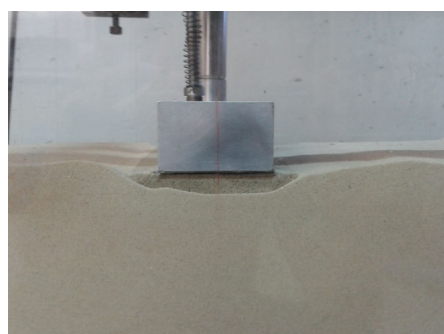
Nos ensaios foram identificados dois padrões típicos de ruptura. No primeiro, a camada de reforço era simplesmente puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras. No segundo, após um punção inicial, ocorria a ruptura na camada de reforço com o aparecimento de uma trinca, localizada junto à borda ou junto ao centro da fundação, e que se propagava de baixo para cima com o aumento dos recalques.

Tabela 4.8: resultado geral das provas de carga em modelo reduzido

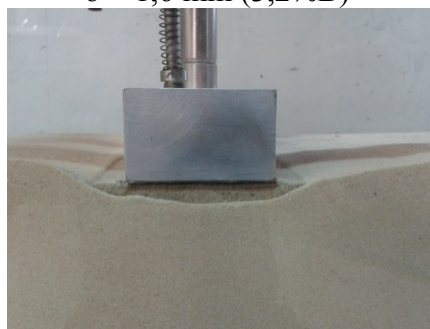
N° ENSAIO	CONDIÇÃO	PARÂMETROS DO REFORÇO					RESULTADO MEDIDO						
							CRITÉRIO DE VESIC (1963)			RUPTURA FÍSICA			TIPO DE RUPTURA
		H _r /B	T _r /H _r	η/C _{iv}	q _u (kPa)	q _t (kPa)	Q _u (kPa)	δ (mm)	δ/B (%)	Q _u (kPa)	δ (mm)	δ/B (%)	
PC-NAT-5	Inundado	0	0	-	-	-	8,3	5,5	11,0%	-	-	-	Puncionamento
PC-NAT-3	Seco	0	0	-	-	-	23,1	8,8	17,6%	-	-	-	Puncionamento
F-1	Seco	0,25	0,25	19,0	756	85	27,1	8,0	16,0%	-	-	-	Puncionamento
F-2			0,50	20,2	693	77	26,9	8,0	16,0%	-	-	-	Puncionamento
F-3			1,00	19,1	747	84	42,2	10,0	20,0%	-	-	-	Puncionamento
F-4			2,00	19,3	739	83	-	-	-	27,2	4,0	8,0%	Fissura
F-5	Seco	0,5	0,25	19,0	757	85	35,6	10,0	20,0%	-	-	-	Puncionamento
F-6			0,50	18,5	785	89	41,7	9,5	19,0%	-	-	-	Puncionamento
F-7			1,00	18,7	772	87	-	-	-	68,5	8,2	16,5%	Fissura
F-8			2,00	17,4	855	99	-	-	-	19,7	1,5	2,9%	Fissura
F-9	Seco	1,0	0,25	18,5	781	89	46,4	9,5	19,0%	-	-	-	Puncionamento
F-10			0,50	17,9	817	93	83,3	10,2	20,5%	-	-	-	Puncionamento
F-11			1,00	17,5	843	97	-	-	-	164,1	11,7	23,4%	Fissura
F-12			2,00	17,0	883	102	-	-	-	80,9	4,0	7,9%	Fissura
F-13	Seco	1,5	0,25	17,9	820	94	63,0	9,5	19,0%	-	-	-	Puncionamento
F-14			0,50	17,3	857	99	97,0	9,3	18,5%	-	-	-	Puncionamento
F-15			1,00	16,8	894	104	-	-	-	-	-	-	Puncionamento
F-16*			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
F-5B	Seco	0,5	0,25	26,5	476	49	31,5	10,0	20,0%	-	-	-	Puncionamento
F-6B			0,50	26,8	470	49	37,4	10,0	20,0%	-	-	-	Puncionamento
F-7B			1,00	26,6	473	49	-	-	-	20,4	3,1	6,0%	Fissura
F-8B			2,00	27,0	453	48	-	-	-	10,8	1,1	2,2%	Fissura
F-5C	Seco	0,5	0,25	42,9	246	23	31,4	10,0	20,0%	-	-	-	Puncionamento
F-6C			0,50	42,4	250	23	44,1	10,8	21,6%	-	-	-	Puncionamento
F-7C			1,00	41,2	259	24	-	-	-	11,8	1,8	3,6%	Fissura
F-8C			2,00	41,2	257	24	-	-	-	2,4	0,2	0,4%	Fissura

*F-16: prova de carga não realizada

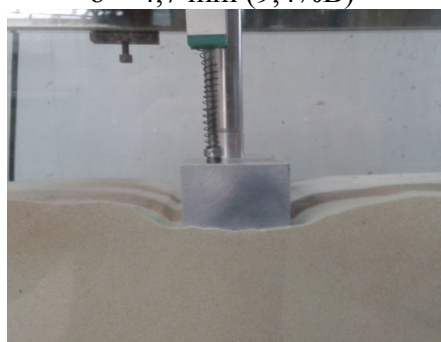
A figura 4.13 apresenta dois casos típicos de ruptura por puncionamento. Na figura 4.14 são mostrados dois casos típicos de ruptura no reforço. Cabe ressaltar que as camadas possuem seção transversal retangular e que o aparente formato trapezoidal deve-se à penetração da areia no espaço (~1 mm) existente entre o vidro e a camada de reforço.



$\delta = 1,6 \text{ mm (3,2\%B)}$



$\delta = 4,7 \text{ mm (9,4\%B)}$

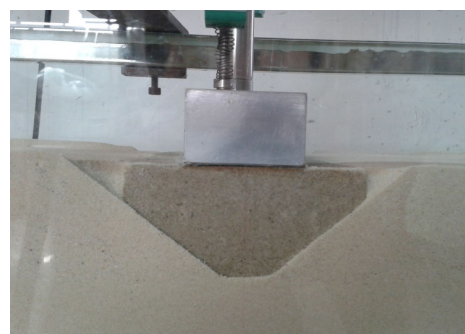


$\delta = 12,4 \text{ mm (24,8\%B)}$

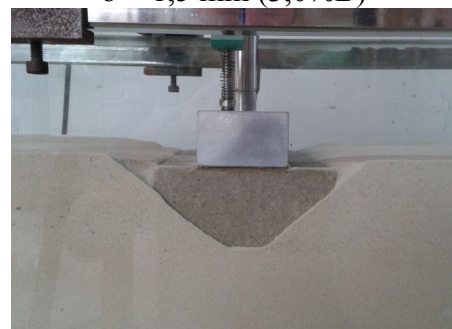


Vista superior do reforço após ensaio

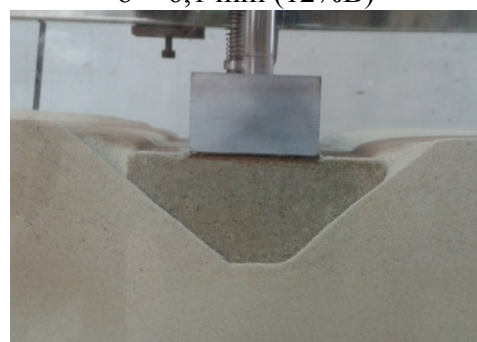
(a) Ensaio F-3 ($H_r/B = 0,25$ $T_r/H_r = 1,00$)



$\delta = 1,5 \text{ mm (3,0\%B)}$



$\delta = 6,1 \text{ mm (12\%B)}$



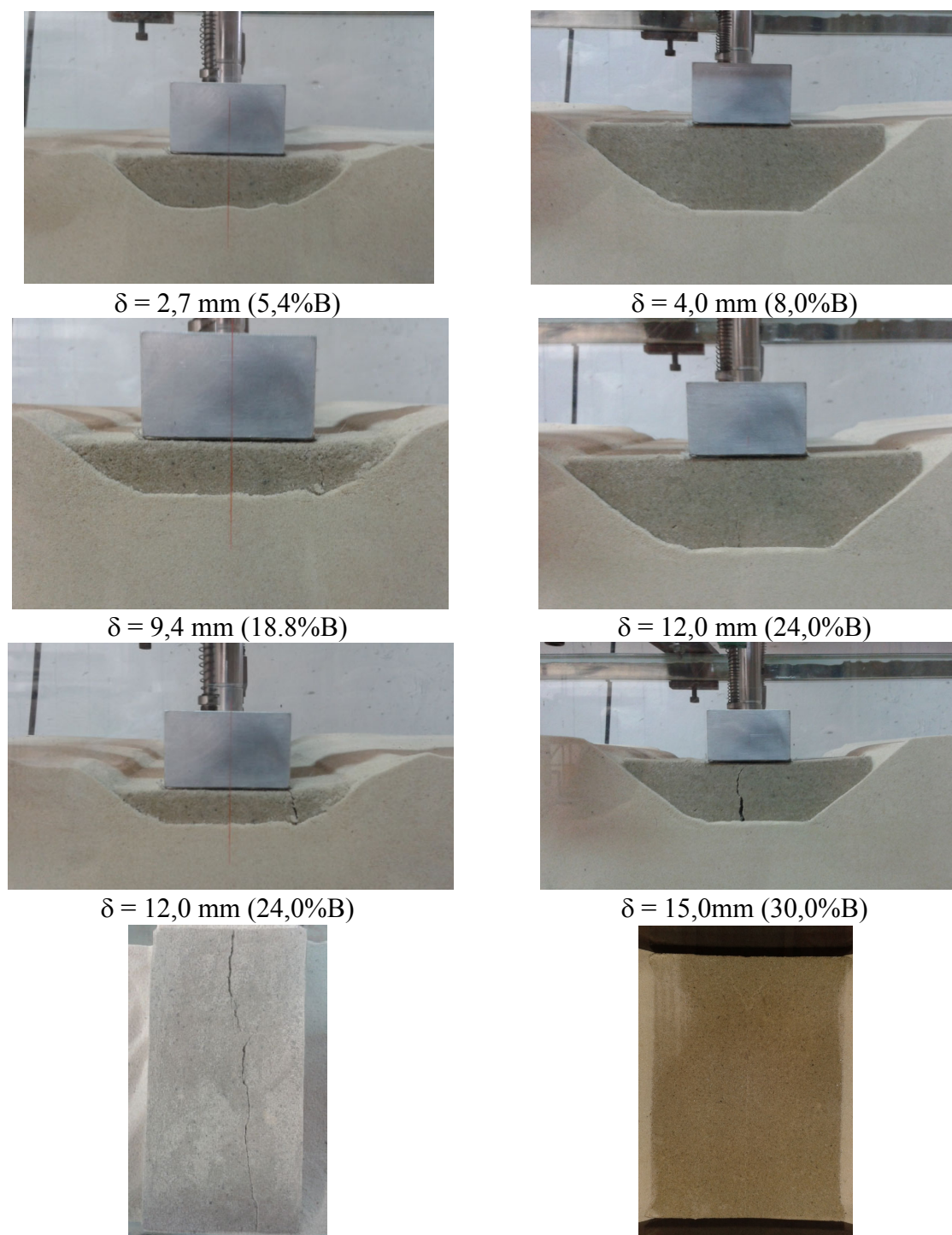
$\delta = 10,8\text{mm (21,6\%B)}$



Vista superior do reforço após ensaio

(b) Ensaio F-10 ($H_r/B = 1,00$ $T_r/H_r = 0,50$)

Figura 4.13: provas de carga em solo com reforço - ruptura por punção



Vista superior do reforço após ensaio

Vista superior do reforço após ensaio

(a) Ensaio F-7 ($H_r/B = 0,50$ $T_r/H_r = 1,00$) (b) Ensaio F-11 ($H_r/B = 1,00$ $T_r/H_r = 1,00$)

Figura 4.14: provas de carga em solo com reforço - ruptura na camada de reforço

Na figura 4.15 é apresentado o estado final dos corpos de prova que apresentaram fissura no reforço em algum nível de recalque. Pode-se verificar que a ruptura ocorre junto às bordas ou próximo ao centro da fundação.

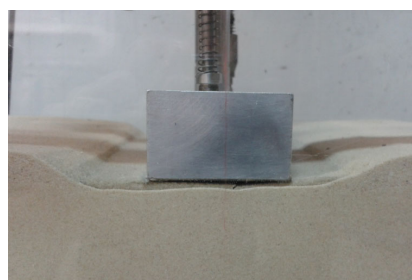
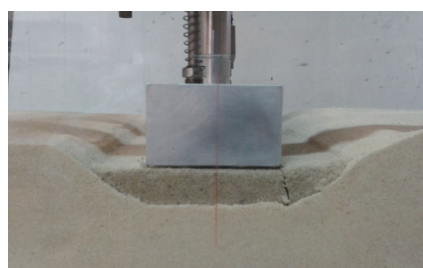
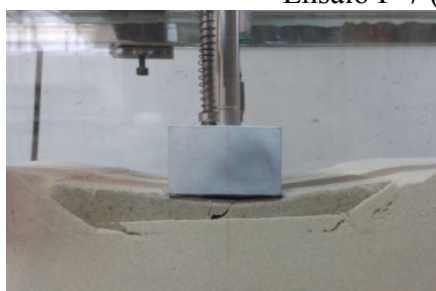
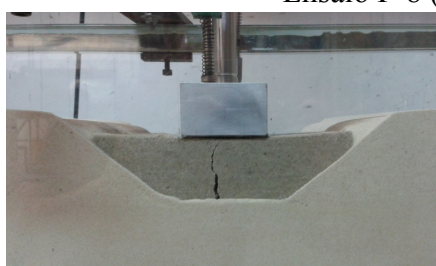
Ensaio F-4 ($H_r/B = 0,25$ $T_r/H_r = 2,00$)Ensaio F-7 ($H_r/B = 0,50$ $T_r/H_r = 1,00$)Ensaio F-8 ($H_r/B = 0,50$ $T_r/H_r = 2,00$)Ensaio F-11 ($H_r/B = 1,00$ $T_r/H_r = 1,00$)Ensaio F-12 ($H_r/B = 1,00$ $T_r/H_r = 2,00$)

Figura 4.15: padrão de ruptura da camada de reforço

4.2.2.1 Efeito da Resistência do Reforço

Os resultados das provas de carga para os reforços com mesma geometria, porém, diferentes resistências (η/C_{iv} 17, 26, 40), são apresentados nas figuras 4.16 a 4.19. Vemos que para os casos em que há ruptura por puncionamento, a resistência do reforço tem pouca ou nenhuma influência sobre a capacidade de carga. Em alguns casos as curvas se sobrepõem. A pequena diferença obtida parece estar relacionada à própria variabilidade de moldagem da base de areia.

Já no caso das provas de carga que apresentam ruptura na camada de reforço, nota-se que à medida que a resistência diminui, a ruptura ocorre em deslocamentos cada vez menores.

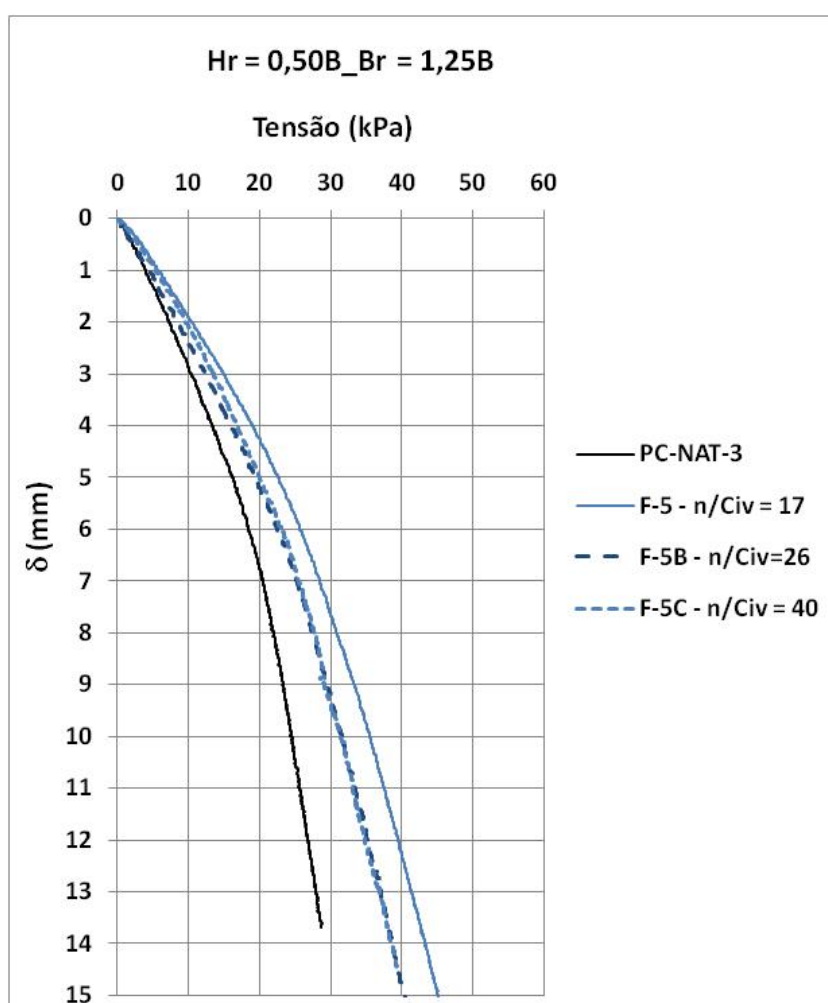


Figura 4.16: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 1,25$

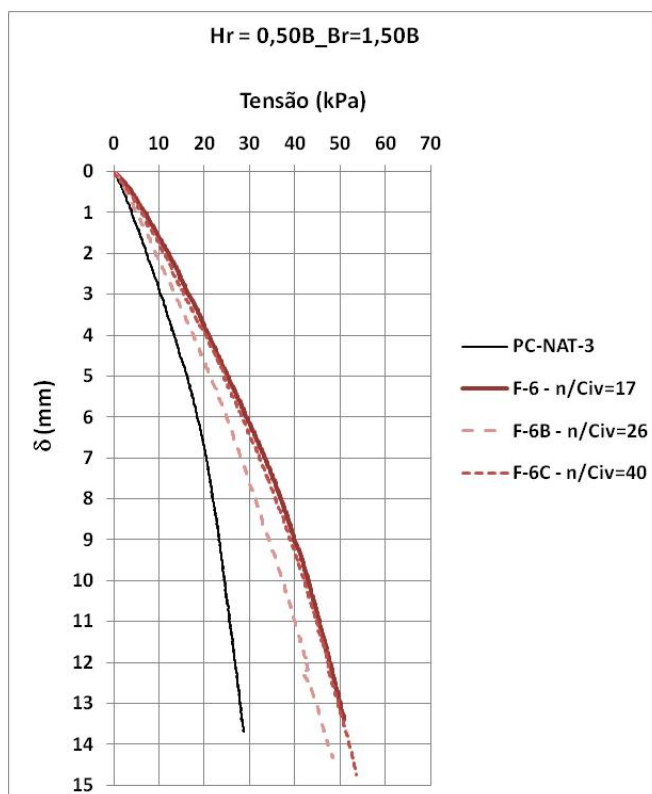


Figura 4.17: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 1,50$

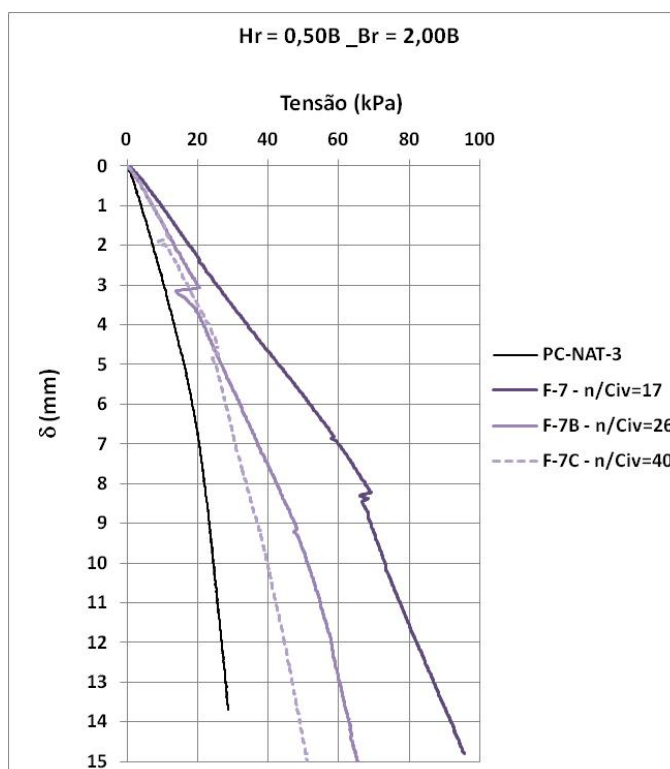


Figura 4.18: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 2,00$

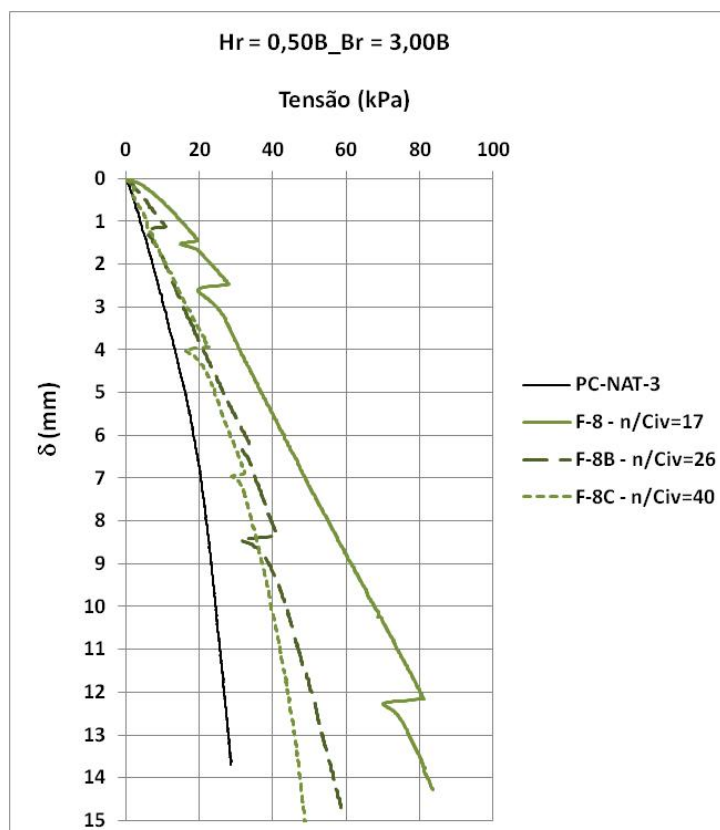


Figura 4.19: efeito da resistência do reforço - provas de carga $H_r/B = 0,50$ e $B_r/B = 3,00$

4.2.2.2 Efeito da Espessura do Reforço

Comparando-se as provas de carga com reforços de mesma largura (B_r) porém, diferentes espessuras (figs. 4.20 a 4.23), percebe-se que até um determinado deslocamento (entre 4% e 12%), as curvas tensão *versus* recalque coincidem. Após este valor, a camada mais espessa apresenta maior resistência. Ou seja, os testes indicam que é necessário um recalque significativo para que apareça algum ganho de resistência devido somente ao aumento da espessura (H_r).

Uma maior resistência em reforços mais espessos é esperada na medida em que a profundidade será maior e, assim, terá o efeito positivo do confinamento gerado pela sobrecarga de solo. Além disso, quanto maior a espessura, maior a área lateral e consequentemente, maior o atrito entre o solo natural e o reforço.

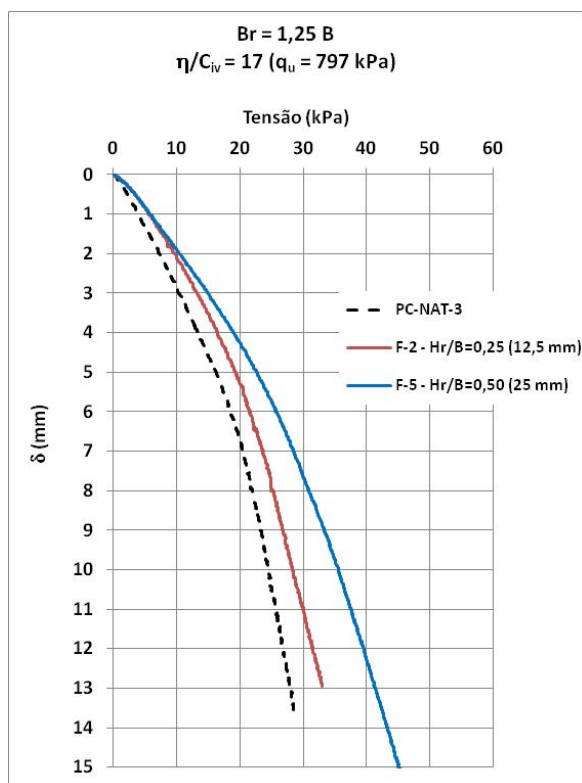


Figura 4.20: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 1,25$

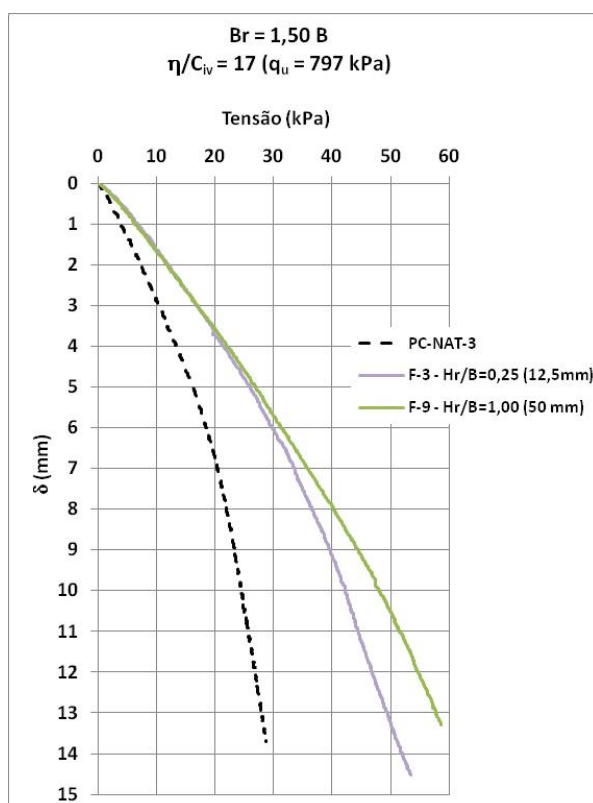


Figura 4.21: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 1,50$

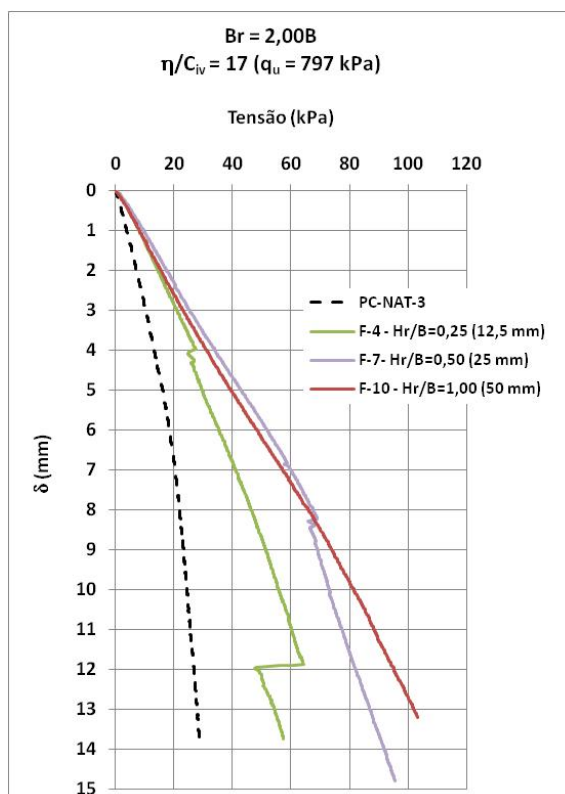


Figura 4.22: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 2,00$

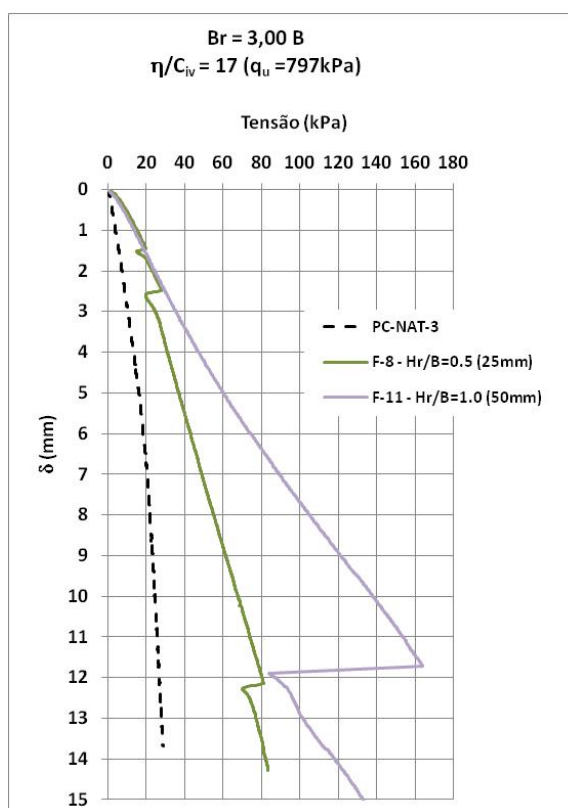


Figura 4.23: efeito da espessura do reforço - provas de carga $B_r/B = 3,00$

4.2.2.3 Normalização

Além das questões relativas ao efeito de escala discutidas no item 2.3, o comportamento carga *versus* recalque de fundações de diferentes tamanhos dependerá em grande parte da deformabilidade do solo (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Primeiramente, cabe uma observação quanto ao uso da Teoria da Elasticidade em solos. É sabido que solos não são materiais elásticos e conseqüentemente os recalques de fundações não são reversíveis, podendo ser recuperáveis apenas parcialmente. Segundo CINTRA *et al.* (2011), o que justifica o uso da teoria da elasticidade é a linearidade, uma vez que é razoável admitir um comportamento linear da curva carga *versus* recalque até níveis de tensões suficientemente distantes da ruptura (cargas de trabalho). Tendo em mente suas limitações, a Teoria da Elasticidade tem se mostrado uma ferramenta muito útil na compreensão dos fenômenos relativos à tensões e deformações em maciços de solos dentre outros problemas (DAVIS e SALVADURAI, 1996).

A figura 4.24 ilustra qualitativamente o comportamento de fundações de diferentes tamanhos assentes sobre solos com diferentes módulos de elasticidade.

Segundo a Teoria da Elasticidade, um maciço com módulo de elasticidade constante com a profundidade (fig. 4.24a), que é normalmente o caso de argilas pré-adensadas, o recalque de uma placa será proporcional à sua largura conforme a seguinte expressão:

$$\delta = \sigma B \left[\frac{1-\nu^2}{E} \right] I \quad (\text{equação 4.1})$$

Onde:

δ : recalque

σ : tensão aplicada

B: largura da fundação

ν : coeficiente de Poisson do maciço

E: módulo de elasticidade do maciço

I: fator de influência que depende da forma e rigidez da fundação

Em areias, sabe-se que o módulo de elasticidade cresce com o aumento das tensões confinantes. Caso o módulo seja diretamente proporcional às tensões confinantes (fig. 4.24b),

o recalque independe do tamanho da fundação (GIBSON, 1967 *apud* CINTRA *et al.* 2011). Na realidade, tem sido verificado experimentalmente que em areias a variação do módulo se aproxima mais da forma $E \sim (\sigma)^{1/2}$ (fig. 4.24c). Neste último caso, o comportamento da curva carga recalque será intermediário entre os dois primeiros.

LAMBE e WHITMAN (1969), enfatizam que esses comportamentos típicos são razoáveis para níveis de tensões baixos em relação a capacidade de carga do solo. Na prática, quando os níveis de tensão se aproximam da capacidade de carga os recalques podem se desenvolver de maneira imprevisível.

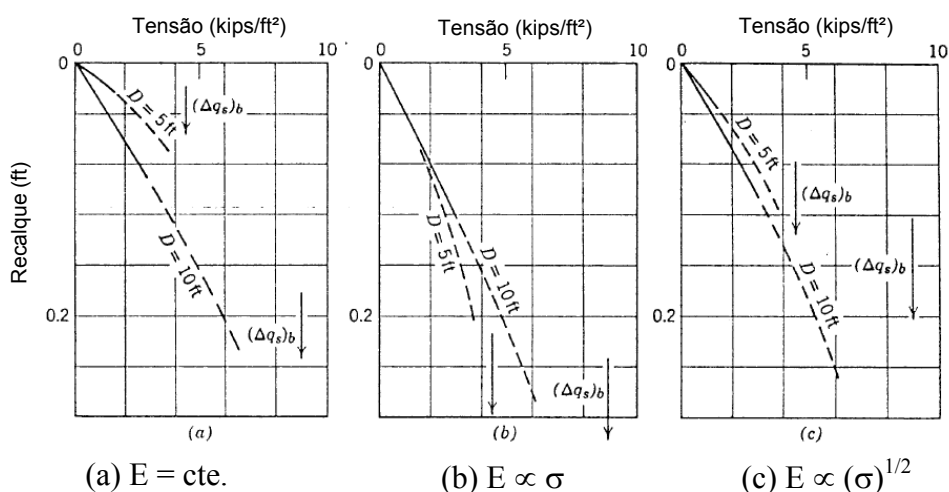


Figura 4.24: efeito do módulo de elasticidade do solo na curva carga *versus* recalque (adaptado de LAMBE e WITHMAN, 1969)

Nos ensaios F-1 a F-15, se ao invés da tensão aplicada pela sapata ($P/(B \times L)$), considerarmos a tensão aplicada pela base do reforço ($P/(B_r \times L)$), onde P é a carga medida pela célula de carga, verifica-se que o comportamento apresentado é consistente com o esperado para solos arenosos com $E \propto \sigma$, onde o recalque independe do tamanho da fundação.

As figuras 4.25 a 4.28, apresentam as curvas tensão *versus* recalque consideradas por esta perspectiva. As tensões são os valores atuantes ao nível da base do reforço ($P/(B_r \times L)$).

Este comportamento sugere que, para os casos onde há ruptura por punção, a camada de reforço e fundação comportam-se como se fossem um único elemento, com largura igual à do reforço (B_r).

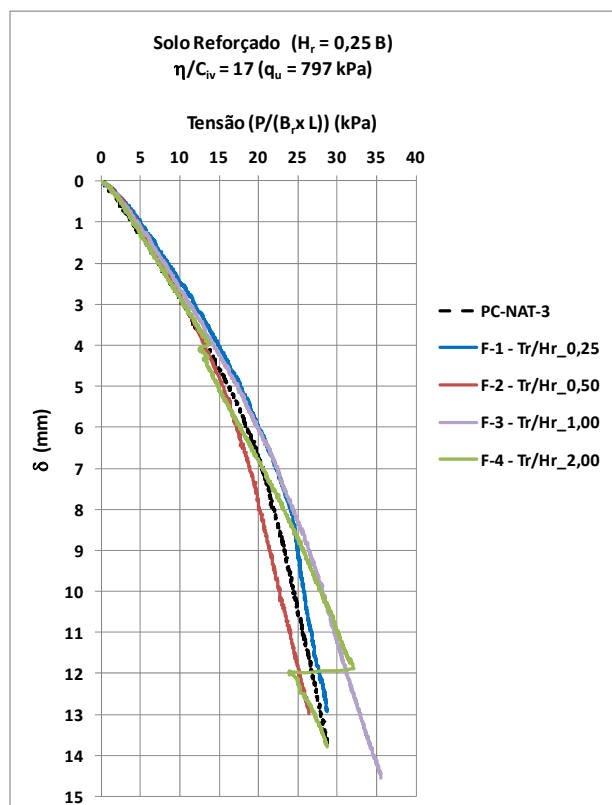


Figura 4.25: provas de carga $H_r = 0,25B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço

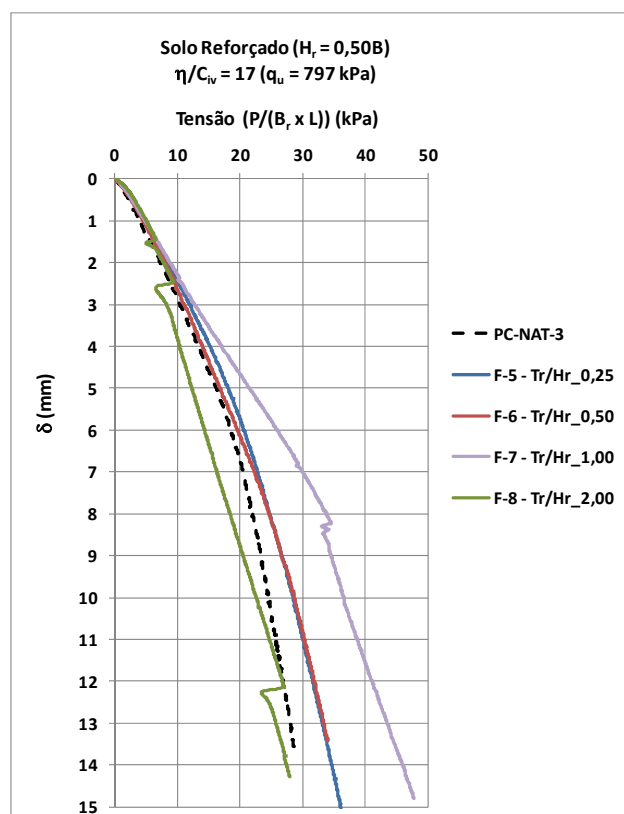


Figura 4.26: provas de carga $H_r = 0,50B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço

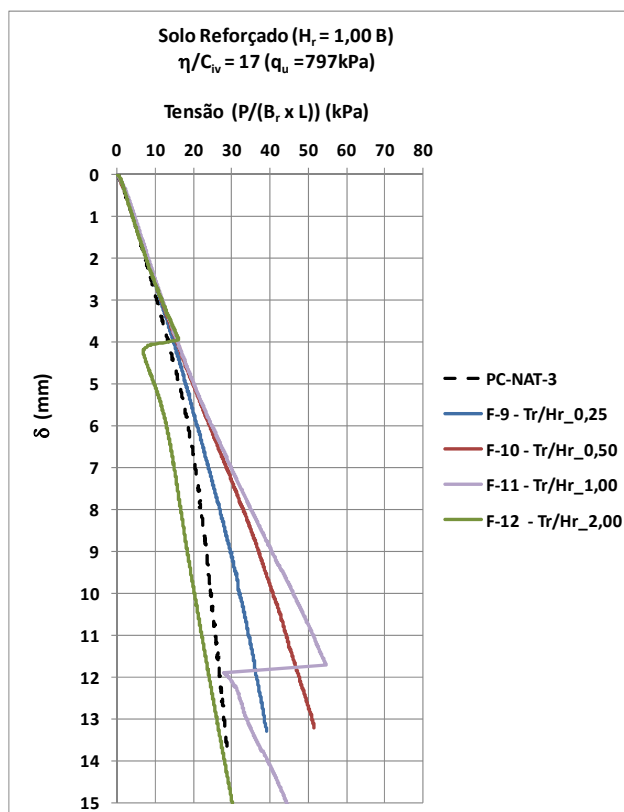


Figura 4.27: provas de carga $H_r = 0,50B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço

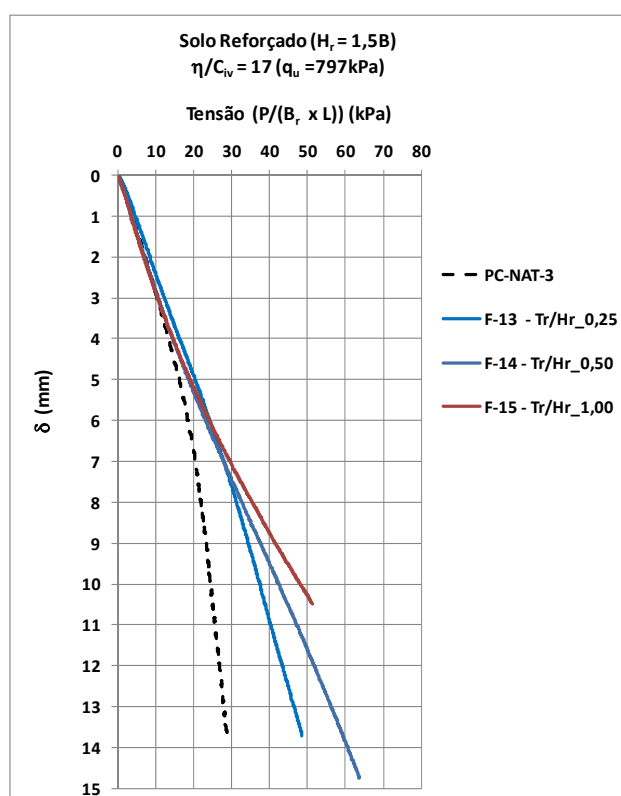


Figura 4.28: provas de carga $H_r = 1,50B$, $\eta/C_{iv} = 17$ - normalizadas em relação à área da base do reforço

A figura 4.29 mostra uma compilação dos resultados dos ensaios com mesmo η/C_{iv} e que apresentaram ruptura por punção. Vemos que até deslocamentos da ordem de $0,08B$ todas as curvas, quando normalizadas pela área da base do reforço se sobrepõem a do solo natural.

Para reforços com $B_r \geq 1,75B$ as curvas apresentam enrijecimento. Este enrijecimento está provavelmente relacionado a um aumento do confinamento, indicando uma possível influência das paredes laterais e do fundo do tanque de solos. Por este motivo, a prova de carga F-16 não foi realizada.

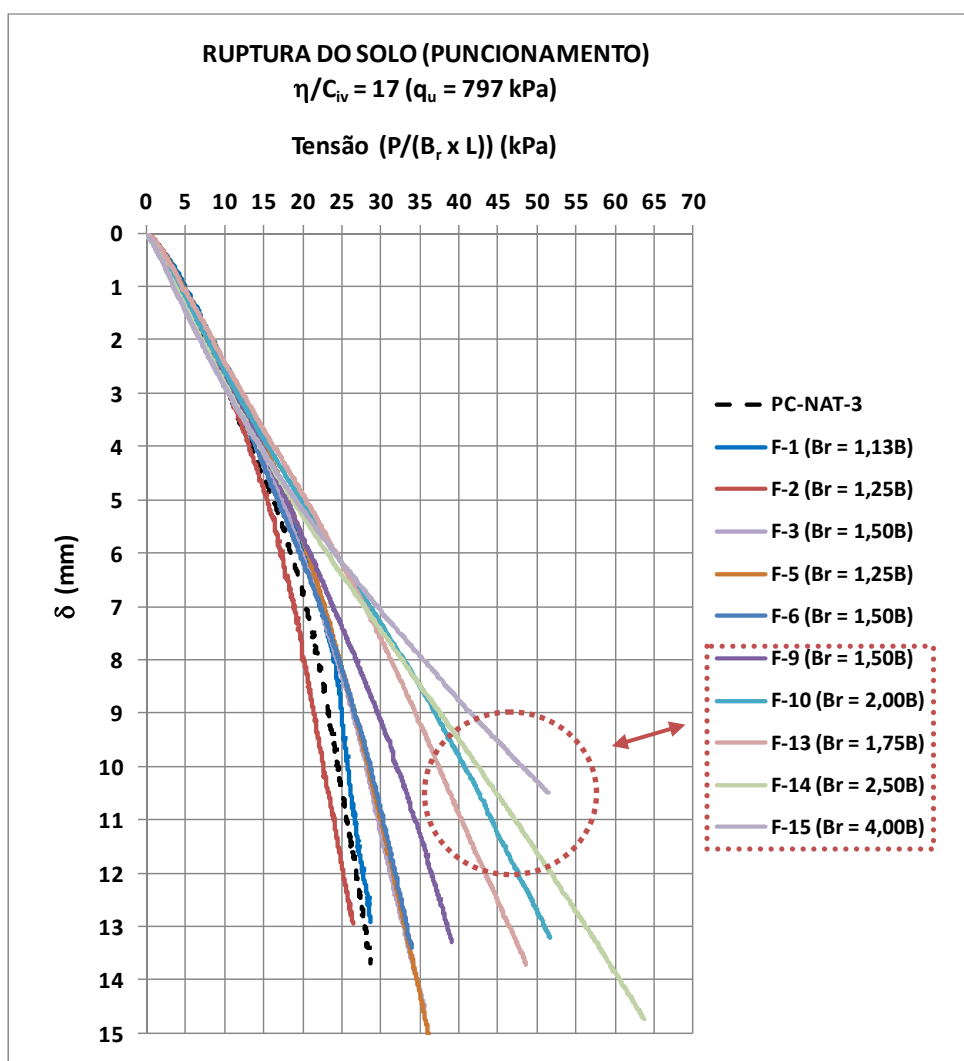


Figura 4.29: provas de carga normalizadas em relação à área da base do reforço ($\eta/C_{iv} = 17$)

5 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica através de elementos finitos é uma ferramenta cada vez mais utilizada na Geotecnia, apesar de ainda existirem restrições de acesso aos softwares devido ao alto custo de aquisição e complexidade de utilização. Através de modelos numéricos podem ser analisados problemas com geometria e condições de contorno complexas, interação entre diferentes materiais e utilizar modelos constitutivos mais realistas.

Os objetivos da modelagem numérica neste trabalho são:

- a) realizar uma retroanálise das provas de carga em modelo reduzido, com o objetivo de calibrar o modelo, possibilitando assim, expandir os resultados para um número maior de casos;
- b) analisar aspectos dificilmente observáveis experimentalmente, como o desenvolvimento de tensões e deslocamentos no solo e no reforço;
- c) a partir de um modelo calibrado, verificar a resposta do mesmo para fundações em verdadeira grandeza.

A modelagem numérica de fundações superficiais assentes sobre areia ainda é um desafio. Questões como não linearidade da curva tensão-deformação, enrijecimento (*strain hardening*), amolecimento (*strain softening*), deformações volumétricas plásticas em fluxo não associado, baixos valores de coesão, singularidades nas bordas de fundações rígidas, impõem enormes dificuldades numéricas de equacionamento e convergência (WOOD, 2004; BURD e FRYDMAN, 1996). Por exemplo, LOUKIDIS e SALGADO (2011) lançam mão de um modelo extremamente elaborado para corretamente simular o efeito da densidade relativa e do nível de tensões em fundações superficiais assentes sobre areia.

Neste trabalho foi elaborado um modelo de elementos finitos utilizando o software ANSYS Workbench Versão 16.0 em conjunto com a biblioteca multiPlas da empresa DYNARDO, que possui modelos constitutivos especificamente desenvolvidos para simulações de solos, concreto, rochas, alvenaria e madeira no ANSYS. Buscou-se assim, o

desenvolvimento de um modelo com características adequadas à correta representação do fenômeno estudado.

Para representação da areia foi utilizado um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e lei de fluxo não associada. Para a representação da camada de solo-cimento também foi utilizado um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, porém, com a adição de uma superfície de plastificação tipo "*tension cut-off*," ou seja, que limita a resistência à tração do material.

O critério ruptura ou superfície de plastificação de Mohr-Coulomb pode ser visto no espaço de tensões principais na figura 5.1. Normalmente, os textos clássicos de elasticidade e plasticidade adotam como padrão denotar positivas as tensões de tração e negativas as de compressão. Já em Geotecnia convencionou-se utilizar o inverso. Portanto, deve-se tomar bastante cuidado quanto a convenção de sinais utilizadas principalmente na utilização de softwares.

Considerando positivas as tensões de compressão com $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, pode-se escrever o critério de plastificação de Mohr-Coulomb da seguinte forma:

$$F = \sigma_1(1 - \sin \phi) - \sigma_3(1 + \sin \phi) - 2c \cos \phi = 0 \quad (\text{equação 5.1})$$

Onde:

F: função de plastificação

σ_1, σ_3 : tensões principais maior e menor respectivamente

c: coesão

ϕ : ângulo de atrito interno

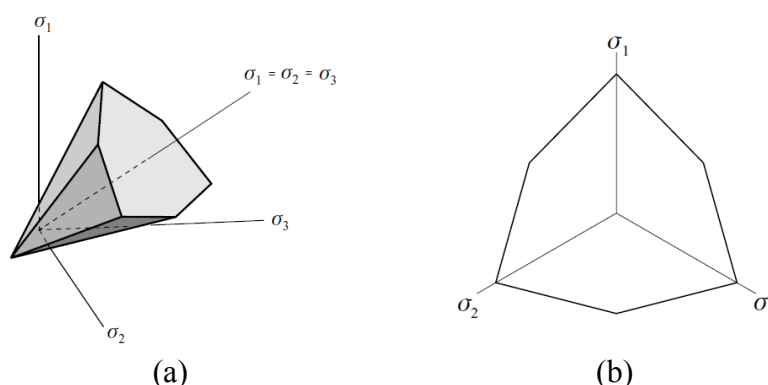


Figura 5.1: (a) representação da superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (b) seção transversal da superfície no plano desviador (adaptado de DAVIS e SELVADURAI, 2002)

Para descrever como ocorrerão as deformações após a plastificação, temos que prescrever a lei de fluxo plástico. No modelo de Mohr-Coulomb costuma-se utilizar a seguinte função, também chamada de potencial plástico:

$$\delta \varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (\text{equação 5.2})$$

$$G = \sigma_1(1 - \sin \psi) - \sigma_3(1 + \sin \psi) \quad (\text{equação 5.3})$$

Onde:

$\delta \varepsilon^p$: incremento de deformação plástica

G: função potencial plástico

λ : escalar positivo

ψ : ângulo de dilatância

Se $\psi = \phi$, as funções de plastificação F e potencial plástico G serão iguais e as deformações plásticas normais à superfície de plastificação, sendo esta condição conhecida como fluxo associado. Se $\psi \neq \phi$, então F e G serão diferentes e a condição de normalidade entre a superfície de plastificação e as deformações plásticas não será respeitada. Neste caso, o fluxo é chamado de não associado.

Experimentos mostram que o ângulo de dilatância em areias é significativamente menor do que seu ângulo de atrito. Por exemplo, em areias fofas ou mesmo areias densas sob altas tensões confinantes a dilatância pode inclusive ser nula ou negativa. Valores máximos de

ψ são da ordem de 20° em estado plano de deformação e 12° em estado triaxial (BOLTON, 1986). Como mencionado anteriormente, neste trabalho será utilizado fluxo não associado.

Para ilustrar o comportamento do modelo utilizado, a figura 5.2 apresenta esquematicamente, através de um modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a simulação dois ensaios triaxiais convencionais com tensões confinantes $\sigma_3(1) > \sigma_3(2)$.

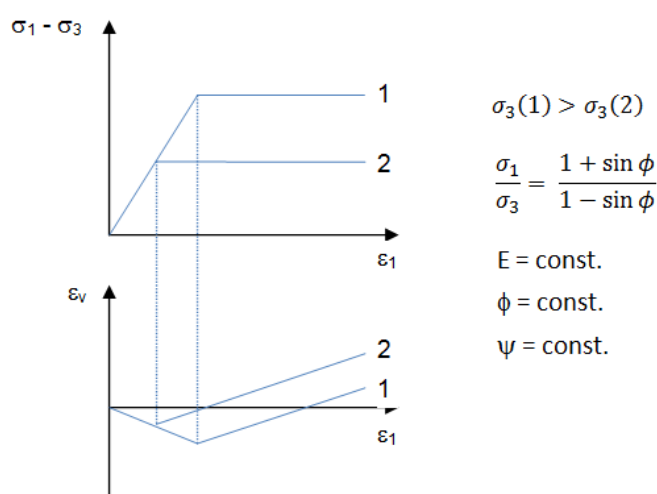


Figura 5.2: simulação de dois ensaios triaxiais convencionais através de um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Para simulação da areia com baixos valores de coesão, o critério de Mohr-Coulomb é uma boa aproximação. Já para o solo-cimento, que apresenta valores bastante elevados de coesão, a extensão da envoltória para o trecho negativo poderá superestimar a resistência à tração do material se $|c \times \cot(\phi)| > |q_t|$. Esse problema torna-se crítico no caso em que a ruptura do sistema é controlada pela resistência à tração.

Neste caso, um artifício utilizado é a adição de uma nova superfície de plastificação, chamada de "*tension cut-off*", que limitará a resistência a tração do material a um valor pré-definido, igual à sua resistência à tração. A figura 5.3 mostra esquematicamente uma envoltória de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*".

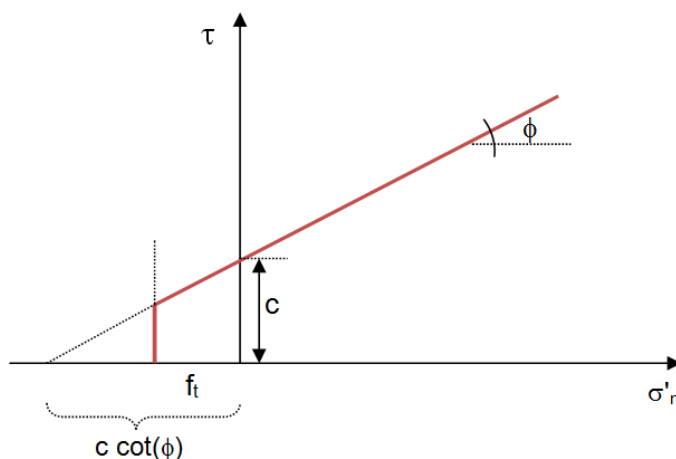


Figura 5.3: envoltória de Mohr-Coulomb com "tension cut-off"

5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo desenvolvido possui as seguintes características principais:

- bidimensional (2D) com estado plano de deformações;
- modelo constitutivo da areia: elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- modelo constitutivo do solo-cimento: elástico-perfeitamente plástico com critério de Mohr-Coulomb e "tension cut-off";
- lei de fluxo não associada;
- pequenas deformações;
- malha estruturada de elementos triangulares de 6 nós (quadráticos);

A figura 5.4 apresenta uma visão geral do modelo de elementos finitos, com destaque para a região próxima à fundação. Na figura 5.5 são apresentadas as condições de contorno.

Foram representadas a areia de base, a camada de reforço e a camada superior de areia, ao lado do reforço (chamada de solo de sobrecarga). O esforço provocado pela fundação no maciço foi simulado através de deslocamentos verticais prescritos nos nós do topo da camada de reforço, em uma largura correspondente à largura da fundação. Esta forma de aplicação de carga é usualmente utilizada na modelagem numérica de fundações superficiais para evitar problemas de convergência que surgem quando se aplicam tensões.

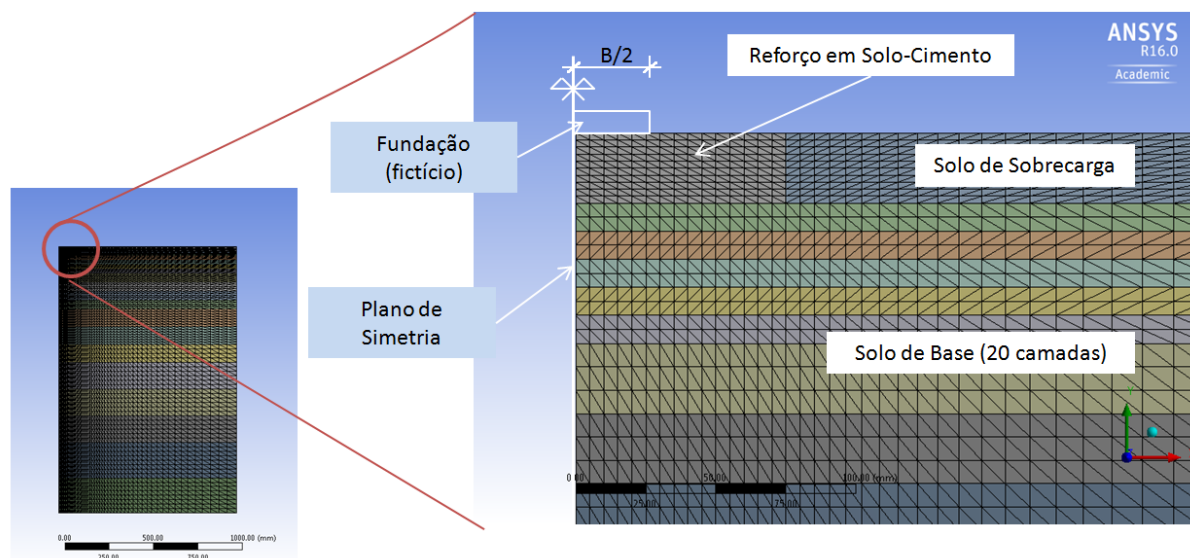


Figura 5.4: visão geral do modelo de elementos finitos

Como o problema é simétrico em relação ao centro, somente foi necessário modelar um dos lados do plano de simetria e informar esta condição de contorno ao software, o que reduz significativamente o tempo de processamento da análise. Na borda lateral foi restrito o movimento horizontal, mas permitido o livre movimento na direção vertical. Na borda inferior, foi restrito o movimento vertical e permitido o livre movimento na direção horizontal.

Entre camadas de diferentes materiais é necessário adicionar elementos de contato para que o software reconheça esta interface. Na interface entre solo e reforço foram aplicados contatos não lineares de atrito tipo "*Friction*". Esse contato permite o deslizamento com geração de atrito entre os elementos. A magnitude da força de atrito gerada é função de um coeficiente μ proporcional à força normal atuante entre os elementos ($F_{at} = \mu F_n$). Este tipo de contato também permite a separação entre os materiais. O coeficiente de atrito deve ser especificado no início da análise.

O valor exato do coeficiente de atrito entre a areia e o solo-cimento somente pode ser estabelecido experimentalmente. Na literatura, são comumente recomendados valores para o atrito entre areia e concreto da ordem de $1/2\phi$ a $2/3\phi$ (BOWLES, 1968; CLAYTON *et al.* 1993, MOURA, 2015). Como a superfície resultante da moldagem da camada de solo-cimento em forma de madeira era relativamente lisa, foi adotado para as análises numéricas o coeficiente $\mu=0,3$ que corresponde aproximadamente à $\tan(32,5^\circ/2)$.

Para a correta simulação do comportamento, foi necessário discretizar a base de areia em camadas. Entre cada camada foram aplicados contatos do tipo "Bonded", que não permite deslizamento nem a separação entre os elementos.

A análise era realizada em dois passos. O primeiro consistia na geração das tensões iniciais geostáticas e o segundo na aplicação dos deslocamentos.

Para que não houvessem descolamentos resultantes do primeiro passo, as tensões iniciais foram prescritas em todos os nós do modelo ao mesmo tempo em que era aplicada a força da gravidade. Esta rodada era feita em um único passo. Como as tensões internas prescritas estão em equilíbrio com as forças externas (gravidade), o deslocamento final era nulo. Assim os deslocamentos resultantes das análises correspondem apenas ao carregamento aplicado. A figura 5.6 apresenta as tensões geostáticas geradas no primeiro passo.

No segundo passo, eram aplicados 15 mm de deslocamento vertical na direção -Y. Na análise, este deslocamento era dividido em no mínimo 40 incrementos. Caso não encontrasse convergência em algum destes incrementos, o programa automaticamente dividia o incremento buscando a convergência.

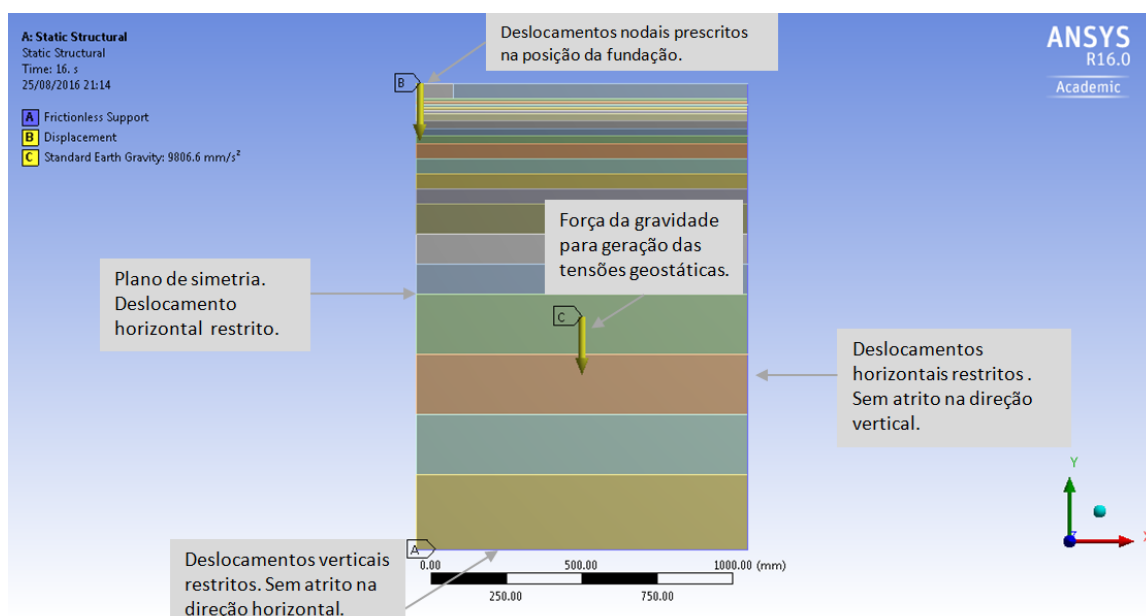


Figura 5.5: condições de contorno do modelo de elementos finitos

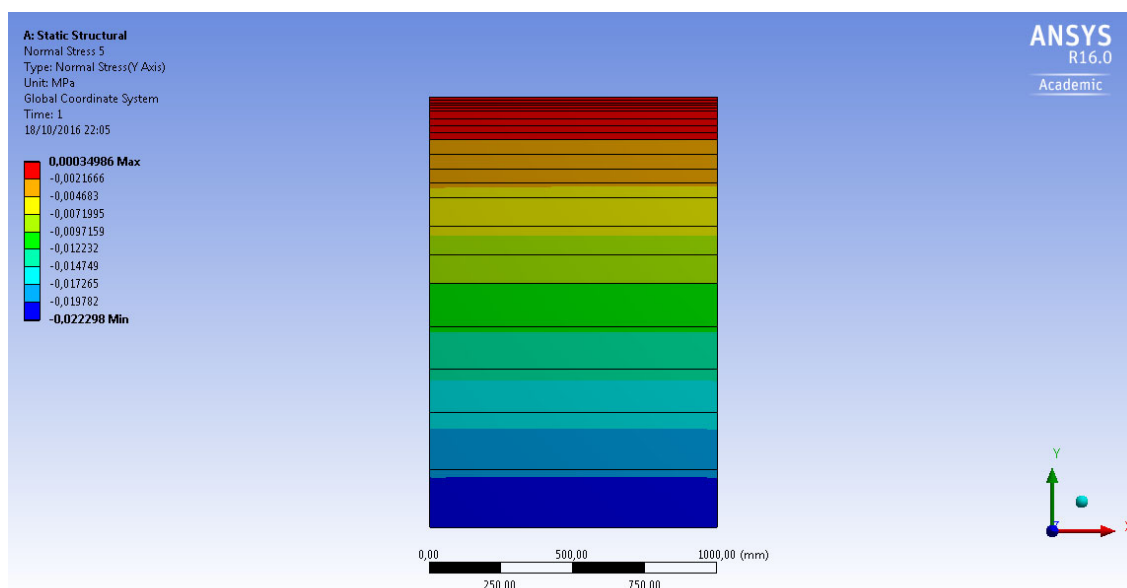


Figura 5.6: geração das tensões geostáticas

5.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO

A calibração do modelo numérico consistiu no ajuste de seus parâmetros modo a reproduzir a curva tensão *versus* recalque obtida no ensaio em escala reduzida da areia sem reforço (ensaio PC-NAT-3). A calibração abrangeu três aspectos. O primeiro foi estabelecer o posicionamento das fronteiras a uma distância tal que sua influência não fosse significativa, o segundo foi o refinamento da malha e o terceiro foi a calibração dos parâmetros dos materiais.

Os parâmetros dos materiais requeridos para a modelagem numérica são:

- Areia: E , ν , c' , ϕ' , ψ , K_0 , γ'
- Solo-Cimento: E , ν , c' , ϕ' , ψ , K_0 , γ' , q_t

Alguns parâmetros foram adotados constantes em todas as análises. Para a areia foi utilizado o peso específico médio obtido no tanque de solos $\gamma' = 14,9 \text{ kN/m}^3$. Este mesmo valor foi adotado para a camada de solo-cimento para que não houvesse perturbação no campo das tensões geostáticas iniciais. O mesmo foi feito para o parâmetro K_0 , calculado com base na equação JAKY (1994): $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(34^\circ) = 0,44$. A justificativa para o valor de ϕ' será vista subsequentemente.

O valor de coeficiente de Poisson da areia foi obtido através da expressão da teoria da elasticidade: $\nu = K_0/(1+K_0) = 0,44/(1+0,44) = 0,31$. Para o solo cimento foi adotado um valor de 0,25.

Os parâmetros de resistência (c' , ϕ' , ψ) e deformabilidade (E) são normalmente obtidos através de ensaios triaxiais convencionais porém, as condições do ensaio no modelo reduzido diferem em grande parte das condições aplicadas em um ensaio triaxial. Por exemplo, no modelo reduzido as tensões confinantes são extremamente baixas, já o equipamento triaxial disponível no LEGG/UFRGS permite aplicar tensões confinantes $\sigma_2=\sigma_3$ mínimas de 20 kPa. Além disso, o modelo reduzido está submetido a um estado plano de deformação, com σ_2 variando ao longo do teste, enquanto que no ensaio triaxial convencional as tensões σ_2 e σ_3 são iguais e constantes durante de todo ensaio.

Assim, para o estabelecimento de parâmetros consistentes com as condições do modelo, foi necessário fazer uma interpretação considerando adicionalmente aos ensaios realizados, correlações existentes na literatura e a retroanálise das provas de carga.

Sabe-se que a dilatância aumenta com a redução da tensão efetiva e com o aumento da densidade relativa. CHAKRABORTY e SALGADO (2010) apresentam uma extensão da relação estabelecida por BOLTON (1986) entre ângulo de atrito de pico, ângulo de atrito de estado crítico e dilatância para o caso de baixas tensões confinantes, típico de ensaios em modelos reduzidos a 1g. Conforme os autores citados, tanto para a condição triaxial quanto para a condição de deformação plana, o ângulo de dilatância pode ser estimado através das seguintes equações:

$$\phi_p - \phi_c = 0,6\psi_p \quad (\text{equação 5.4})$$

$$\frac{\phi_p - \phi_c}{3,8} + I_D \ln \frac{100\sigma'_{mp}}{Pa} = I_D Q - R \quad (\text{equação 5.5})$$

$$\sigma'_{mp} = (\sigma'_{1p} + \sigma'_{2p} + \sigma'_{3p})/3 \quad (\text{equação 5.6})$$

$$b = \frac{\sigma'_{2p} - \sigma'_{3p}}{\sigma'_{1p} - \sigma'_{3p}} \quad (\text{equação 5.7})$$

Onde:

ϕ_p : ângulo de atrito de pico

ϕ_c : ângulo de atrito de estado crítico

ψ_p : ângulo de dilatância de pico

I_D : índice de densidade relativa ($D_r/100$)

σ'_{mp} : tensão efetiva média de pico

σ'_{1p} , σ'_{2p} , σ'_{3p} : tensão principais efetivas de pico

Q e R: parâmetros de ajuste, função das características da areia ($R: 1; 7 < Q < 10$)

b: correlação entre tensões em deformação plana ($0,2 < b < 0,5$)

A tabela 5.1 apresenta os valores de dilatância estimados a partir do método de CHAKRABORTY e SALGADO (2010). Os parâmetros de entrada adotados foram:

$$B = 0,05 \text{ m}$$

Tensão aplicada pela fundação $\Delta\sigma_v = 25 \text{ kPa}$

$$K_0 = 0,44$$

$$\gamma' = 14,9 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_c = 30,5^\circ \text{ (SANTOS } et al., 2010)$$

$$I_d = 0,36$$

$$B = 0,25$$

$$R = 1,00$$

$$Q = 8,00$$

Com base nestes resultados apresentados na tabela 5.1, foi adotado o valor de $\psi = 10^\circ$.

A coesão da areia obtida nos ensaios triaxiais foi zero. Entretanto, não é possível especificarmos um valor igual a zero devido à problemas numéricos. Após alguns testes, verificou-se que para uma boa convergência, deveria ser utilizado um valor mínimo de $c' = 0,025 \text{ kPa}$.

Para o solo-cimento a coesão e o ângulo de atrito interno foi obtida através do método de CONSOLI (2014), apresentado na revisão bibliográfica.

O ângulo de atrito interno da areia obtido nos ensaios triaxiais foi $32,5^\circ$. Por retroanálise, verificou-se que o melhor ajuste nas provas de carga se deu para $\phi' = 34^\circ$. Este valor está coerente com as condições de deformação plana e baixas tensões confinantes do modelo reduzido.

Tabela 5.1: estimativa de ψ através do método de CHAKRABORTY e SALGADO (2010)

z (m)	Tensões Geostáticas				Tensões Aplicadas pela Fundação		Tensões Totais (Geostáticas + Fundação)				Chakraborty e Salgado (2010)		
	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_{mp} (kPa)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\Delta\sigma_h$ (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_{mp} (kPa)	$\phi_p - \phi_c$ (°)	ψ (°)	ϕ_p (°)
0,000	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	4,0	6,7	34,5
0,025	0,4	0,2	0,2	0,3	20,0	5,00	20,4	5,2	5,2	10,3	4,8	7,9	35,3
0,050	0,7	0,4	0,3	0,5	13,8	1,25	14,5	1,7	1,6	5,9	5,3	8,8	35,8
0,075	1,1	0,6	0,5	0,8	9,5	0,25	10,6	0,9	0,7	4,1	5,5	9,2	36,0
0,100	1,5	0,9	0,7	1,0	7,0	0	8,5	0,9	0,7	3,3	5,7	9,5	36,2
0,125	1,9	1,1	0,8	1,3	5,0		6,9	1,1	0,8	2,9	5,7	9,6	36,2
0,150	2,2	1,3	1,0	1,5	4,0		6,2	1,3	1,0	2,8	5,8	9,6	36,3
0,175	2,6	1,5	1,1	1,8	3,0		5,6	1,5	1,1	2,8	5,8	9,6	36,3
0,200	3,0	1,7	1,3	2,0	2,3		5,2	1,7	1,3	2,8	5,7	9,5	36,2
0,225	3,4	1,9	1,5	2,3	1,9		5,2	1,9	1,5	2,9	5,6	9,4	36,1
0,250	3,7	2,2	1,6	2,5	1,5		5,2	2,2	1,6	3,0	5,6	9,3	36,1
0,275	4,1	2,4	1,8	2,8	1,3		5,3	2,4	1,8	3,2	5,5	9,2	36,0
0,300	4,5	2,6	2,0	3,0	1,0		5,5	2,6	2,0	3,3	5,4	9,0	35,9
0,325	4,8	2,8	2,1	3,3	0,9		5,7	2,8	2,1	3,6	5,4	9,0	35,9
0,350	5,2	3,0	2,3	3,5			5,2	3,0	2,3	3,5	5,3	8,9	35,8
0,375	5,6	3,2	2,5	3,8			5,6	3,2	2,5	3,8	5,2	8,7	35,7
0,400	6,0	3,5	2,6	4,0			6,0	3,5	2,6	4,0	5,2	8,6	35,7
0,425	6,3	3,7	2,8	4,3			6,3	3,7	2,8	4,3	5,1	8,5	35,6
0,450	6,7	3,9	3,0	4,5			6,7	3,9	3,0	4,5	5,0	8,3	35,5
0,480	7,1	4,1	3,1	4,8			7,1	4,1	3,1	4,8	4,9	8,2	35,4
0,500	7,5	4,3	3,3	5,0			7,5	4,3	3,3	5,0	4,0	6,7	34,5

z: profundidade

A partir do comportamento observado nas provas de carga, foi adotado um modelo de variação do módulo de elasticidade do tipo $E = E_0 + k(\sigma_m)$. Com isso, foi necessário dividir o solo em camadas, especificando no início da análise, o valor de E para cada uma delas.

O solo foi então dividido em 21 camadas e, por retroanálise, verificou-se que o melhor ajuste se deu para a equação $E = 0,20 + 0,98\sigma_m$ (MPa).

A tabela 5.2 apresenta os dados especificados para cada camada da areia. Após algumas rodadas considerando camadas de espessura constante com a profundidade, verificou-se que as camadas superiores tinham maior influência no comportamento tensão

versus recalque e que, quanto maior o número de camadas, maior era a dificuldade de convergência do modelo. Por este motivo, foram adotadas camadas com espessuras variáveis com a profundidade.

Tabela 5.2: especificação do módulo de elasticidade para a areia

CAMADA	ESPESSURA (cm)	CENTRO (cm)	σ_v (kPa)	k_0	σ_h (kPa)	σ_m (kPa)	E (MPa)
Camada 1	1,0	0,5	0,07	0,44	0,03	0,05	0,23
Camada 2	1,0	1,5	0,22	0,44	0,10	0,14	0,30
Camada 3	1,0	2,5	0,37	0,44	0,16	0,23	0,36
Camada 4	1,0	3,5	0,52	0,44	0,23	0,33	0,42
Camada 5	1,0	4,5	0,67	0,44	0,30	0,42	0,49
Camada 6	2,5	6,3	0,93	0,44	0,41	0,58	0,60
Camada 7	2,5	8,8	1,30	0,44	0,57	0,82	0,76
Camada 8	2,5	11,3	1,68	0,44	0,74	1,05	0,92
Camada 9	2,5	13,8	2,05	0,44	0,90	1,28	1,08
Camada 10	5,0	17,5	2,61	0,44	1,15	1,64	1,32
Camada 11	5,0	22,5	3,35	0,44	1,48	2,10	1,64
Camada 12	5,0	27,5	4,10	0,44	1,80	2,57	1,96
Camada 13	5,0	32,5	4,85	0,44	2,13	3,04	2,28
Camada 14	10,0	40,0	5,96	0,44	2,62	3,74	2,76
Camada 15	10,0	50,0	7,46	0,44	3,28	4,67	3,41
Camada 16	10,0	60,0	8,95	0,44	3,94	5,61	4,05
Camada 17	15,0	72,5	10,81	0,44	4,76	6,77	4,85
Camada 18	15,0	87,5	13,05	0,44	5,74	8,18	5,81
Camada 19	15,0	102,5	15,28	0,44	6,72	9,58	6,77
Camada 20	20,0	120,0	17,89	0,44	7,87	11,21	7,89
Camada 21	20,0	140,0	20,87	0,44	9,18	13,08	9,18

$$\sigma_m = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$$

A figura 5.7 apresenta a comparação entre a equação de variação do módulo de elasticidade obtida por retroanálise com a variação de $E_{(50\%)}$ obtida nos ensaios triaxiais. Podemos verificar que as curvas concordam bem para o nível de tensões existentes no modelo reduzido (0 a 5 kPa).

Para o solo-cimento foram adotados os valores de $E_{(50\%)}$ obtidos nos ensaios de compressão simples com medida de deformação axial, conforme correlação mostrada na figura 5.8.

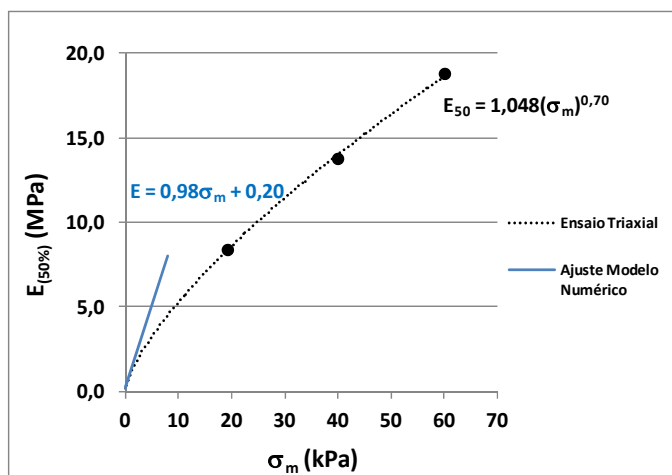


Figura 5.7: módulo de elasticidade retroanalísado e obtido no ensaio triaxial

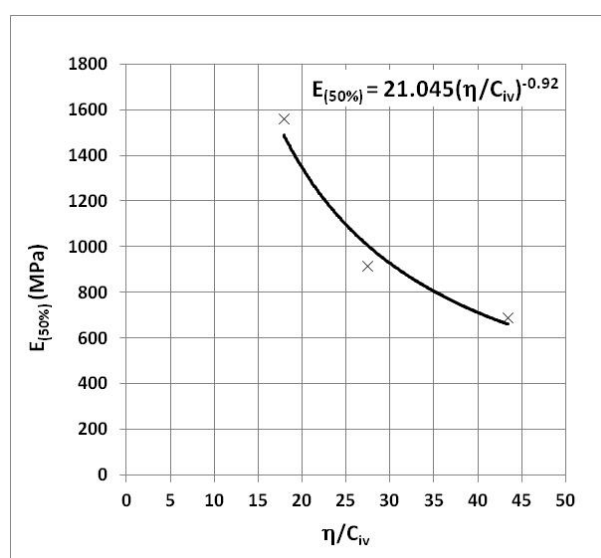


Figura 5.8: $E_{(50\%)}$ para o solo-cimento

A tabela 5.3 sumariza os parâmetros dos materiais utilizados no modelo numérico.

Tabela 5.3: parâmetros dos materiais para a análise numérica

PARÂMETRO	AREIA ($D_r = 36\%$)	SOLO-CIMENTO
E (MPa)	$0,98\sigma_m + 0,20$	$21.045(\eta/C_{iv})^{-0,92}$
ν	0,31	0,25
c' (kPa)	0,025	Consoli (2014)
ϕ' (°)	34	Consoli (2014)
ψ (°)	10	10
K_0	0,44	0,44
γ' (kN/m³)	14,9	14,9
q_t (kPa)	-	$10.455(\eta/C_{iv})^{-1,63}$

σ_m = tensões médias em kPa

A tabela 5.4 apresenta os parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas de reforço para cada prova de carga.

Tabela 5.4: parâmetros de resistência das camadas de reforço para análise numérica

N°	PROPRIEDADES DA CAMADA DE REFORÇO					PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (CONSOLI <i>et al.</i> 2014)		$E_{(50\%)}$ (MPa)
	H_r/B	T_r/H_r	η/C_{iv}	q_u (kPa)	q_t (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	
F-1	0,25	0,25	19,0	756	85	156	45,1	1404
F-2		0,50	20,2	693	77	141	45,6	1324
F-3		1,00	19,1	747	84	154	45,2	1393
F-4		2,00	19,3	739	83	152	45,2	1383
F-5	0,5	0,25	19,0	757	85	156	45,1	1405
F-6		0,50	18,5	785	89	163	44,9	1440
F-7		1,00	18,7	772	87	160	45,0	1423
F-8		2,00	17,4	855	99	179	44,4	1523
F-9	1,0	0,25	18,5	781	89	162	44,9	1435
F-10		0,50	17,9	817	93	170	44,7	1478
F-11		1,00	17,5	843	97	177	44,5	1510
F-12		2,00	17,0	883	102	186	44,2	1556
F-13	1,5	0,25	17,9	820	94	171	44,7	1482
F-14		0,50	17,3	857	99	180	44,4	1526
F-15		1,00	16,8	894	104	189	44,2	1570
F-16*		2,00	17,3	856	99	180	44,4	1525
F-5B	0,5	0,25	26,5	476	49	92	47,6	1031
F-6B		0,50	26,8	470	49	91	47,7	1023
F-7B		1,00	26,6	473	49	92	47,6	1028
F-8B		2,00	27,0	464	48	90	47,7	1014
F-5C	0,5	0,25	42,9	246	23	44	50,8	663
F-6C		0,50	42,4	250	23	44	50,8	671
F-7C		1,00	41,2	259	24	46	50,6	688
F-8C		2,00	41,2	259	24	46	50,6	688

*os parâmetros para o ensaio F-16 foram calculados a partir de η/C_{iv} médio dos ensaios F-13, F-14 e F-15.

Outra etapa da calibração do modelo consistiu no posicionamento das suas fronteiras laterais e inferior. Para isso, foram feitas algumas rodadas variando a largura e altura do modelo até que os valores de capacidade de carga não apresentassem variação significativa. As figuras 5.9 e 5.10 apresentam a variação da capacidade de carga com o aumento da largura

e altura relativamente à dimensão da base da fundação (B). As rodadas foram feitas sempre mantendo uma das bordas fixas enquanto a outra era modificada.

Com base nos resultados obtidos, foram adotadas as relações $L/B = 40$ ($L = 2,00$ m) e $H/B = 30$ ($H = 1,50$ m).

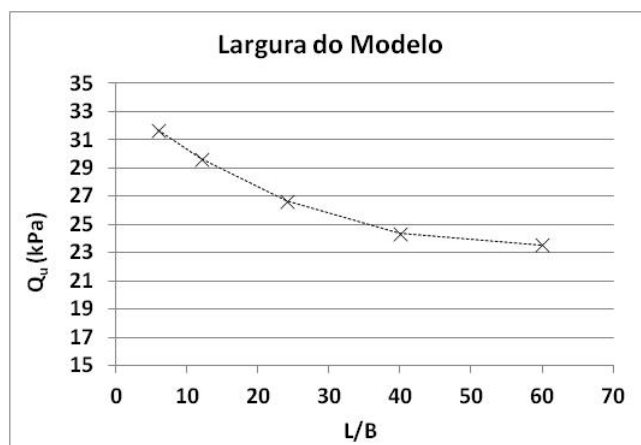


Figura 5.9: influência da largura do modelo na capacidade de carga

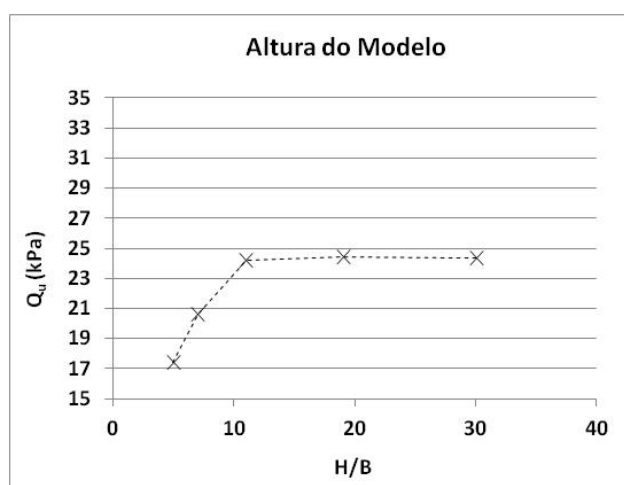


Figura 5.10: influência da altura do modelo na capacidade de carga

A malha de elementos finitos foi elaborada de maneira estruturada e com maior refinamento na região próxima à fundação, onde se concentram as tensões e deslocamentos. O nível de refinamento da malha utilizada pode ser visto na figura 5.4. Em média, as malhas utilizadas possuíam em torno de 11.000 elementos com 24.000 nós.

A influência do número de elementos na resposta do modelo pode ser vista na figura 5.11. Verifica-se que todas as malhas testadas já possuíam um grau de refinamento suficiente para a análise.

Além disso, foi adotado como critério, um número mínimo de 5 elementos sob a semi-largura da fundação, o que significa um tamanho mínimo de elemento igual a 5 mm imediatamente sob a base.

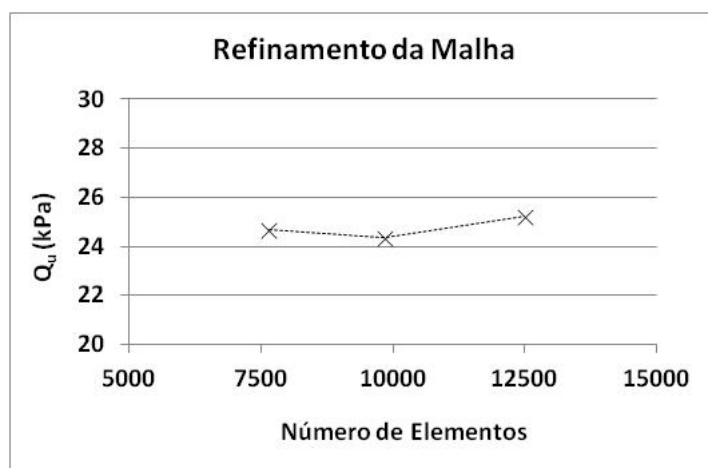


Figura 5.11: influência do refinamento da malha na capacidade de carga

A figura 5.12 apresenta o comparativo entre a curva tensão *versus* recalque obtida através do modelo de elementos finitos (SOLO NAT-NUM) com a obtida no ensaio com modelo reduzido (PC-NAT-3). Podemos verificar que o modelo numérico consegue reproduzir com bastante precisão o comportamento experimental. No deslocamento para o qual foi definida a capacidade de carga $\delta = 8,8$ mm, temos para o ensaio $Q_u = 23,1$ kPa e no modelo numérico $Q_u = 24,1$ kPa, uma diferença de 5,6%.

Dado que modelo esteja reproduzindo adequadamente o comportamento observado experimentalmente, podemos utilizá-lo para analisar a resposta de outras variáveis. A figura 5.13 mostra a variação da tensão vertical imediatamente sob a base da fundação a partir do seu eixo. Vemos que a tensão máxima ocorre no centro da base, reduzindo levemente até cerca de 20 mm. A partir deste ponto sofre uma redução mais acentuada até a borda da fundação. Conforme visto no item 2.2 da revisão bibliográfica, este resultado é compatível com o esperado para areias a um nível de deformação mais próximo da ruptura.

Na figura 5.14 tem-se a variação das tensões verticais no eixo da fundação ao longo da profundidade. Pode-se perceber que há uma influência das tensões aplicadas pela fundação até aproximadamente 350 mm (7B) de profundidade, a partir deste ponto as tensões se aproximam das tensões iniciais geostáticas. Este resultado está compatível com os obtidos pela teoria da elasticidade para fundações contínuas.

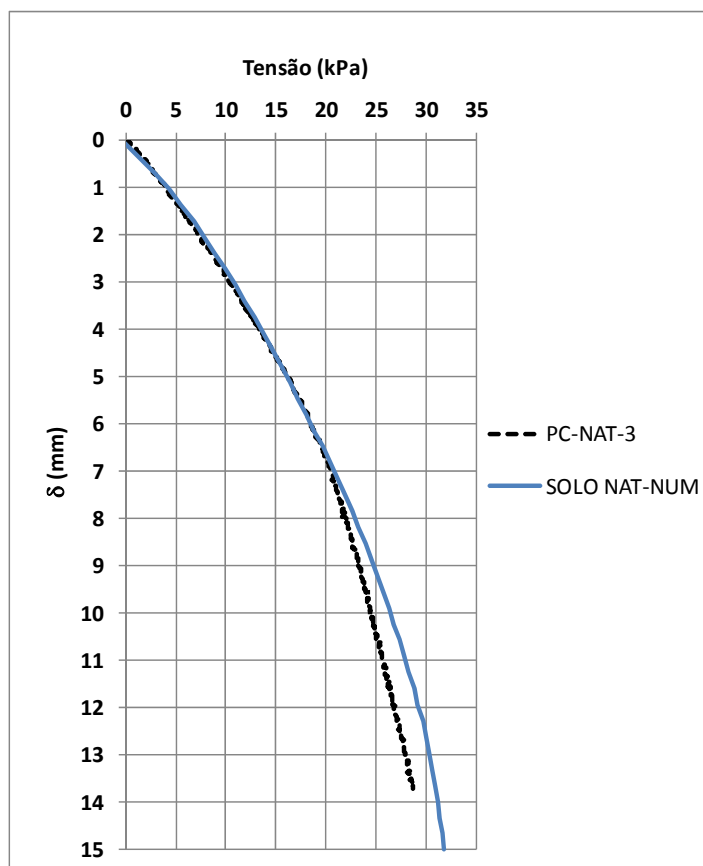


Figura 5.12: comparativo entre as curvas tensão *versus* recalque obtidas no modelo reduzido e no modelo numérico

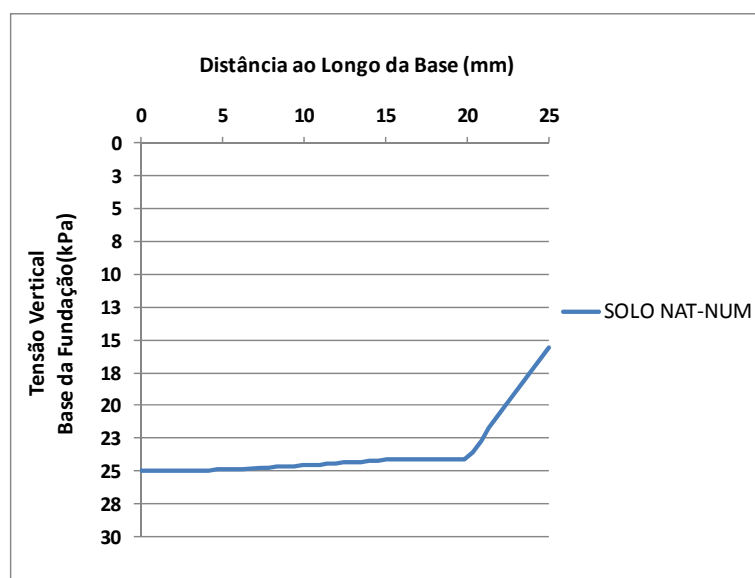


Figura 5.13: tensões verticais atuantes sob a base da fundação

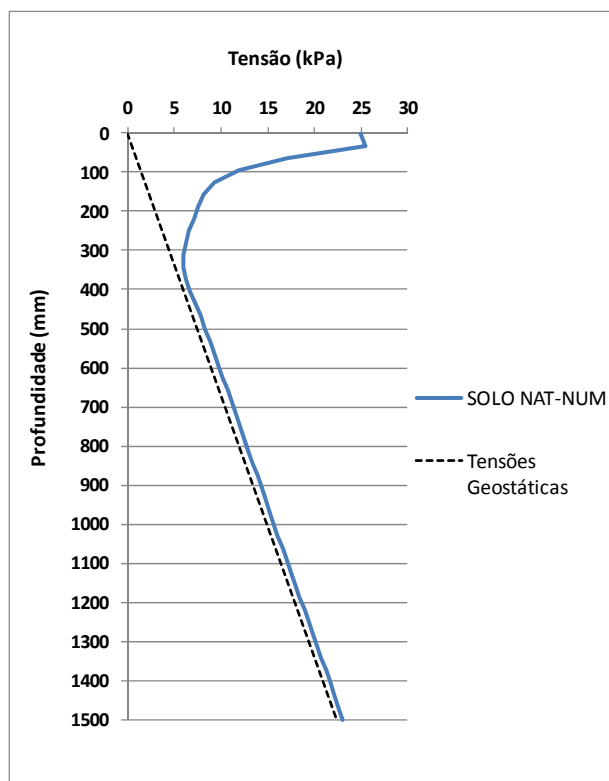


Figura 5.14: tensões verticais ao longo da profundidade no eixo da fundação

A figura 5.15 apresenta os vetores de deslocamento total do solo ($u_t = (u_x^2 + u_y^2 + u_z^2)^{1/2}$) após um deslocamento vertical imposto de $\delta/B = 30\%$. Pode-se verificar a tendência de deslocamento em espiral em direção à superfície do solo, conforme previsto pela teoria da capacidade de carga. Na figura 5.16 são mostrados os contornos de deslocamentos verticais (direção Y). Valores negativos indicam deslocamentos para baixo.

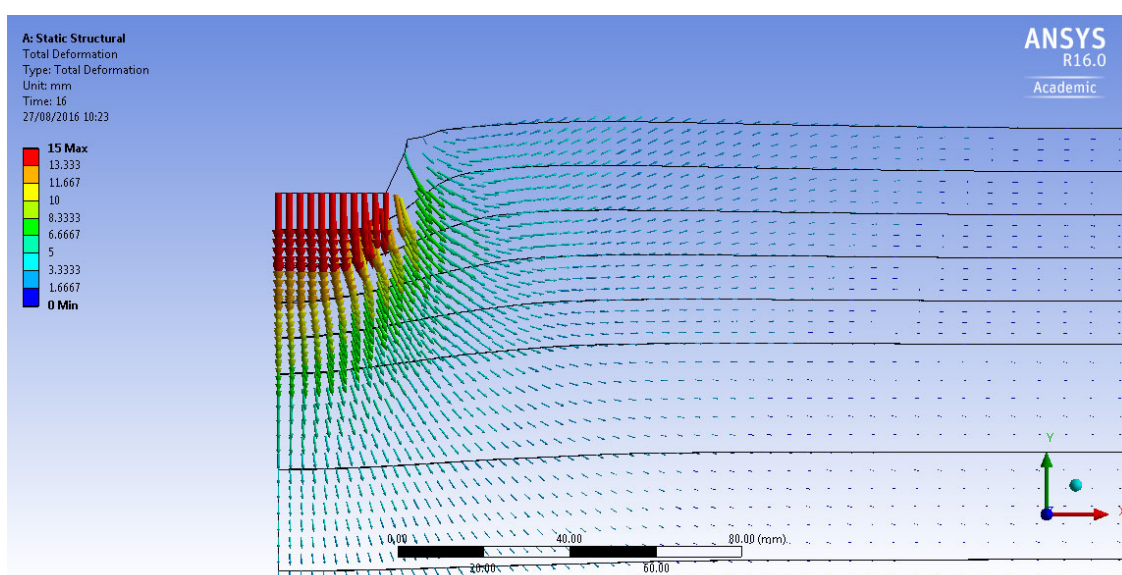


Figura 5.15: vetores de deslocamentos totais

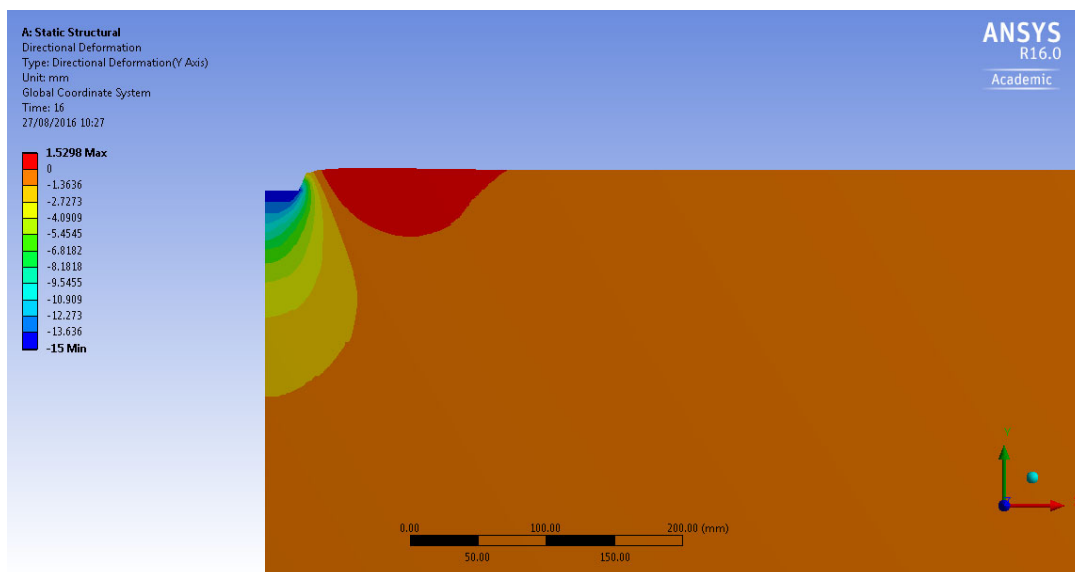


Figura 5.16: contornos de deslocamentos verticais

A figura 5.17 apresenta os contornos de plastificação do solo para um deslocamento de 15 mm ($\delta/B=30\%$). Verifica-se que a região de maior plastificação localiza-se junto à borda da fundação. Esta plastificação se propaga diagonalmente para baixo e em direção ao eixo da fundação. Percebe-se também a formação de uma cunha sob a fundação, que se desloca verticalmente para baixo, conforme previsto pela teoria clássica da capacidade de carga.

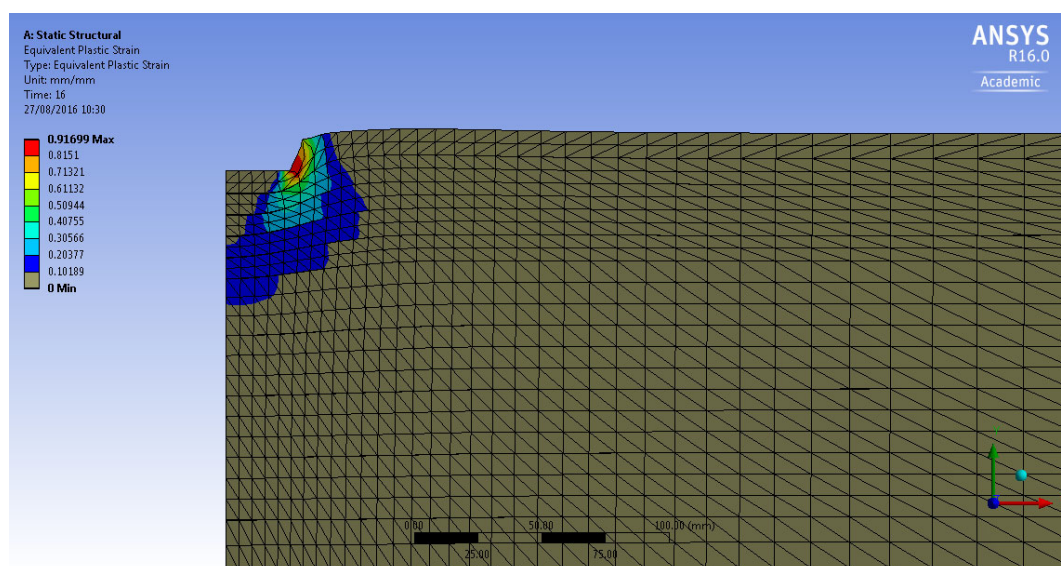


Figura 5.17: contornos de plastificação para $\delta/B = 30\%$

5.3 RETROANÁLISE

Uma vez calibrado o modelo numérico para a base de areia, foram simuladas as provas de carga com reforço em solo-cimento. Nos gráficos apresentados neste item, a letra "N" à frente do número do ensaio significa que se trata da simulação numérica.

A figura 5.18 apresenta um comparativo entre as curvas obtidas experimentalmente e numericamente para as provas de carga do solo reforçado com $H_r/B = 0,25$ e $\eta/C_{iv} = 17$. Pode-se verificar que o modelo consegue reproduzir com bastante fidelidade as curvas das provas de carga em modelo reduzido, indicando que o modelo numérico está bem calibrado. Este mesmo padrão de comportamento foi obtido para as demais relações H_r/B estudadas.

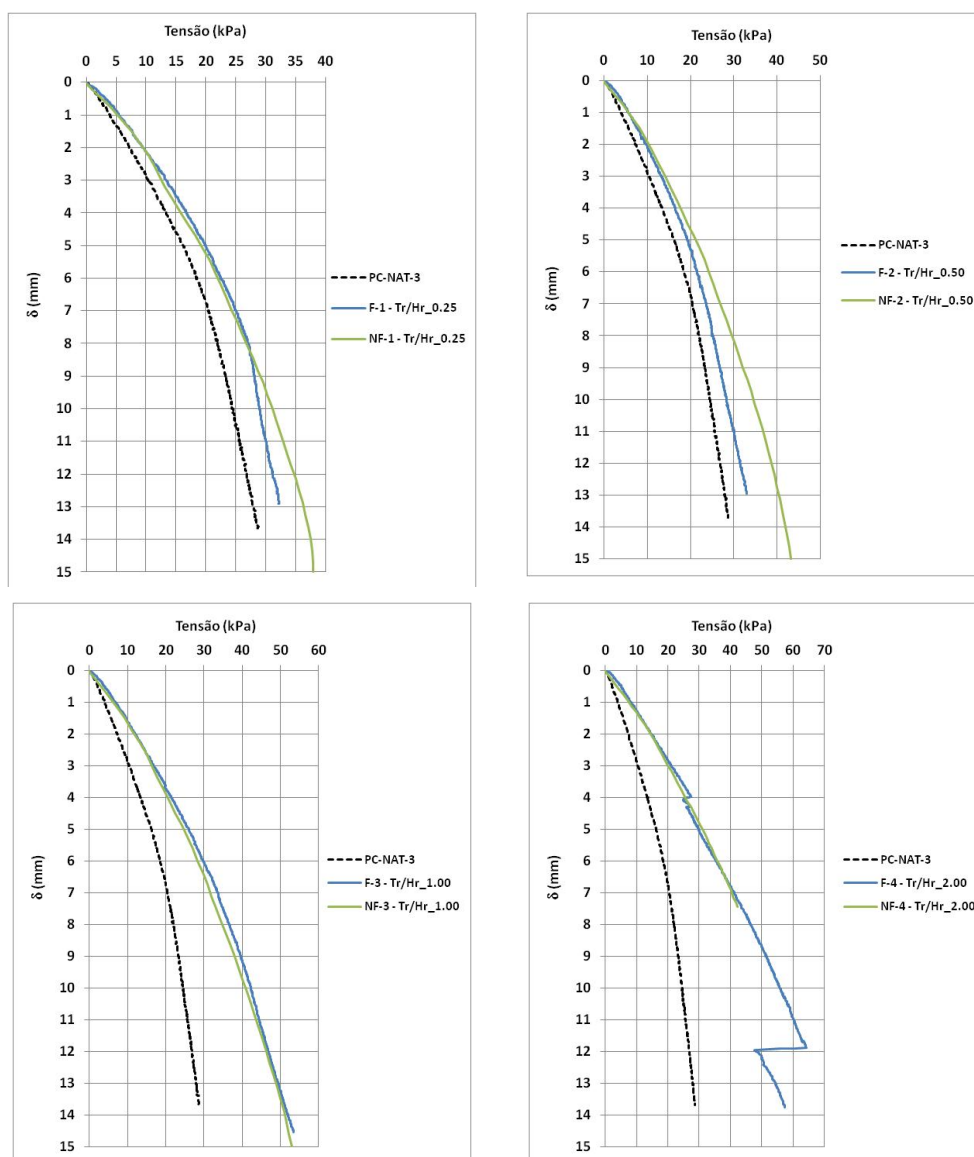


Figura 5.18: comparativo entre as curvas tensão versus recalque experimentais e numéricas. $H_r/B = 0,25$; $\eta/C_{iv} = 17$

Na análise numérica NF-4, apresentada na figura 5.18, percebe-se que o modelo parou (não convergiu) antes de atingir os deslocamento prescrito de 15 mm. Isto ocorre quando a plastificação atinge uma grande parte da seção do reforço, aumentando a não linearidade do problema e tornando a convergência cada vez mais difícil.

As figuras 5.19 a 5.22 apresentam um comparativo entre as curvas experimentais e numéricas para todas as provas de carga com $\eta/C_{iv} = 17$. Nas figuras indicadas com (a) e (b), a tensão é calculada com base na área da fundação, já nas figuras indicadas com (c) e (d) a tensão está normalizada, ou seja, calculada com base na área do reforço ($B_r \times L$).

Conforme previsto pela teoria de GIBSON (1967), em solos com módulo de elasticidade diretamente proporcional à tensão confinante, as curvas tensão *versus* recalque independem do tamanho da fundação. Como pode ser visto nas figuras 5.19(d) a 5.22(d), este foi o resultado obtido, entretanto, a variável aqui é a largura do reforço. Ou seja, fundação e reforço comportam-se como se fossem um elemento único.

O pequeno ganho de resistência observado entre as curvas numéricas com e sem reforço a partir de 18% de deformação deve-se, provavelmente, à sobrecarga de solo ao lado da camada de reforço.

Fica evidente nas figuras 5.21 e 5.22 que a causa do enrijecimento das curvas tensão *versus* recalque obtidas experimentalmente nos ensaios F-10 a F-16 devem-se ao confinamento provocado pela proximidade das fronteiras do tanque de testes, já que o modelo numérico as fronteiras estão suficientemente distantes, não se observa este enrijecimento.

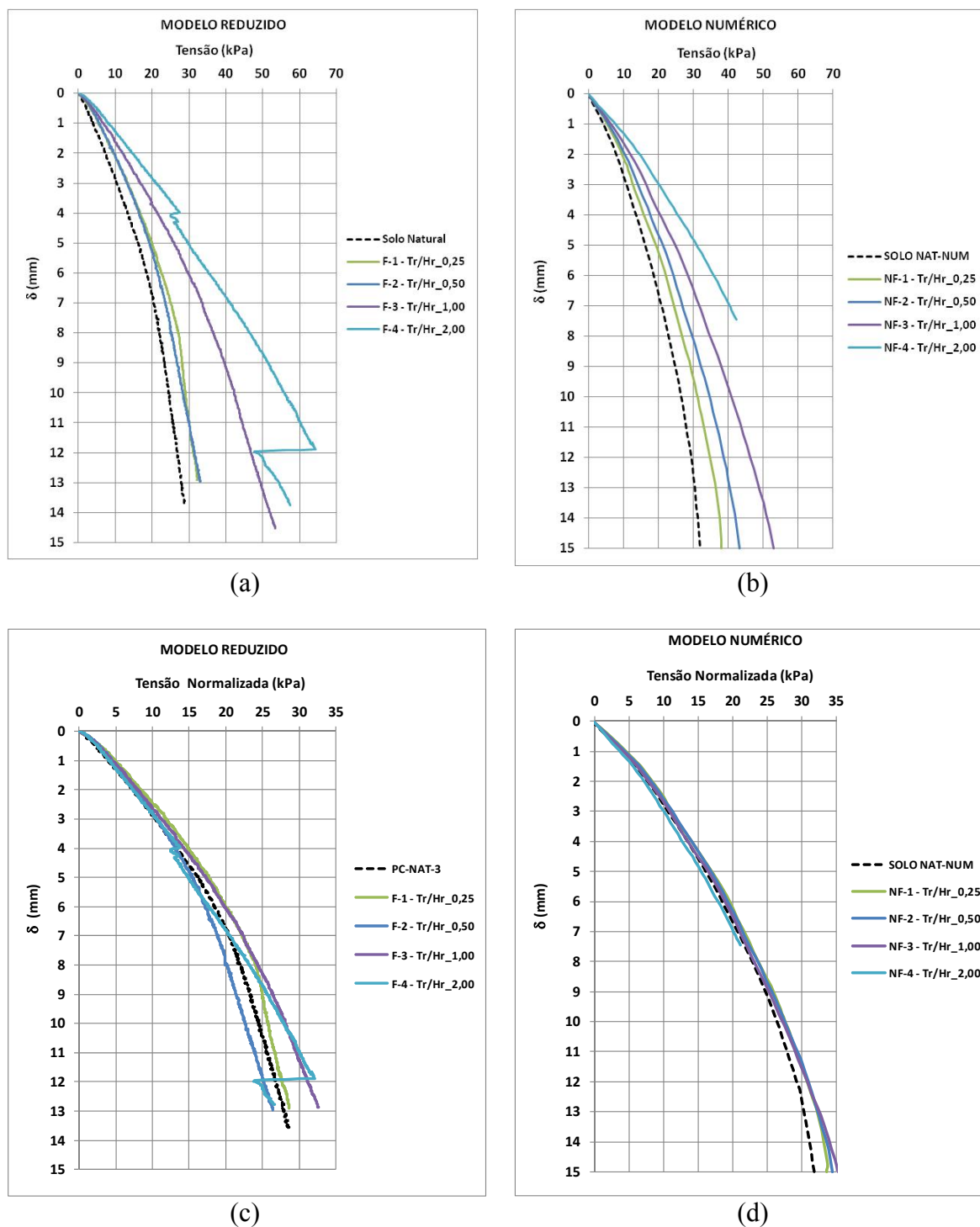


Figura 5.19: curvas tensão *versus* recalque (a), (c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 0,25$; $\eta/C_{iv} = 17$

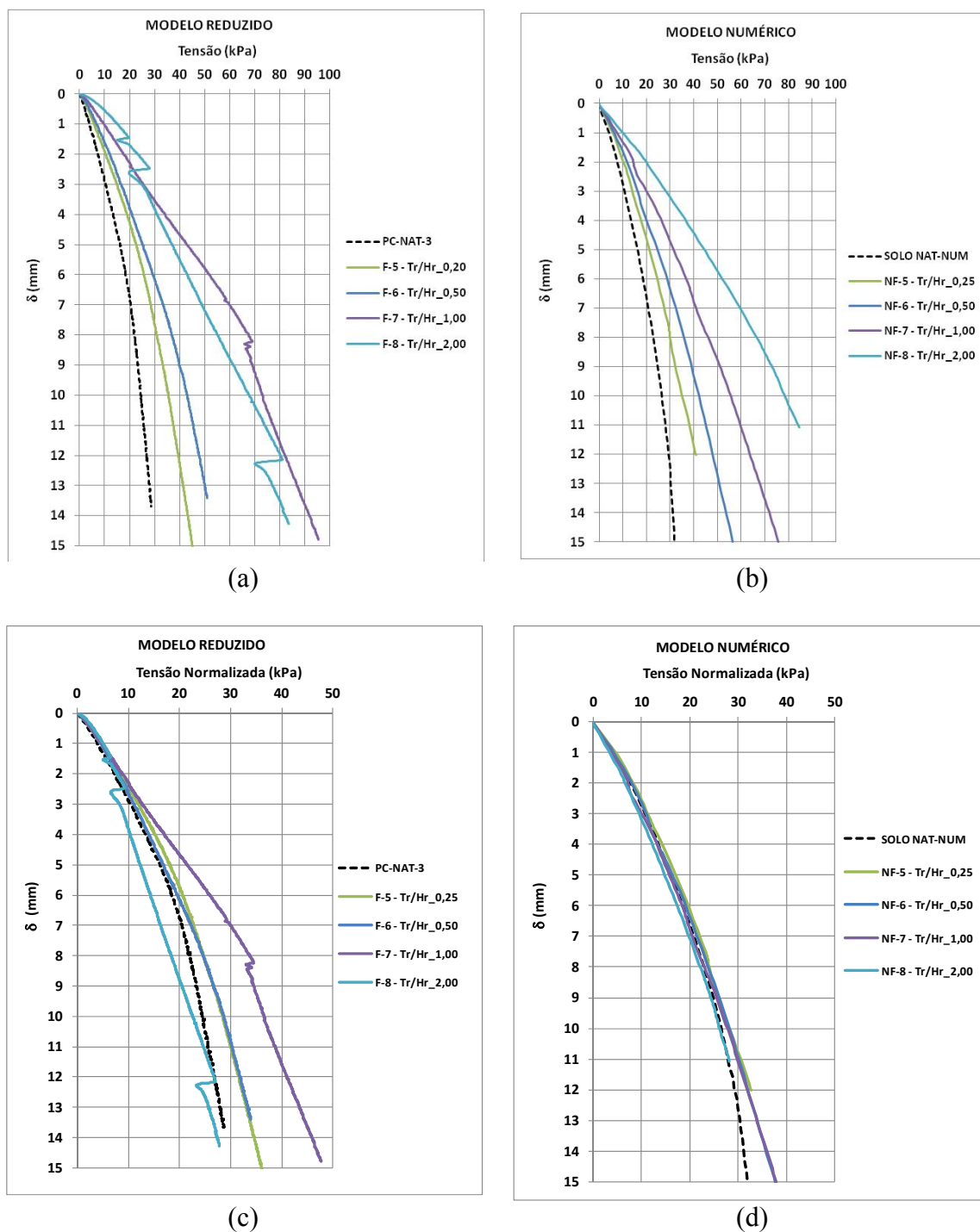


Figura 5.20: curvas tensão versus recalque (a), (c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 0,50$; $\eta/C_{iv} = 17$

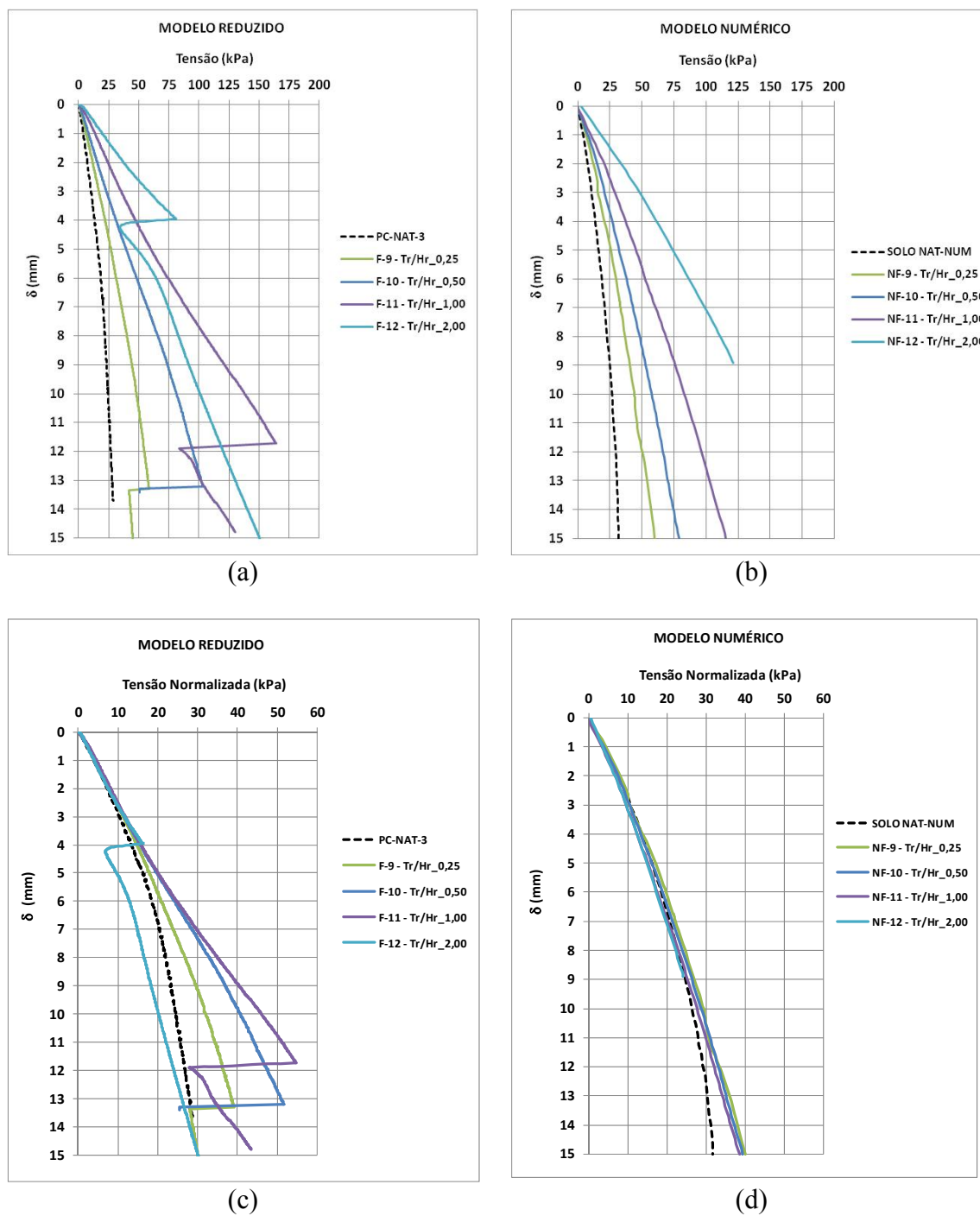


Figura 5.21: curvas tensão versus recalque (a), (c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 1,00$; $\eta/C_{iv} = 17$

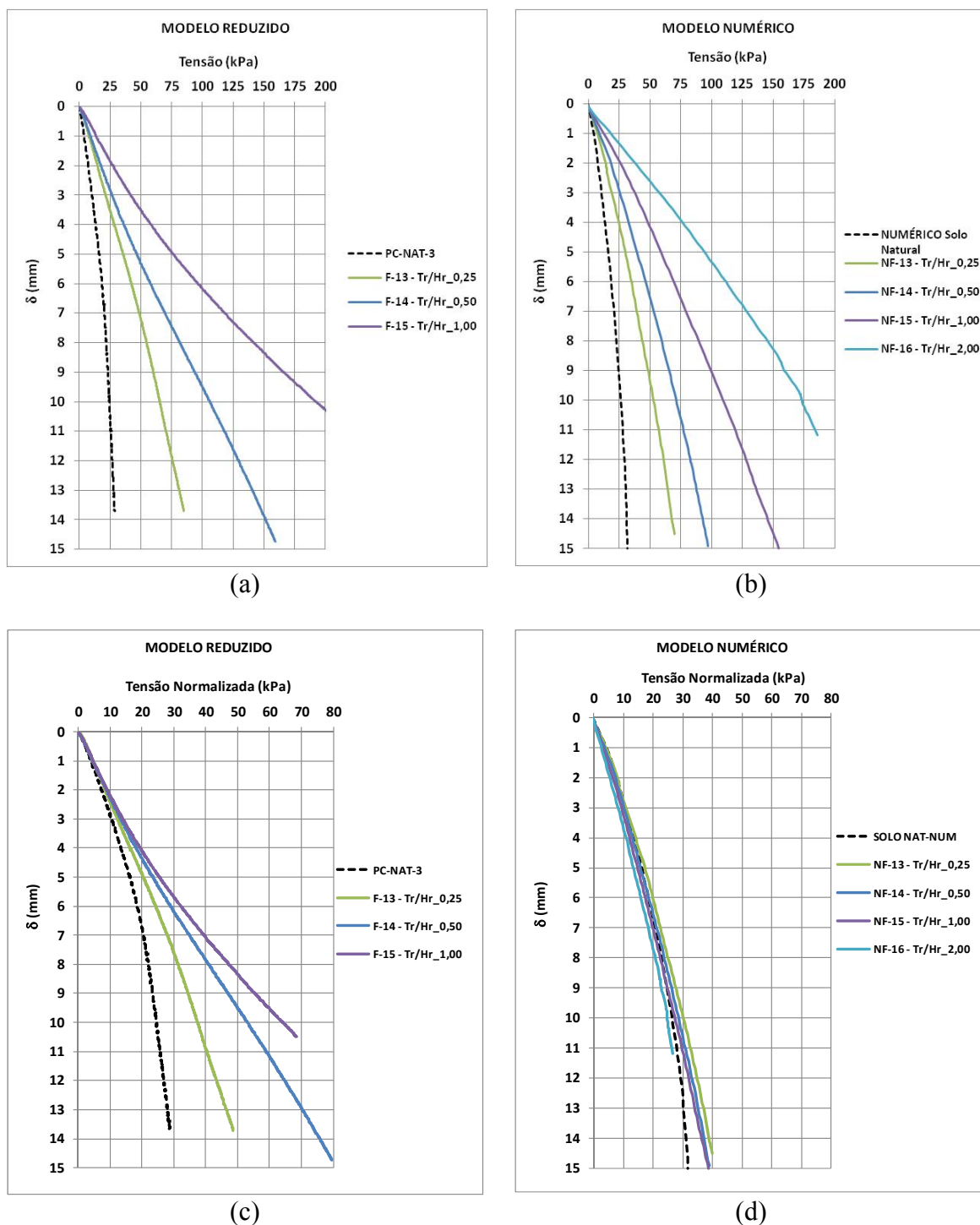


Figura 5.22: curvas tensão versus recalque (a),(c) experimental (b),(d) numérico. $H_r/B = 1,50$; $\eta/C_{iv} = 17$

A variação da tensão vertical no eixo da fundação com a profundidade é apresentada na figura 5.23. O nível zero corresponde à superfície do reforço. Conforme esperado, os resultados mostram que quanto maior a largura do reforço, maior será profundidade de influência das tensões aplicadas. De maneira geral, verifica-se que essa zona de influência ou

bulbo de tensões é da ordem $6B_r$ a $7B_r$, muito próximo ao previsto pela teoria da elasticidade para fundações contínuas. A partir deste ponto, as tensões são muito próximas das geostáticas.

Nas camadas de menor rigidez há uma redução das tensões verticais junto à superfície relacionada à tendência de flexão da camada de reforço.

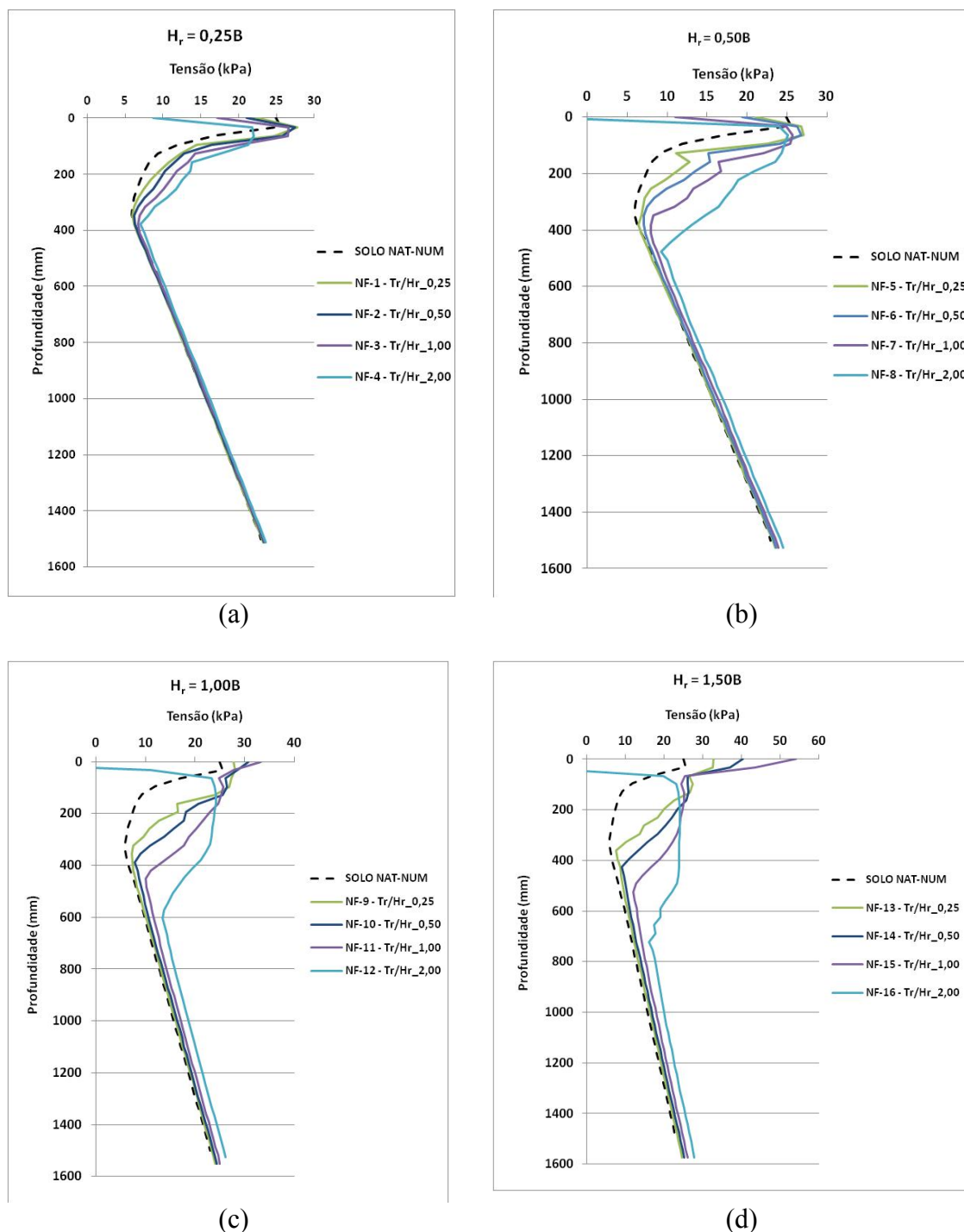


Figura 5.23: tensões verticais ao longo do eixo da fundação ($\eta/C_{iv} = 17$)

A figura 5.24 apresenta as tensões verticais atuantes sob a fundação. Pode-se verificar que, independentemente da espessura ou largura do reforço, as tensões tendem a valores próximos no eixo da fundação e aumentam em direção às bordas, onde atingem seu valor máximo.

Devido à tendência de flexão, as camadas de maior largura chegam a desenvolver tensões de tração. Na prática é pouco provável que isto ocorra pois, dificilmente haverá aderência suficiente entre o solo-cimento e a base da fundação. Assim, deve-se considerar este um efeito apenas numérico e não real.

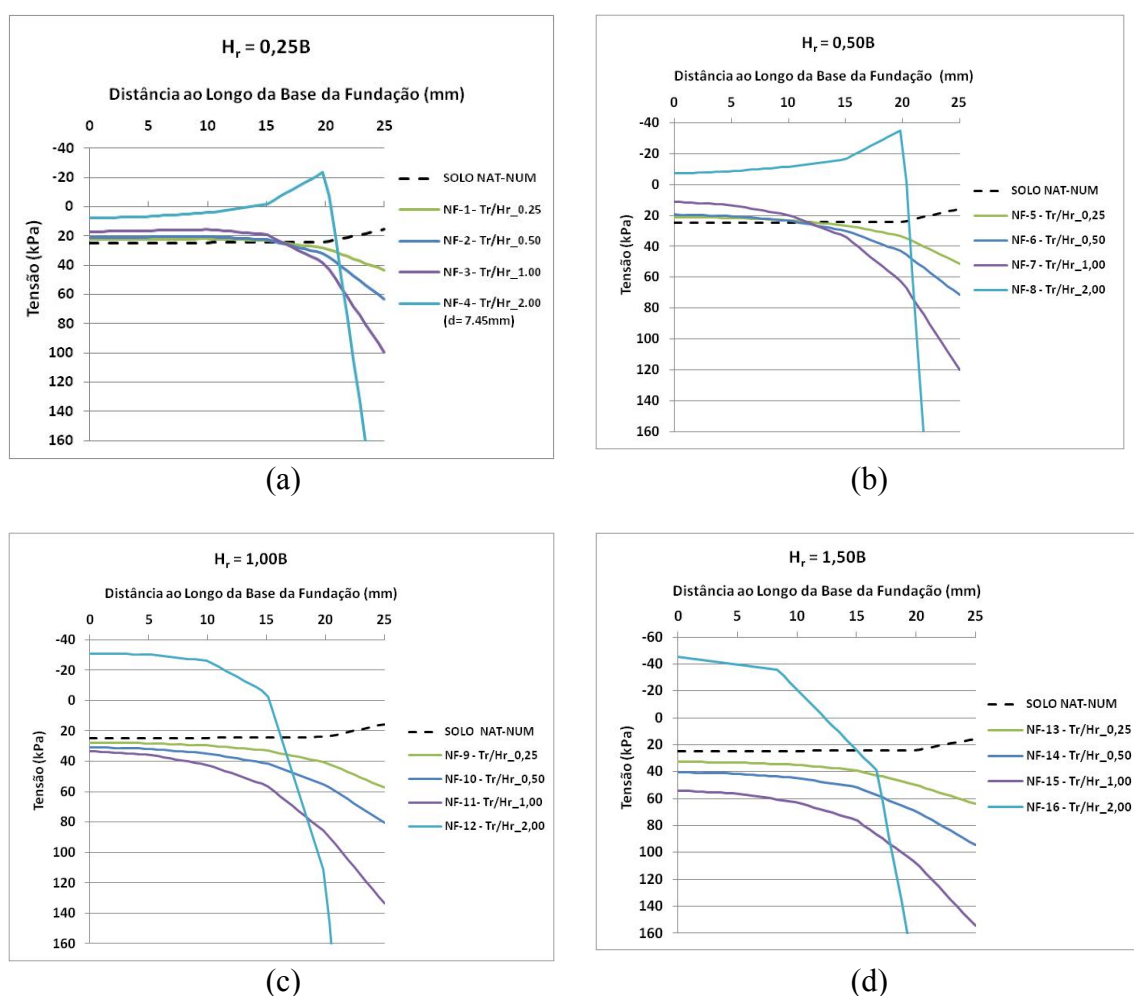


Figura 5.24: tensões verticais sob a base da fundação ao longo da sua semi-largura ($\eta/C_{iv} = 17$)

A figura 5.25 apresenta a variação da tensão vertical atuante sob o reforço ao longo da sua semi-largura. As tensões correspondem ao recalque que caracteriza a ruptura do solo sem reforço ($\delta = 8,8$ mm). Podemos observar que, para a relação $H_r/B = 0,25$, as tensões verticais são maiores no eixo da fundação e diminuem ligeiramente em direção à borda. Junto borda

ocorre uma redução acentuada da tensão devido à plastificação da areia naquele ponto. Com o aumento da relação H_r/B e, conseqüentemente da rigidez da camada, essa tendência se inverte e as tensões tornam-se maiores junto à borda do reforço.

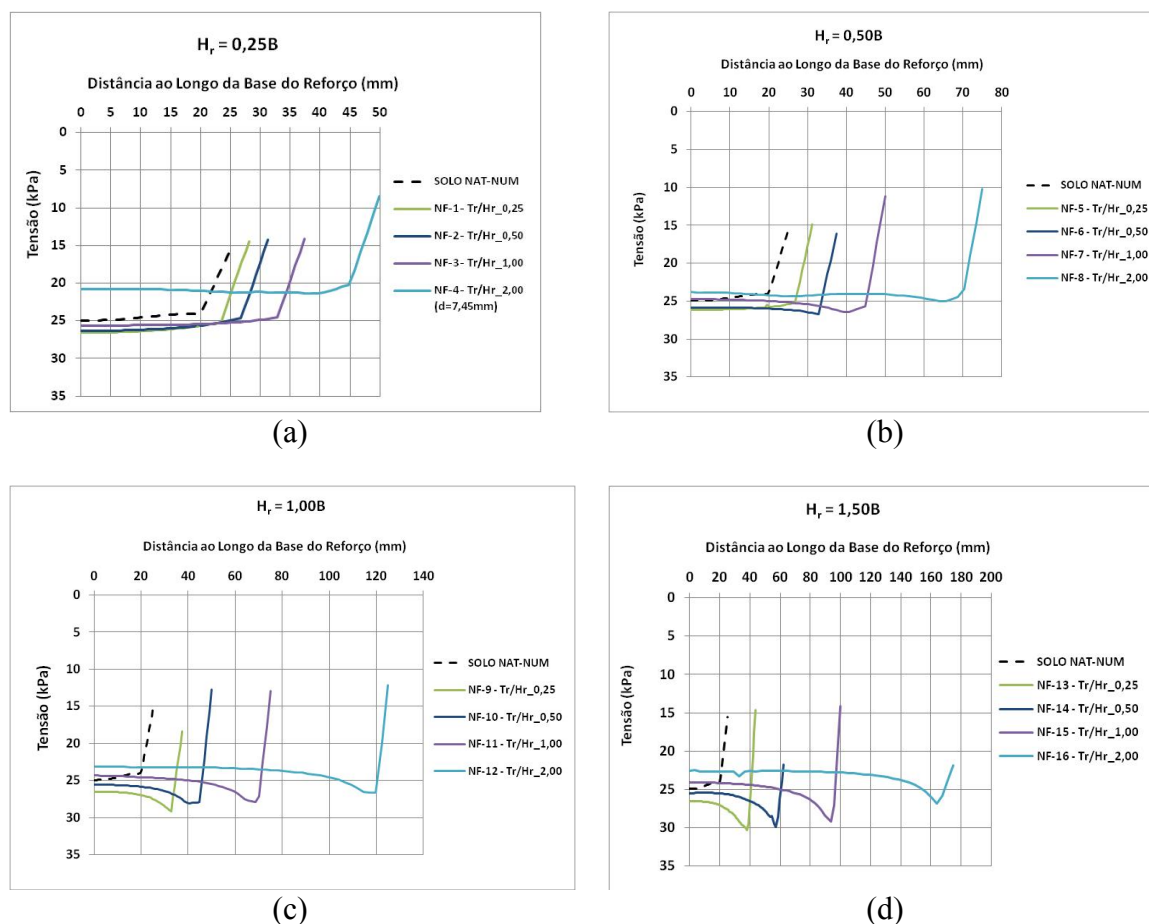


Figura 5.25: tensões verticais sob a base do reforço em solo-cimento ao longo da sua semi-largura ($\eta/C_{iv} = 17$)

A figura 5.26 apresenta a variação das tensões de tração ao longo na base do reforço. Para espessuras $H_r/B = 0,25$ e $0,50$, as tensões máximas de tração no reforço tendem a se concentrar nas proximidades das bordas da fundação. Já para as relações $H_r/B = 1,00$ e $1,50$, as tensões máximas de tração tendem a se concentrar no centro da fundação. Como será visto no capítulo 6, esse tipo de distribuição de tensões pode ser explicado através da analogia com o comportamento de vigas e blocos de fundação.

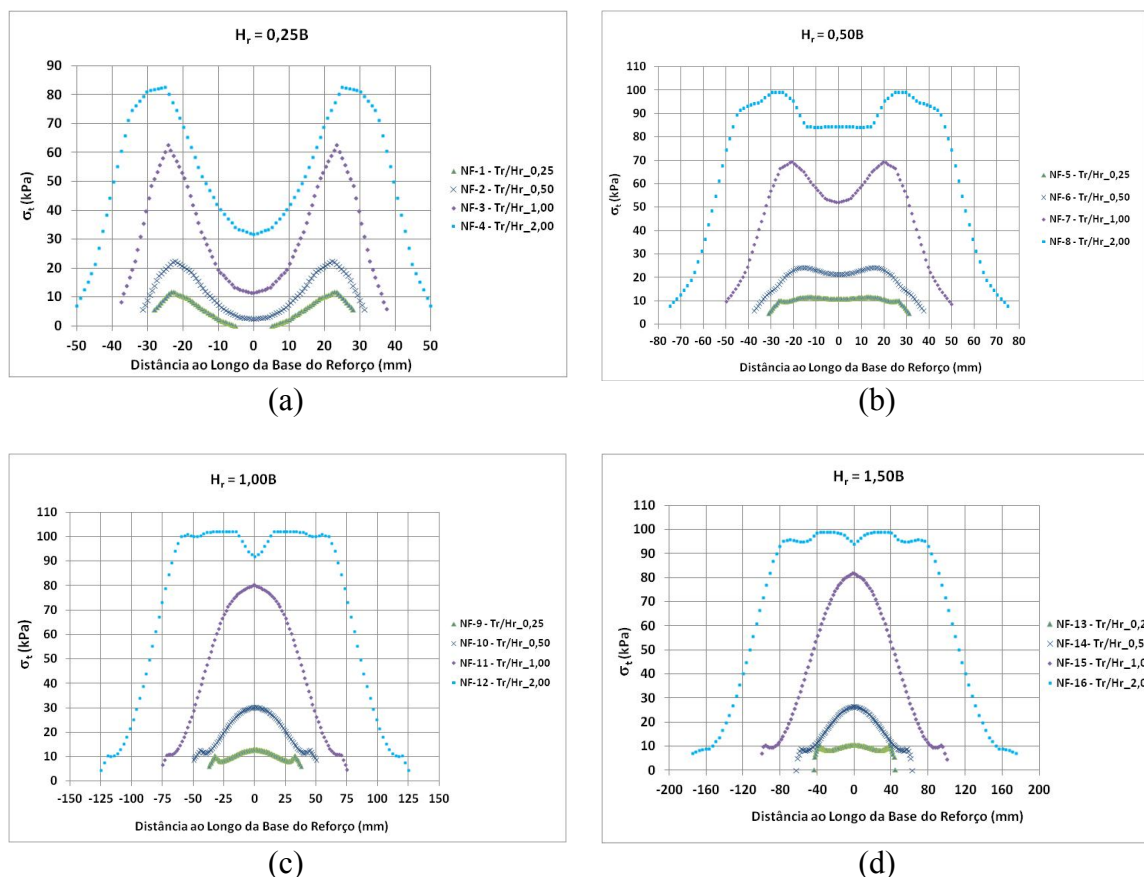


Figura 5.26: tensões de tração na base da camada de reforço em solo-cimento ($\eta/C_{iv} = 17$)

As figuras 5.27 a 5.30 apresentam a distribuição de tensões de tração, tensões cisalhantes e as regiões plastificadas na areia e na camada de reforço para os ensaios F-1 a F-4 ($H_r/B = 0,25$) e F-9 a F-12 ($H_r/B = 1,00$).

Para auxiliar na interpretação, foi representado nas figuras com linha pontilhada o posicionamento da fundação, lembrando que na realidade, a fundação não foi modelada, mas sim, prescritos deslocamentos. A borda da fundação está na extremidade do 5º elemento finito.

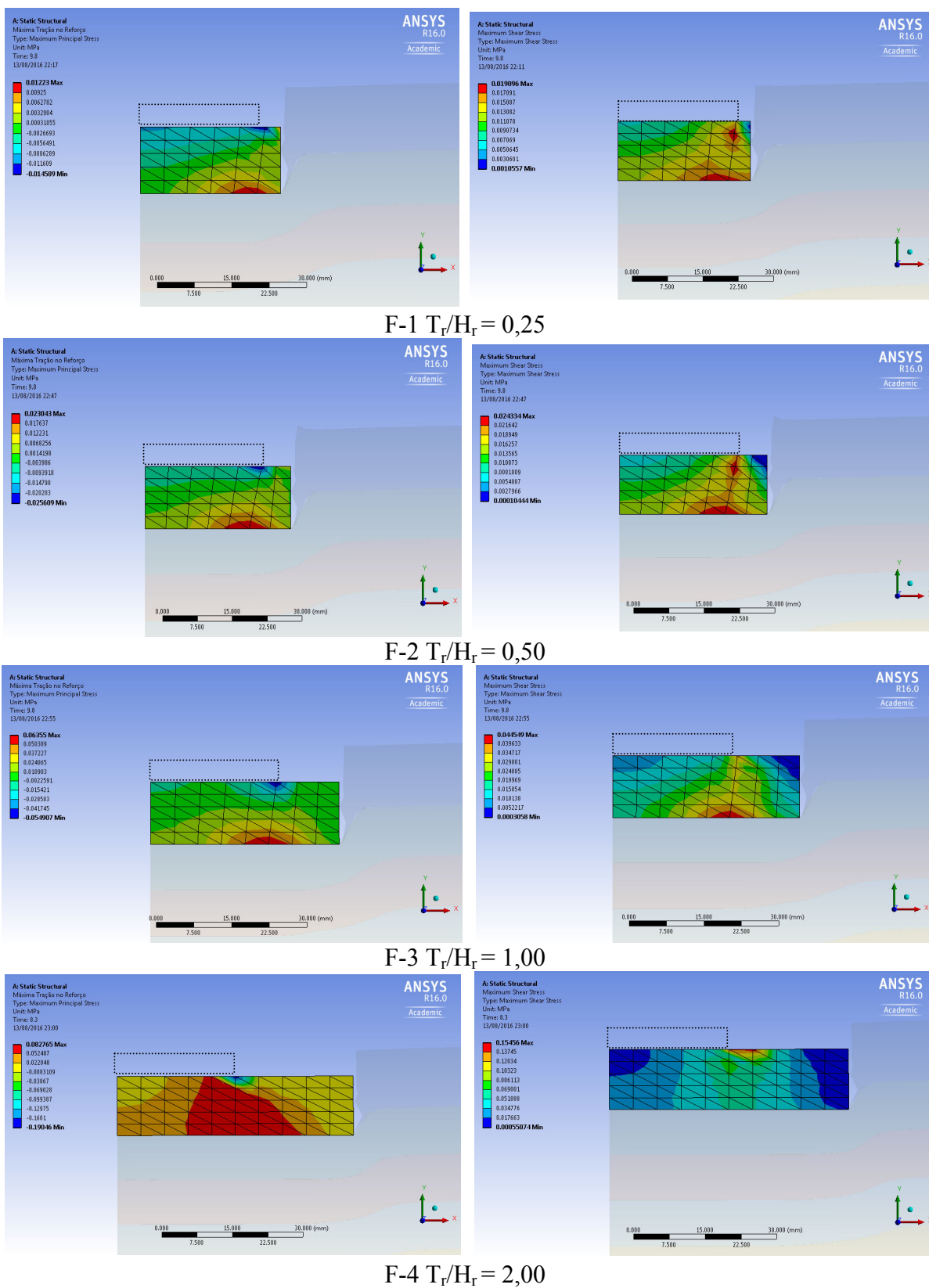


Figura 5.27: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço para $H_r/B = 0,25$

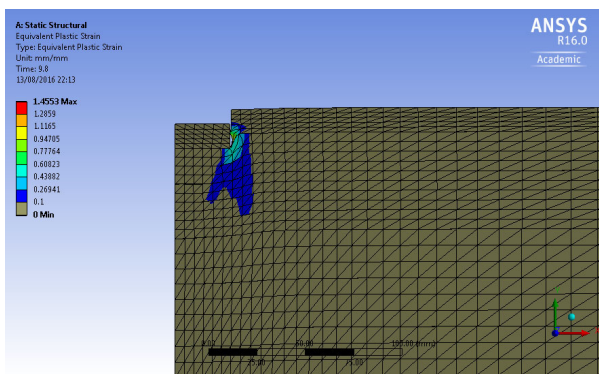
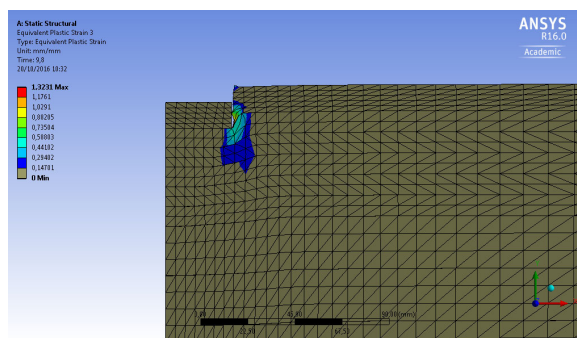
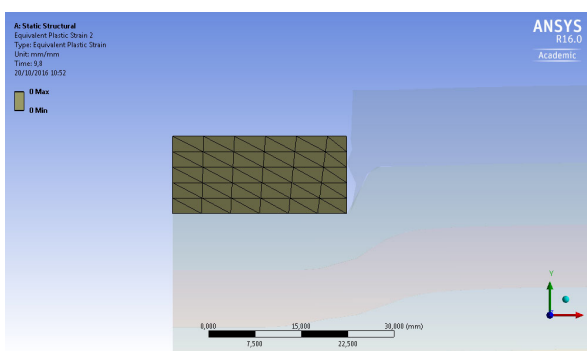
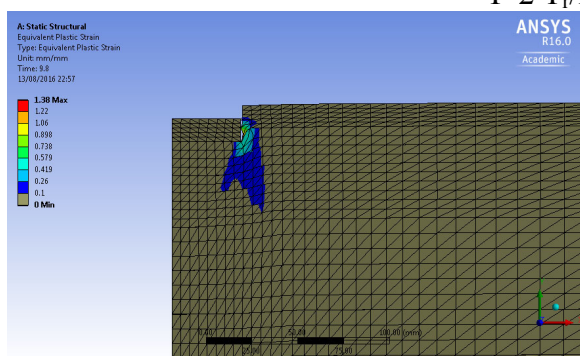
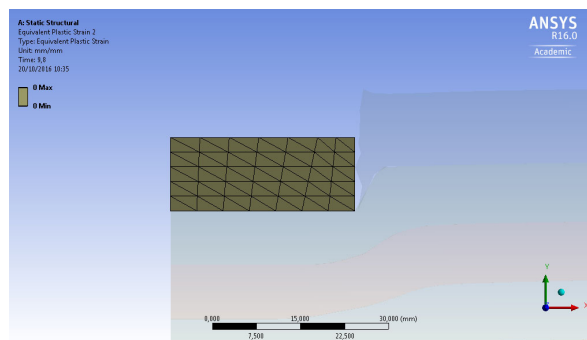
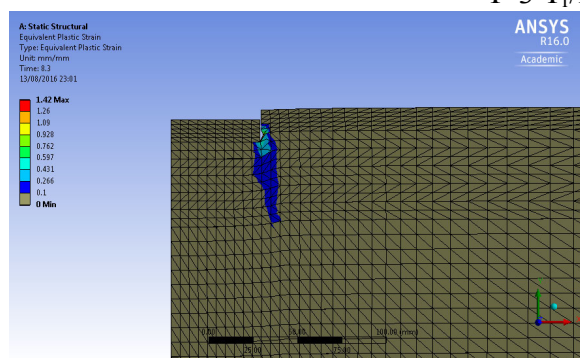
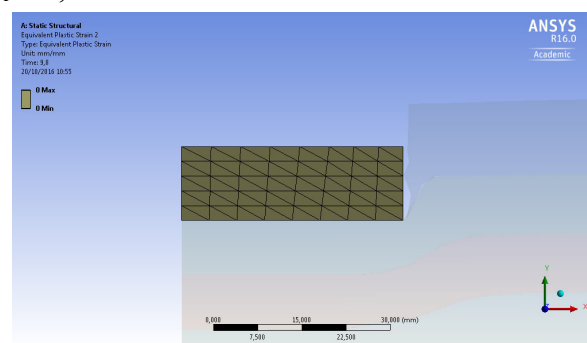
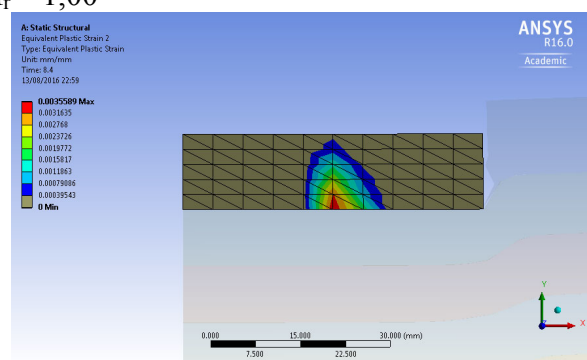
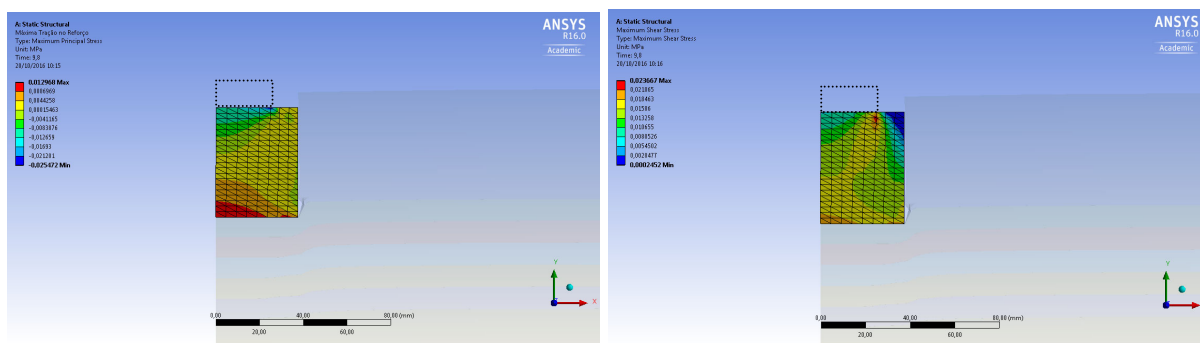
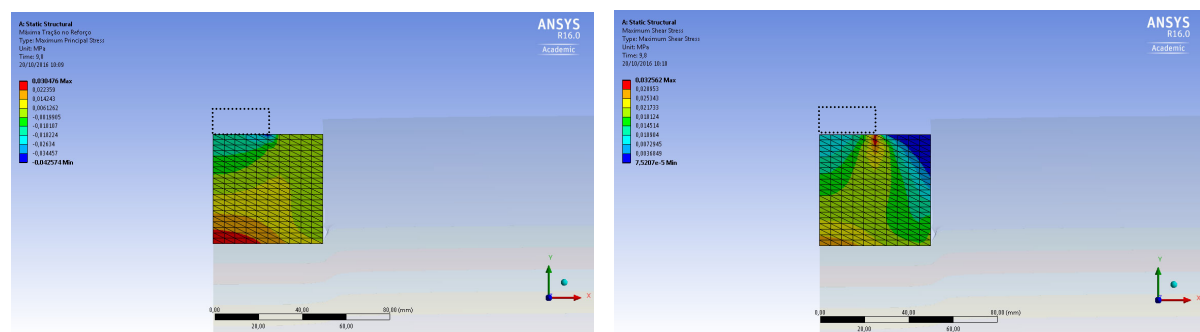
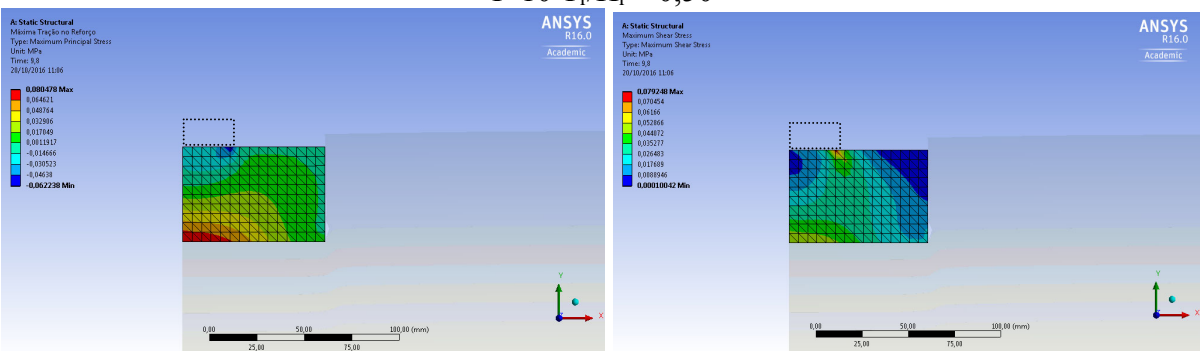
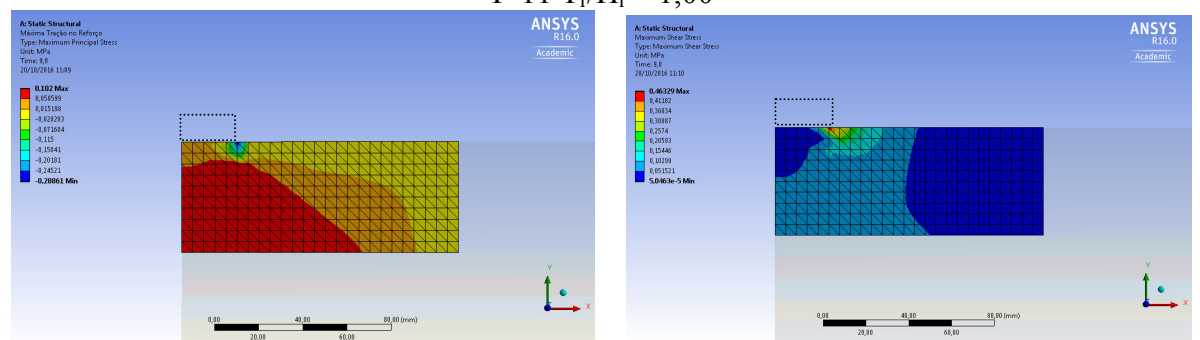
F-1 $T_r/H_r = 0,25$ F-2 $T_r/H_r = 0,50$ F-3 $T_r/H_r = 1,00$ F-4 $T_r/H_r = 2,00$ (a) **Plastificação no Solo**(b) **Plastificação no reforço**

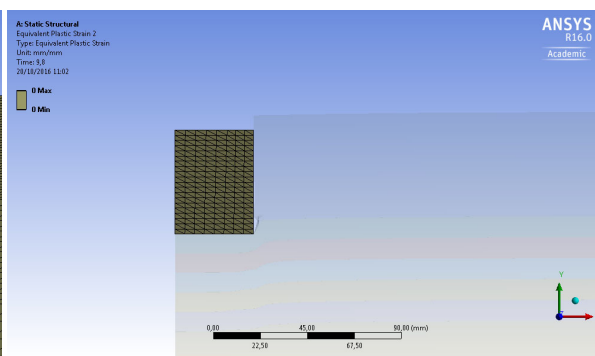
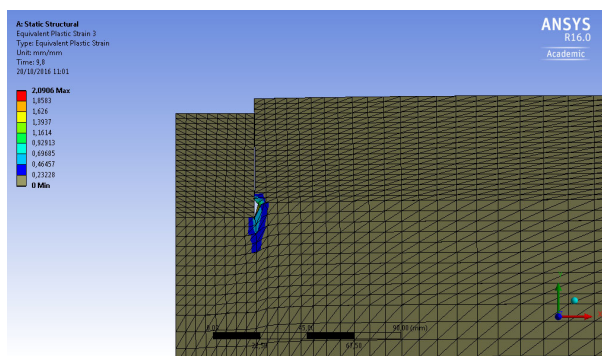
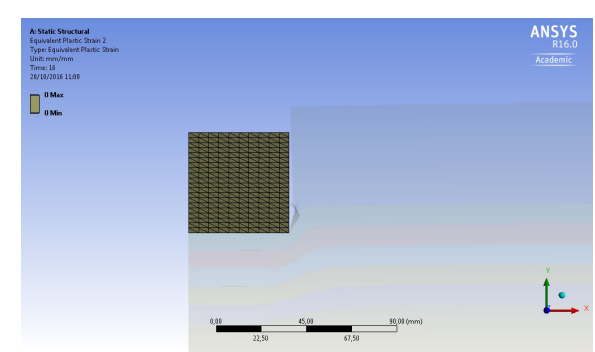
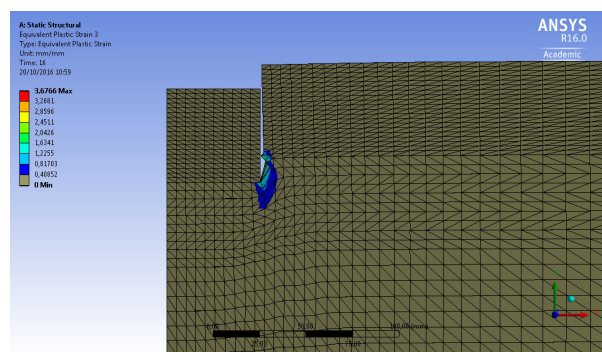
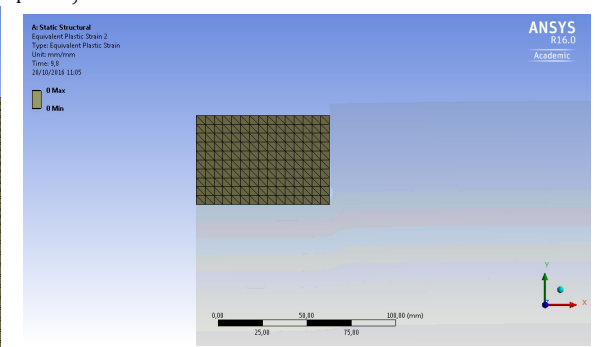
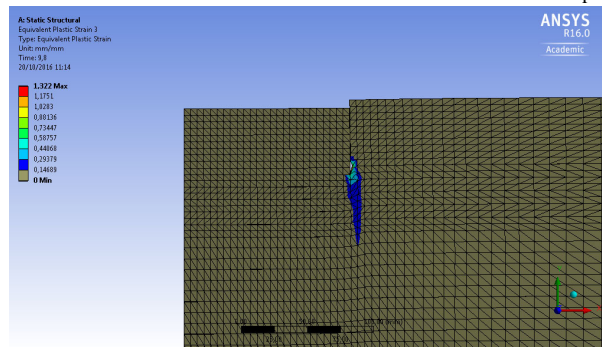
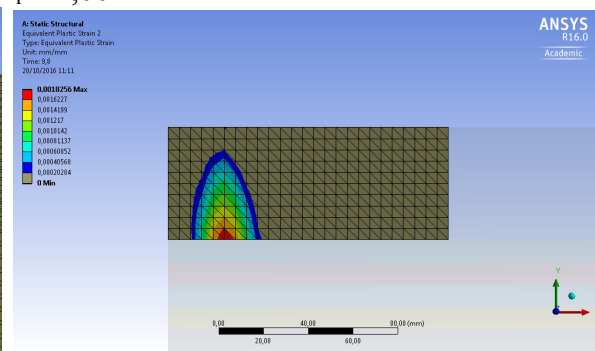
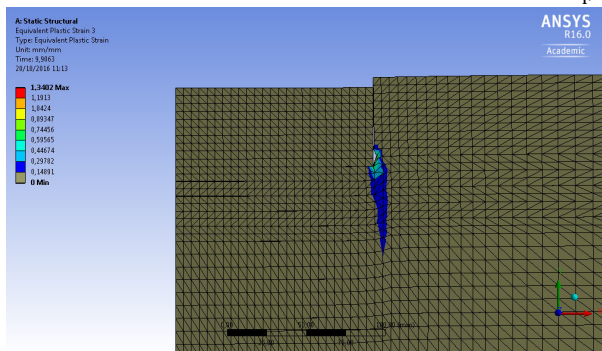
Figura 5.28: deformações plásticas no solo e no reforço para $H_r/B = 0,25$

F-9 $T_r/H_r = 0,20$ F-10 $T_r/H_r = 0,50$ F-11 $T_r/H_r = 1,00$ F-12 $T_r/H_r = 2,00$

(a) Tensões de Tração

(b) Tensões Cisalhantes

Figura 5.29: tensões de tração e cisalhantes atuantes no reforço para $H_r/B = 1,00$

F-9 $T_r/H_r = 0,25$ F-10 $T_r/H_r = 0,50$ F-11 $T_r/H_r = 1,00$ F-12 $T_r/H_r = 2,00$

(a) Plastificação no Solo

(b) Plastificação no reforço

Figura 5.30: deformações plásticas no solo e no reforço para $H_r/B = 1,00$

As imagens extraídas do modelo mostram que para $H_r/B = 0,25$ as tensões máximas de tração concentram-se na região inferior do reforço e próximas às bordas da fundação. Já para $H_r/B = 1,00$, as tensões máximas de tração localizam-se na parte central. Nos dois casos, verifica-se que as tensões cisalhantes se concentram sob às bordas da fundação.

Observa-se nas figuras 5.28 e 5.30, que a plastificação do solo concentra-se próximo às bordas do reforço e sua extensão tende a diminuir com o aumento de H_r . Em relação à camada de reforço, somente ocorreu plastificação para $T_r/H_r = 2$ (ao nível de recalque de ruptura do solo $\delta = 8,8$ mm). Verifica-se que esta plastificação surge junto à base do reforço e cresce em direção ao topo da camada à medida que os recalques vão aumentando.

As simulações numéricas de provas de carga para os reforços com mesma geometria porém, diferentes resistências ($\eta/C_{iv} = 17, 26, 40$), são apresentadas nas figuras 5.31 e 5.32 para o caso $H_r/B = 0,50$, $B_r = 1,25B$. Verifica-se que os parâmetros de resistência e deformabilidade do reforço não influenciam o comportamento da curva tensão *versus* recalque. Tão pouco há influência na distribuição de tensões de tração ao longo da base do reforço. Esse resultado corrobora o observado experimentalmente. Os demais casos apresentam o mesmo comportamento.

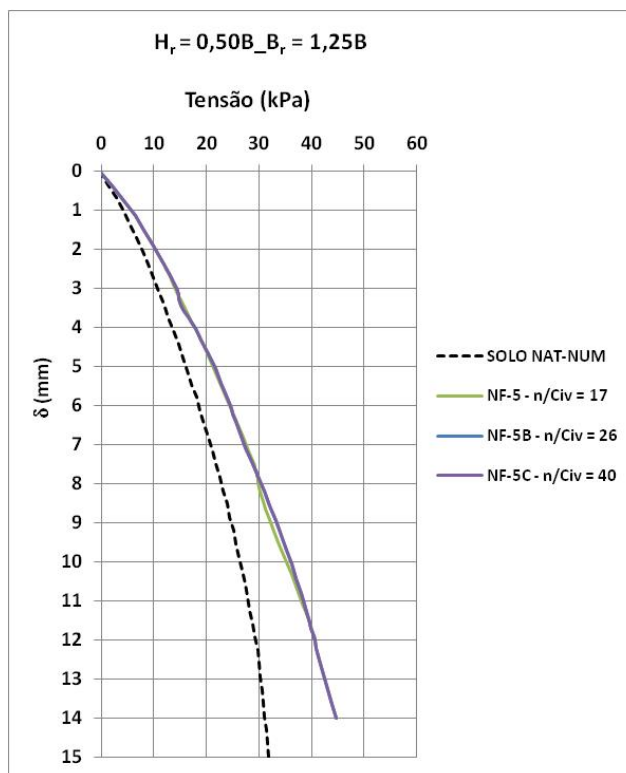


Figura 5.31: efeito da resistência do reforço sobre a curva tensão *versus* recalque $H_r/B = 0,50$, $B_r/B = 1,25$

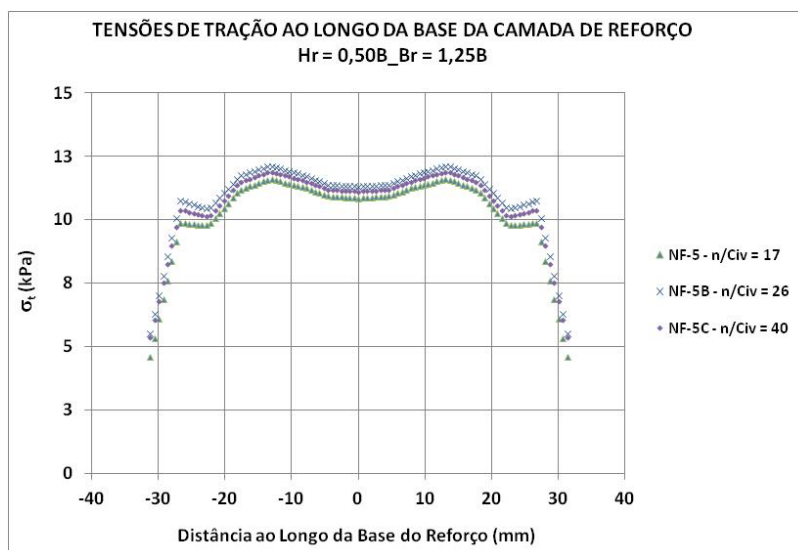


Figura 5.32: efeito da resistência do reforço sobre as tensões de tração
- $H_r/B = 0,50$, $B_r/B = 1,25$

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo será realizada uma análise conjunta dos resultados experimentais e numéricos, buscando consolidar os padrões de comportamento identificados e desenvolver um método que permita prever a capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço de solo-cimento. Destaca-se que o caso estudado é de fundações contínuas, sob carregamento vertical centrado, solo arenoso e terreno plano.

Nas análises subsequentes será utilizada a seguinte nomenclatura para a tensão de ruptura:

- Q_u = tensão de ruptura da fundação assente diretamente sobre o solo natural.
- Q_{ur} = tensão de ruptura da fundação assente sobre camada de reforço em solo-cimento ($P_u / (B \times L)$).
- $Q_{ur(n)}$ = tensão normalizada de ruptura. Tensão de ruptura da fundação assente sobre reforço em solo-cimento, calculada a partir da área da base do reforço. ($P_u / (B_r \times L)$).

Nos ensaios em modelos reduzidos ficaram caracterizados dois tipos distintos de ruptura:

- a) a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. Neste caso, fundação e reforço comportam-se como se fossem um elemento único, assente na profundidade de assentamento do reforço.
- b) após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode estar localizada junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima à medida que aumentam os recalques.

Pode-se dizer que no primeiro caso a ruptura se dá no solo de base e, no segundo, na camada de reforço. A figura 6.1 ilustra esquematicamente estas duas situações. A curva tensão *versus* recalque do solo reforçado está representada de forma normalizada.

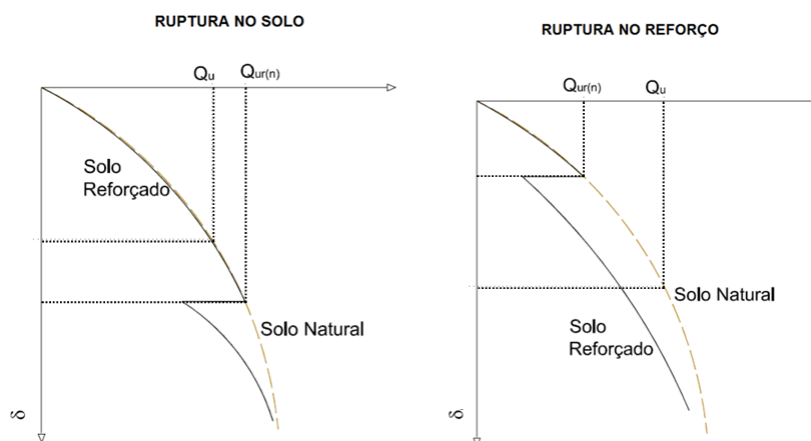
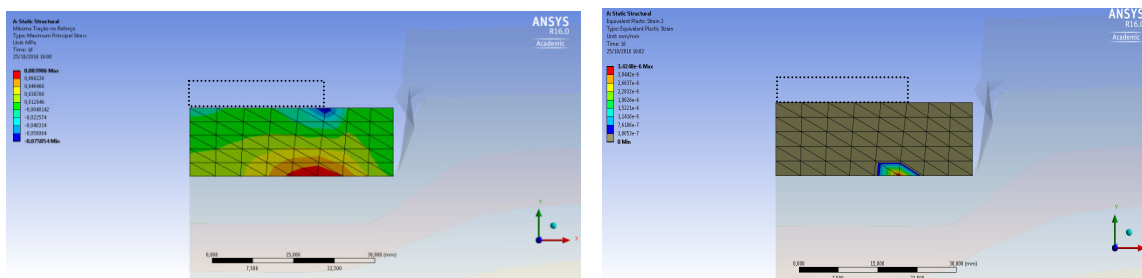


Figura 6.1: tipos de ruptura observado nos ensaios em modelo reduzido

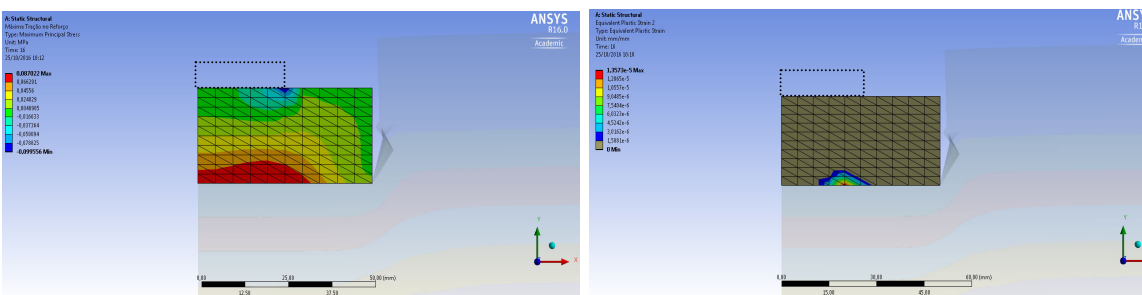
O ponto de início da fissura ficou claramente identificado na curva tensão *versus* recalque por uma queda brusca na tensão. Após a estabilização da tensão, com o aumento dos deslocamentos, havia um ganho gradual de resistência. Ao mesmo tempo, havia um avanço da fissura em direção ao topo da camada de reforço. Eventualmente, ocorria uma nova queda de tensão relacionada ao aumento da fissura.

Deve-se lembrar que os ensaios em modelo reduzido foram realizados com deslocamento controlado. Em construções convencionais, a carga é aplicada em incrementos à medida que a superestrutura é construída, o que corresponderia a um carregamento com tensão controlada. Neste caso, ao invés de uma queda de tensão, ocorreria um recalque instantâneo, podendo gerar uma ruptura catastrófica da estrutura.

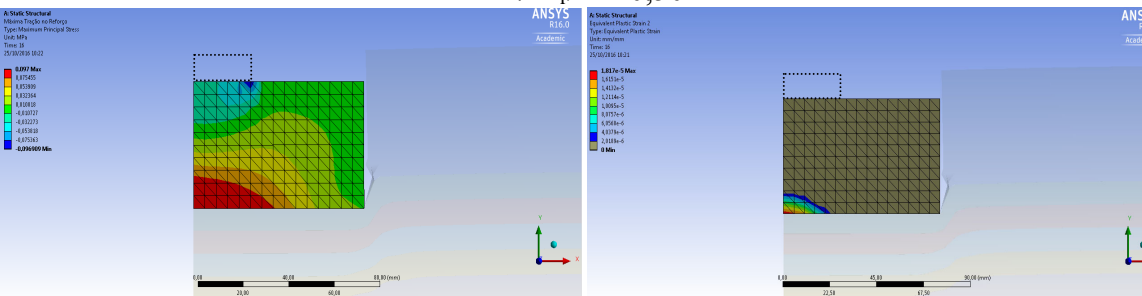
Observou-se que em reforços com relação $H_r/B \leq 0,50$, o início da fissuração tende a ocorrer junto às bordas da fundação, já para relações $H_r/B \geq 1$, tende a ocorrer junto ao eixo da fundação. A figura 6.2 mostra esta tendência de transição do ponto de plastificação em direção ao eixo à medida que a relação H_r/B aumenta. Entretanto, não deve-se tomar esses limites como fixos. A figura 6.3 mostra um exemplo com a mesma espessura, porém diferentes larguras. Pode-se verificar que para o ensaio F-11 com $T_r/H_r = 1,0$ o início da plastificação ocorreu no centro da camada, já para o ensaio F-12 com $T_r/H_r = 2,0$ a plastificação ocorreu entre o centro e a borda da fundação. Ou seja, também há influência da largura do reforço na localização do início da fissura.



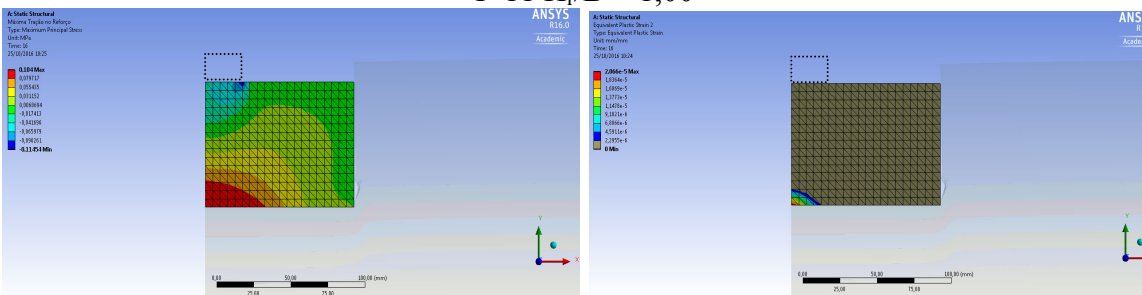
F-3 $H_f/B = 0,25$



F-7 $H_f/B = 0,50$



F-11 $H_f/B = 1,00$



F-15 $H_f/B = 1,50$

(a) Tensões de Tração

(b) Deformações Plásticas

Figura 6.2: efeito da relação H_f/B sobre a localização do início da fissuração

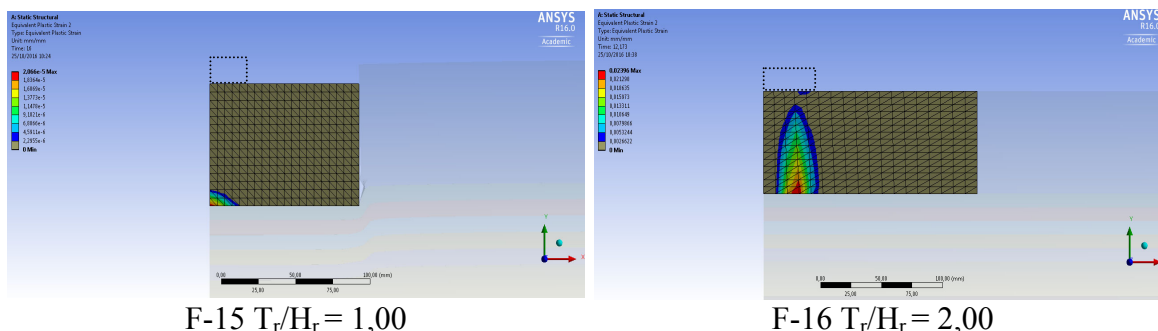


Figura 6.3: efeito da relação T_r/H_r na localização do início da fissuração para camadas de mesma espessura H_r

O modo de ruptura observado neste trabalho concorda em grande parte com o observado por THOMÉ (1999) em provas de carga de fundações circulares assentes sobre camada de reforço em solo-cimento. A diferença está no mecanismo de propagação das fissuras.

THOMÉ (1999) verificou que o mecanismo de ruptura depende da relação H/D , (H = espessura da camada de reforço; D = diâmetro da fundação). Segundo o autor, para relações $H/D \leq 0,5$, as maiores tensões de tração se encontram abaixo do canto da fundação iniciando, neste ponto, um processo de fissuração que parte da interface entre a camada cimentada e o solo natural e tem sentido ascendente. Com o aumento do carregamento inicia um mecanismo de ruptura progressiva que é função das tensões cisalhantes que ocorrem abaixo do canto da fundação. Estas tensões cisalhantes, ao atingirem o valor de ruptura, iniciam um processo de fissuração que parte da borda da placa e têm sentido descendente. Continuando a aplicação do carregamento, as superfícies de ruptura caminham uma em direção a outra e, ao se encontrarem, ocorre a ruptura brusca e catastrófica, uma vez que todo o carregamento é transferido para o solo natural.

Já para relações $H/D \geq 1,0$, as tensões de tração máximas se localizam sob o centro da fundação e neste ponto inicia-se o processo de fissuração. Ao continuar a aplicação do carregamento, surgem fissuras de cisalhamento junto à borda da fundação. Devido ao aparecimento de tensões horizontais de compressão logo abaixo da placa, as fissuras de tração mais centrais não têm capacidade de se propagar. Isto permite que a placa continue recebendo carregamento e novas fissuras de tração e cisalhamento irão surgindo e se propagando até que,

no encontro destas fissuras, ocorre uma ruptura brusca e catastrófica com um cone de material cimentado penetrando no solo natural.

Nos ensaios em modelo reduzido realizados nesta pesquisa não foi observada a formação de zonas de fissuração ou bandas de ruptura. Após o surgimento da primeira fissura, com o aumento do carregamento, esta se propagava até atingir a superfície da camada de reforço.

Na comparação entre os ensaios realizados neste trabalho e os de THOMÉ (1999) há que se ter em mente que se tratam de diferentes geometrias de fundação, solos de base e níveis de confinamento.

Entretanto, tantos nos ensaios de THOMÉ (1999) quanto nos realizados nesta pesquisa, o início do processo de ruptura foi exatamente o mesmo, ou seja, a partir do surgimento de fissuras próximas à borda ou no eixo do reforço, quando as tensões de tração ultrapassam o limite de resistência do material de reforço.

Neste ponto faz-se necessário o estabelecimento de um critério de ruptura do reforço. Tendo em vista a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir fissuração do reforço, entende-se mais adequado considerar que sua ruptura ocorrerá quando a tensão de tração atinge a resistência à tração do solo-cimento.

Na prática é desejável que o mecanismo de ruptura do sistema "solo + reforço" se dê no solo, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso. Com esta premissa, deve-se projetar um reforço com características geométricas e de resistência tais que $Q_{ur(n)} \geq Q_u$.

Para o equacionamento do problema, este foi dividido em duas partes: a primeira consiste na determinação da capacidade de carga de um sistema reforçado tendo como premissa que haverá ruptura por puncionamento; a segunda consiste em verificar quais as características geométricas e de resistência do reforço para este não rompa para tensões menores do que $Q_{ur(n)}$. Os itens 6.1 e 6.2 abordarão cada uma dessas etapas.

6.1 CAPACIDADE DE CARGA - PUNÇIONAMENTO

Para avaliação da capacidade de carga no caso de ruptura por punçionamento, serão utilizados ensaios em modelo que não apresentaram ruptura da camada de reforço.

A figura 6.4 apresenta o efeito da largura do reforço (B_r) sobre a capacidade de carga para três níveis diferentes de recalque ($\delta/B = 3\%$, 10% e 18%). Verifica-se que, independentemente do nível de recalque, a capacidade de carga aumentou linearmente com o aumento da largura da fundação. O mesmo comportamento foi observado no modelo numérico, porém a taxa de crescimento foi menor. A diferença de comportamento deve-se, provavelmente, ao maior confinamento provocado pela proximidade das bordas do tanque nos ensaios em modelo reduzido, conforme já abordado nos capítulos 4 e 5.

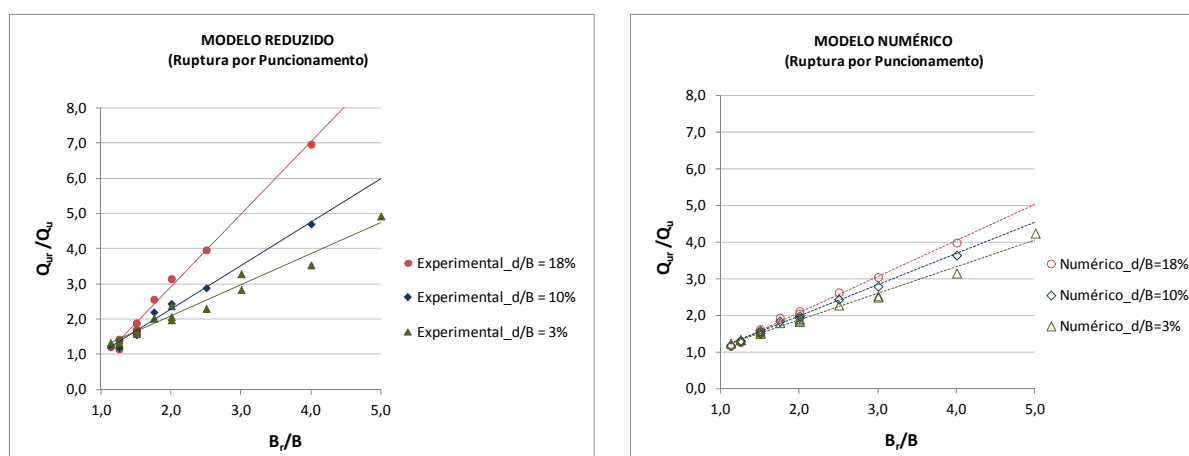


Figura 6.4: efeito da largura do reforço sobre a capacidade de carga do sistema

De acordo com CINTRA *et al.* (2012), em solos onde pode-se assumir um módulo de elasticidade proporcional à profundidade, a capacidade de carga será proporcional à largura do reforço. O comportamento observado devido ao aumento da largura do reforço nos modelos reduzidos foi similar ao esperado para fundações com diferentes larguras sobre solos sem reforço. Isso leva a conclusão de que, efetivamente, o sistema "fundação + reforço" estão se comportando como um elemento único.

Assim, é razoável estimar a capacidade de carga considerando que o sistema "fundação + reforço" equivale a uma fundação com largura igual à do reforço assente na mesma profundidade do reforço. Isto pode ser feito facilmente através da adaptação da equação geral de cálculo da capacidade de carga.

Para fundação contínua assente sobre um solo arenoso sem coesão e submetida à um carregamento vertical centrado tem-se:

$$Q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma \quad (\text{equação 6.1})$$

Substituindo B por B_r e fazendo $q = \gamma'H_r$, resulta:

$$Q_{ur(n)} = \gamma'H_rN_q + \frac{1}{2}\gamma'B_rN_\gamma \quad (\text{equação 6.2})$$

Onde:

$Q_{ur(n)}$: capacidade de carga normalizada do solo reforçado

γ' : peso específico efetivo da areia

H_r : espessura do reforço

B_r : largura total do reforço

N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia.

A carga última da fundação pode ser calculada como:

$$P_u = Q_{ur(n)}B_rL \quad (\text{equação 6.3})$$

A tensão média atuante sob a área da fundação será:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{BL} = Q_{ur(n)}\frac{B_r}{B} \quad (\text{equação 6.4})$$

Deve-se atentar que, conforme mostrado na figura 5.24, as tensões sob a fundação tendem a ser significativamente maiores nas bordas do que no centro. Esse fato deve ser levado em conta quando do dimensionamento estrutural da fundação.

Nas faces laterais do reforço atuará uma força de atrito com o solo. A magnitude exata desta força é extremamente difícil de se prever, uma vez que depende do coeficiente de atrito entre solo e solo-cimento e do empuxo lateral provocado pelo solo natural. Tanto o atrito solo-reforço quanto o empuxo lateral serão influenciados em grande parte pelo processo construtivo. Além disso, por estar próximo à superfície do terreno, o solo no entorno do reforço está sujeito à eventuais escavações e erosões. Pelos motivos citados, esta potencial resistência lateral será desprezada no cômputo da capacidade de carga.

A proposta acima foi aplicada aos ensaios em modelo reduzido. Para o cálculo da capacidade de carga foi utilizada o método de LOUKIDIS e SALGADO (2011) em conjunto com fator N_γ de MARTIN (2005). A tabela 6.1 e a figura 6.5 apresentam um comparativo entre os valores previstos experimentalmente e numericamente.

Tabela 6.1: previsão da capacidade de carga para os ensaios em modelo reduzido com ruptura por punção

DADOS DO ENSAIO			PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA (LOUKIDIS e SALGADO, 2011)					RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS			COMPARATIVO	
Nº	H _r (m)	B _r (m)	ϕ_{eqv}	N _q	N _γ	$\gamma_q H_r N_q$	$1/2\gamma B_r N_\gamma$	Q _{ur} (prev.)	Q _{ur} (exper.)	Q _{ur} (num.)	Q _{ur} (prev)/Q _{ur} (exper.)	Q _{ur} (prev.)/Q _{ur} (num.)
F-1	0,013	0,057	39,6	60,9	79,2	10,5	33,33	43,9	27,1	28,7	1,62	1,53
F-2	0,013	0,063	39,4	58,9	75,6	10,2	35,21	45,4	26,9	31,2	1,69	1,46
F-3	0,013	0,075	38,9	55,4	69,6	9,6	38,91	48,5	42,2	37,3	1,15	1,30
F-5	0,025	0,063	39,4	58,9	75,6	20,4	35,21	55,6	35,6	31,6	1,56	1,76
F-6	0,025	0,075	38,9	55,4	69,6	19,2	38,91	58,1	41,7	38,4	1,39	1,51
F-9	0,050	0,075	38,9	55,4	69,6	38,4	38,91	77,3	46,4	39,9	1,66	1,94
F-10*	0,050	0,100	38,2	50,4	61,2	34,9	45,61	80,5	83,3	51,9	0,97	1,55
F-11*	0,050	0,150	37,2	44,3	51,2	30,6	57,21	87,9	118,0	74,5	0,74	1,18
F-13*	0,075	0,088	38,6	52,7	65,0	54,7	42,36	97,1	63,0	47,5	1,54	2,04
F-14*	0,075	0,125	37,7	46,9	55,5	48,7	51,65	100,4	97,0	64,3	1,03	1,56
F-15*	0,075	0,200	36,5	40,4	45,2	42,0	67,31	109,3	161,0	97,5	0,68	1,12
F-5B	0,025	0,063	39,4	58,9	75,6	20,4	35,21	55,6	31,5	32,8	1,76	1,69
F-6B	0,025	0,075	38,9	55,4	69,6	19,2	38,91	58,1	37,4	38,4	1,55	1,51
F-5C	0,025	0,063	39,4	58,9	75,6	20,4	35,21	55,6	31,4	32,8	1,77	1,69
F-6C	0,025	0,075	38,9	55,4	69,6	19,2	38,91	58,1	44,1	38,4	1,32	1,51

*provas de carga possivelmente afetadas pelas fronteiras do tanque de solos. Abreviações: prev. = previsto; num. = numérico; exper. = experimental. $\gamma_q = 13,8 \text{ kN/m}^3$; $\gamma = 14,9 \text{ kN/m}^3$.

De maneira semelhante ao obtido para o caso do solo sem reforço, o método de LOUKIDIS e SALGADO (2011), apesar de superestimar os valores de capacidade de carga, fornece uma previsão bastante razoável dos resultados em modelos reduzidos, comparativamente aos métodos tradicionais. O valor médio da relação $Q_{ur(prev.)}/Q_{ur(num.)}$ foi 1,56, com um coeficiente de variação de 16%. Já, para a relação $Q_{ur(prev.)}/Q_{ur(exper.)}$ o valor médio¹ obtido foi 1,57, com um coeficiente de variação de 23%.

Deve-se ter em mente que este valor engloba as incertezas do método de c , da modelagem numérica e do método aqui apresentado para o cálculo da capacidade de carga, não sendo possível distinguir o percentual de cada uma.

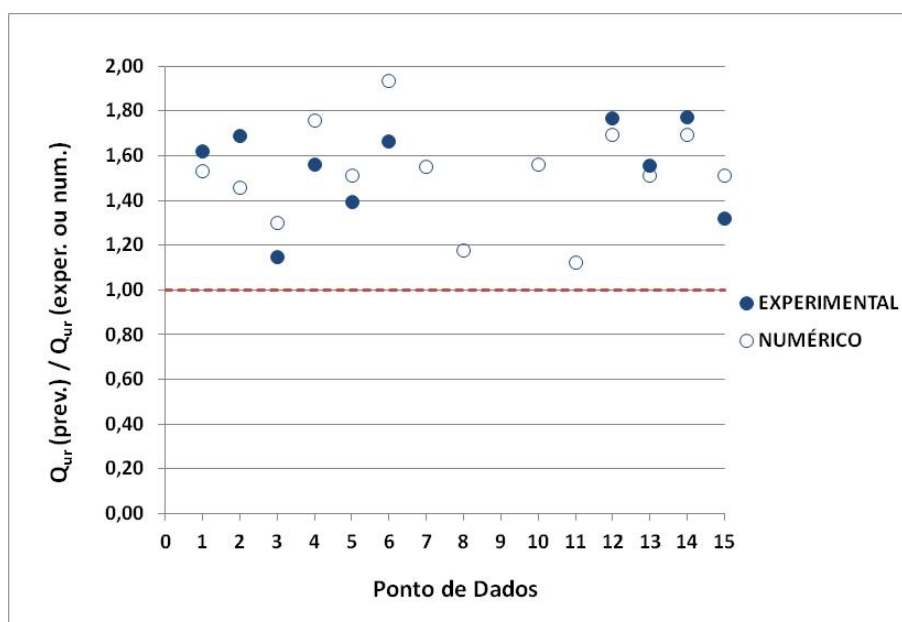


Figura 6.5: comparativo entre os valores de capacidade de carga previstos analiticamente pelo método de LOUKIDIS e SALGADO (2011) com os obtidos experimentalmente e numericamente

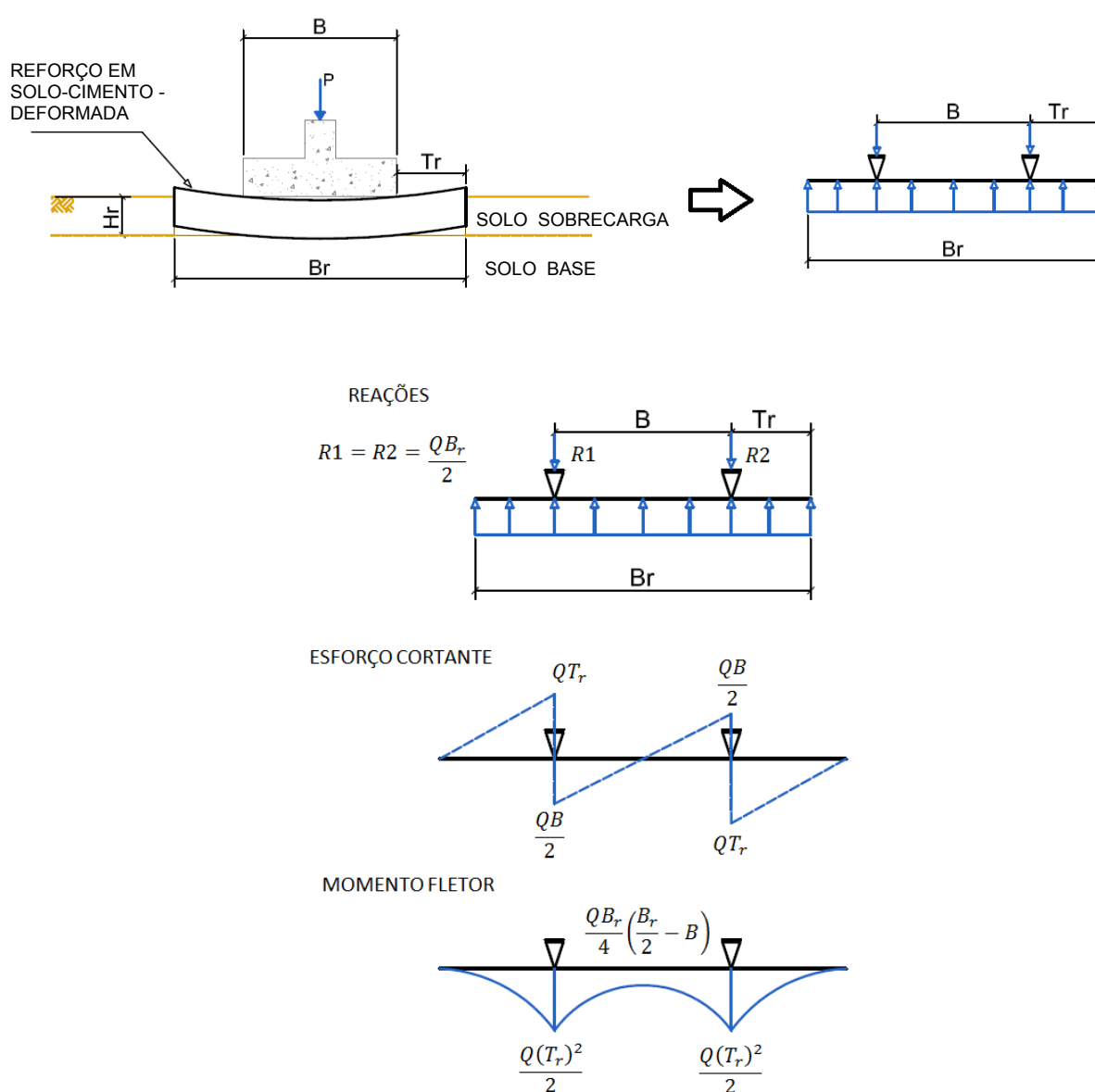
6.2 ANÁLISE DA RUPTURA NO REFORÇO

A partir da observação de que a ruptura do reforço se dá através da formação de uma trinca de tração que inicia na sua base, necessita-se obter uma equação que permita prever o valor da tensão de tração atuante a partir de determinado carregamento e geometria do reforço.

¹ Foram excluídas da média as provas de carga F-10 a F-15, possivelmente afetadas pelas fronteiras do tanque de solos.

Analisando a distribuição das tensões de tração obtidas nas análises numéricas, percebe-se que o comportamento de uma camada de reforço pode ser comparado com o de uma viga bi-apoiada ou um bloco de fundação, dependendo da sua espessura.

Considerando que a camada de reforço funciona como uma viga invertida, submetida a uma tensão uniforme Q aplicada pelo solo, e cujos apoios localizam-se nas bordas da fundação (fig. 6.6), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios.



Observando o diagrama de momentos fletores, verifica-se que se $B_r \geq 2B$ o momento no centro do vão será positivo. Se $B_r < 2B$, o momento central se tornaria negativo e teoricamente haveria inversão da flecha. Na realidade, a inversão da flecha no vão central não pode ocorrer uma vez que há um apoio contínuo promovido base da fundação. Não obstante, tanto para $B_r \geq 2B$ como para $B_r < 2B$, pode-se dizer que o momento máximo será:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{Q(T_r)^2}{2} \quad (\text{equação 6.5})$$

Assim, tensão de tração máxima pode ser calculada através da teoria de vigas com:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}y}{I} = \frac{M_{m\acute{a}x}\left(\frac{H_r}{2}\right)}{\frac{H_r^3}{12}} = 6 \frac{M_{m\acute{a}x}}{H_r^2} \quad (\text{equação 6.6})$$

Onde:

Q: tensão vertical

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão de tração máxima

y: distância entre o centro e a fibra mais externa da seção

I: momento de inércia da seção (retangular com altura H_r e largura unitária)

H_r : espessura da camada de reforço

T_r : largura adicional do reforço

Substituindo o valor de $M_{m\acute{a}x}$ na equação de $\sigma_{tm\acute{a}x}$ resulta:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q \left(\frac{T_r}{H_r}\right)^2 \quad (\text{equação 6.7})$$

Na ruptura do sistema, a tensão que atua na base do reforço será $Q_{ur(n)}$. Substituindo Q por $Q_{ur(n)}$, o valor da tensão de tração máxima na base do reforço será:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r}\right)^2 \quad (\text{equação 6.8})$$

Para que não haja ruptura no reforço a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço q_t dividida por um fator de segurança (FS):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^2 \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{equa\c{c}\~ao 6.9})$$

A resist\~encia a tra\c{c}\~ao ser\~a considerada a determinada a partir dos ensaios de tra\c{c}\~ao por compress\~ao diametral. Este ensaio \~e tradicionalmente empregado na determina\c{c}\~ao da resist\~encia \~a tra\c{c}\~ao em concretos e argamassas. A resist\~encia obtida atrav\~es destes ensaios tende a fornecer valores ligeiramente menores do que os obtidos em ensaio de tra\c{c}\~ao direta e, portanto, \~a favor da seguran\c{c}a (DASS *et al.*, 1994, ANDREEV, 1991; FAIRHURST, 1964).

Em refor\c{c}os com maiores espessuras verificou-se que o comportamento tende a se aproximar do observado em blocos de funda\c{c}\~ao, onde as tens\~oes de tra\c{c}\~ao m\~axima ocorrem no eixo da pe\c{c}a.

Estruturalmente, pode-se considerar dois tipos de blocos, os de se\c{\c{a}}o plena e os de se\c{\c{a}}o reduzida. Nos blocos de se\c{\c{a}}o plena, a \~area onde atua a carga \~e igual a da se\c{\c{a}}o transversal superior. J\~a nos blocos de se\c{\c{a}}o reduzida a carga est\~a aplicada em uma \~area reduzida em rela\c{\c{a}}o \~a se\c{\c{a}}o do bloco (fig. 6.7).

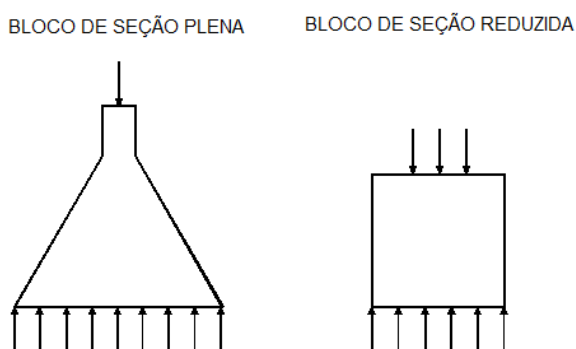


Figura 6.7: tipos estruturais de blocos

A teoria desenvolvida para o c\~alculo anal\~itico de tens\~oes de tra\c{c}\~ao em blocos de se\c{\c{a}}o reduzida considera que sua altura \~e maior ou igual \~a sua largura. Na pr\~atica, ocorrem por exemplo em pe\c{c}as que recebem placas de ancoragem e em estacas que recebem diretamente um pilar (FUSCO, 2013).

O caso de camadas de refor\c{c}o em solo-cimento se assemelha mais ao de blocos de se\c{\c{a}}o plena onde, geralmente, a altura \~e menor do que sua largura total. Na pr\~atica, os blocos

de seção plena, constituem um tipo de fundação dimensionada de modo que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem a necessidade de armadura. Em geral, possuem seção transversal gradativamente crescente e faces laterais com inclinação constante (fig. 6.8a), porém, por facilidade construtiva podem também apresentar geometria regular, conforme mostrado na figura 6.8b.

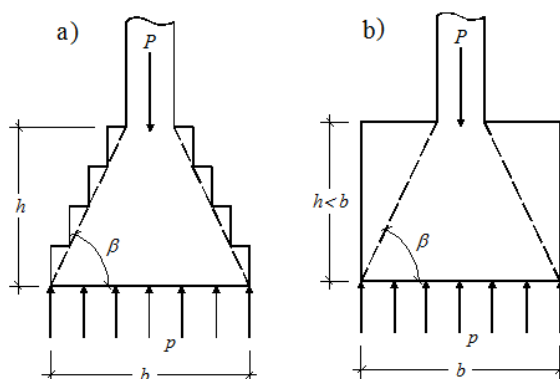


Figura 6.8: geometrias típicas de blocos de seção plena

Conforme LANGENDONK (1944), as tensões de tração em blocos de seção plena podem ser calculadas pela Teoria da Elasticidade, considerando a existência de um estado plano de tensões na sua seção transversal. É possível demonstrar que as tensões principais que se manifestam em uma peça plana, limitada por duas retas convergentes e carregada em um dos lados por uma carga uniformemente distribuída Q , a ele perpendicular (fig 6.9), são dadas por:

$$\sigma_1 \text{ ou } \sigma_2 = \frac{1}{2} \frac{Q}{\tan \beta - \beta} \left(2\beta - \tan \beta - 2\theta \pm \sqrt{2 - 2 \times \frac{\cos(2\theta - \beta)}{\cos \beta} + \tan^2 \beta} \right) \quad (\text{equação 6.10})$$

Cujos valores máximo e mínimo obtêm-se respectivamente, para $\theta = 0$ e $\theta = \beta$:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{equação 6.11})$$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\beta}{\tan \beta} - 1} \quad (\text{equação 6.12})$$

Onde:

Q : pressão do solo sobre o bloco

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tens\~ao m\~axima de tra\~c\~ao

$\sigma_{cm\acute{a}x}$: tens\~ao m\~axima de compress\~ao

β : \~angulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal

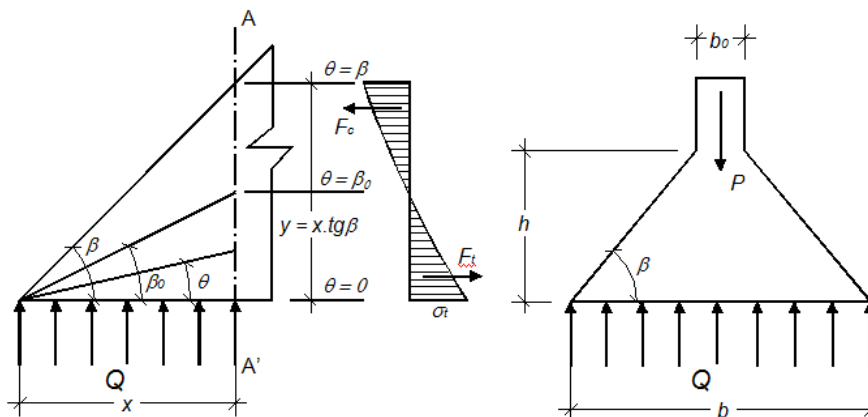


Figura 6.9: bloco de se\~cao plena

Substituindo Q por $Q_{ur(n)}$, o valor da tens\~ao de tra\~c\~ao m\~axima na base do refor\~co ser\~a:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \quad (\text{equa\~cao 6.13})$$

Para que n\~ao haja ruptura, a tens\~ao m\~axima de tra\~c\~ao dever\~a ser menor que a resist\~encia \~a tra\~c\~ao do refor\~co dividida por um fator de seguran\~ca FS :

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q_{ur(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{equa\~cao 6.14})$$

Para o caso de uma camada de refor\~co com se\~cao retangular, como a mostrada na figura 6.9b, $\tan(\beta) = H_r/T_r$. Assim, como no caso da viga, a tens\~ao m\~axima tamb\~em est\~a diretamente relacionada \~as vari\~aveis T_r e H_r .

Para comparar as tens\~oes de tra\~c\~ao obtidas a partir dos modelos anal\~ticos de viga e bloco com as obtidas numericamente, pode-se utilizar a equa\~cao 6.8 de forma adimensionalizada:

$$\frac{\sigma_{tm\acute{a}x}}{Q_{ur(n)}} = c_1 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{c_2} \quad (\text{equa\~cao 6.15})$$

Onde, c_1 e c_2 s\~ao constantes do modelo.

A tabela 6.2 apresenta os valores das tensões de tração obtidas numericamente e calculadas através dos modelos de viga e bloco. Os resultados numéricos correspondem a um recalque $\delta = 8,8$ mm (ruptura da areia sem reforço). No cálculo das tensões dos modelos de viga e bloco foi utilizado $Q_u = 23,1$ kPa, que foi a tensão de ruptura do solo natural obtida a parti dos ensaios em modelo reduzido.

Tabela 6.2: tensões de tração atuantes na camada de reforço a partir de diferentes modelos de cálculo

N°	H_r/B	T_r/H_r	q_t (kPa)	MODELO NUMÉRICO				MODELO DE VIGA		MODELO DE BLOCO		
				$\sigma_{tm\acute{a}x}$ (kPa)	$Q_{ur(n)}$ (kPa)	$\sigma_{tm\acute{a}x}/Q_{ur(n)}$	$\delta_{plast.}$ (mm)	$\sigma_{tm\acute{a}x}$ (kPa)	$\sigma_{tm\acute{a}x}/Q_{ur(n)}$	β (°)	$\sigma_{tm\acute{a}x}$ (kPa)	$\sigma_{tm\acute{a}x}/Q_{ur(n)}$
F-1	0,25	0,25	85	12,2	25,6	0,48	0	4,3	0,2	76	11,5	0,5
F-2		0,50	77	23,0	25,5	0,90	0	17,3	0,8	63	28,6	1,2
F-3		1,00	84	63,6	25,1	2,54	13,1	69,3	3,0	45	84,5	3,7
F-4		2,00	83	82,8	24,6	3,36	2,1	277,2	12,0	27	294,6	12,8
F-5	0,5	0,25	85	11,7	25,7	0,46	0	4,3	0,2	76	11,5	0,5
F-6		0,50	89	24,3	26,0	0,94	0	17,3	0,8	63	28,6	1,2
F-7		1,00	87	69,4	25,4	2,73	10,7	69,3	3,0	45	84,5	3,7
F-8		2,00	99	99,0	24,3	4,08	3,0	277,2	12,0	27	294,6	12,8
F-9	1,0	0,25	89	13,0	27,3	0,48	0	4,3	0,2	76	11,5	0,5
F-10		0,50	93	30,5	26,7	1,14	0	17,3	0,8	63	28,6	1,2
F-11		1,00	97	80,5	25,6	3,15	11,3	69,3	3,0	45	84,5	3,7
F-12		2,00	102	102,0	24,0	4,25	3,2	277,2	12,0	27	294,6	12,8
F-13	1,5	0,25	94	10,9	28,6	0,38	0	4,3	0,2	76	11,5	0,5
F-14		0,50	99	26,8	26,8	1,00	0	17,3	0,8	63	28,6	1,2
F-15		1,00	104	82,1	25,5	3,22	11,6	69,3	3,0	45	84,5	3,7
F-16		2,00	99	99,0	23,6	4,20	3,2	277,2	12,0	27	294,6	12,8

δ_{plast} = deslocamento de início da plastificação.

O comparativo entre os modelos pode-se melhor visualizado através da figura 6.10. Verifica-se que, para baixas relações T_r/H_r , os resultados obtidos numericamente se aproximam do modelo de bloco. À medida que aumenta a relação T_r/H_r , o comportamento tende a se aproximar do modelo de viga. Pode-se verificar também que a equação de ajuste para as tensões de tração apresenta um excelente correlação R^2 com a variável T_r/H_r .

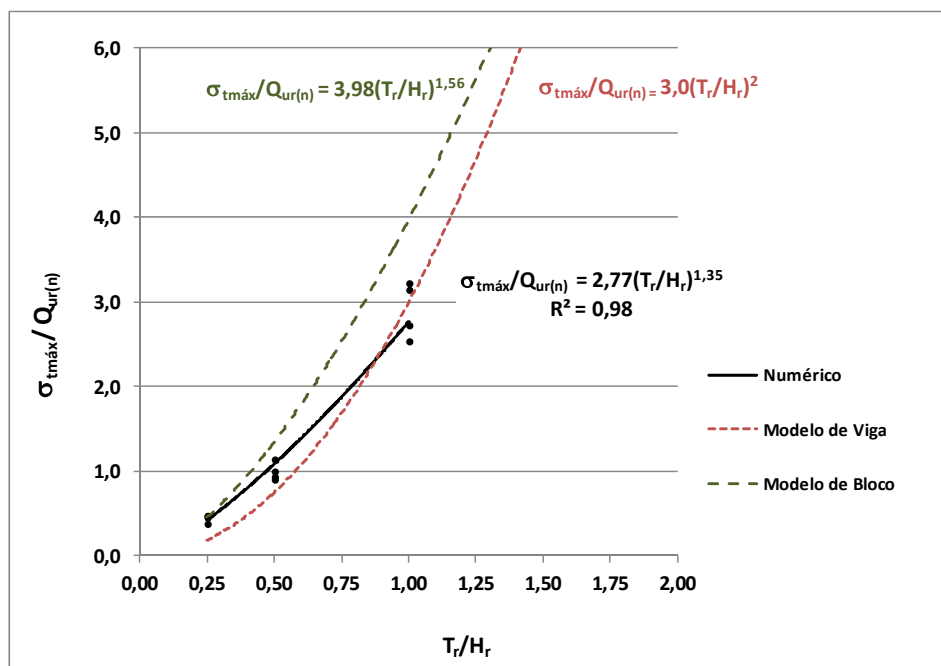


Figura 6.10: comparativo entre os modelos de viga, de bloco e simulações numéricas

Tanto nos ensaios em modelos reduzidos quanto nas simulações numéricas, os reforços com $T_r/H_r = 2,00$ atingiram a resistência a tração q_t da camada de reforço (plastificaram) para recalques menores do que o deslocamento de ruptura do solo natural ($\delta < 8,8$ mm). Interessante notar que, nestes casos, tanto o modelo de viga como o de bloco apresentaram tensões de tração bem superiores a q_t , indicando a ruptura do material.

Através da equação de previsão obtida numericamente, pode-se verificar qual a relação T_r/H_r limite para que não haja ruptura do reforço, basta conhecer a resistência a tração do material de reforço e a tensão atuante sob a base do reforço $Q_{ur(n)}$. Por exemplo, para o caso dos ensaios F-1 a F-16 ($\eta/C_{iv} = 17$), a resistência à tração vale $q_t = 102$ kPa ($q_t = 43886 (\eta/C_{iv})^{-1,38}$) e $Q_{ur(n)} = Q_u = 23,1$ kPa. Assim:

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 2,77 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,35} \quad (\text{equação 6.16})$$

$$\frac{102}{23,1} = 2,77 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,35} \rightarrow \frac{T_r}{H_r} = 1,41$$

Fazendo o mesmo cálculo para os fatores $\eta/C_{iv} = 26$ e $\eta/C_{iv} = 40$ resulta $T_r/H_r = 0,85$ e $T_r/H_r = 0,5$, respectivamente.

6.2.1 Resistência ao Cisalhamento da Camada de Reforço

Considerando que normalmente a camada de reforço estará assente próxima à superfície do terreno e, portanto, sob baixas tensões confinantes, pode-se calcular a resistência ao cisalhamento drenada a partir da sua envoltória de ruptura, no ponto onde o círculo de Mohr do ensaio de compressão simples toca a envoltória. É possível demonstrar que:

$$\tau_{res.} = c' + \frac{q_u}{2} (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (\text{equação 6.17})$$

Onde:

$\tau_{res.}$: resistência ao cisalhamento drenada do solo-cimento

c' : coesão efetiva do solo-cimento

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo-cimento

q_u : resistência à compressão simples do solo-cimento

A envoltória de ruptura pode ser determinada facilmente utilizando o método de CONSOLI (2014), onde somente são necessários os ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral.

A tabela 6.3 apresenta os valores de tensão máxima cisalhante obtidas numericamente para todos os ensaios ($\eta/C_{iv} = 17, 26, 40$). Pode-se verificar que a resistência ao cisalhamento $\tau_{res.}$ é sempre maior do que a tensão cisalhante máxima no momento em que se considera a ruptura do sistema, seja por puncionamento ($\delta = 8,8$ mm) ou por plastificação por tração (abertura da fissura).

Ou seja, os resultados obtidos indicam que, considerando os critérios de ruptura do reforço estabelecido anteriormente ($\sigma_{tm\acute{a}x} \geq q_t$), não haverá ruptura do material por cisalhamento. A ruptura por tração ocorrerá primeiro.

Este resultado indica que uma ruptura por cisalhamento somente poderá ocorrer após uma fissuração generalizada da camada, onde há redução da resistência ao cisalhamento por perda da seção resistente. Neste momento ocorrerá o mecanismo descrito por THOMÉ (1999), onde uma porção cisalhada do reforço sob a fundação penetrará no solo natural, resultando na ruptura catastrófica do sistema.

A tabela 6.3 também apresenta uma estimativa das tensões cisalhantes através do modelo de viga mostrado na figura 6.6, cujo valor pode ser calculado por $\tau = V/A = Q_{ur(n)}T_r/(H_r \times 1)$. Verifica-se que o modelo de viga subestima os valores das tensões cisalhantes máximas atuantes. Os valores obtidos numericamente são de 2 a 4 vezes maior e ocorrem no topo da seção.

Tabela 6.3: parâmetros de resistência das camadas de reforço para análise numérica

Nº	c' (kPa)	ϕ' (°)	τ_{res} (kPa)	MODELO NUMÉRICO		MODELO DE VIGA
				$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa) 8,8mm	$\tau_{plast.}$ (kPa)	τ (kPa)
F-1	156	45	267	19	-	6
F-2	141	46	242	24	-	12
F-3	154	45	263	45	-	23
F-4	152	45	260	-	43,7	46
F-5	156	45	267	21	-	6
F-6	163	45	278	29	-	12
F-7	160	45	273	62	-	23
F-8	179	44	305	-	88,9	46
F-9	162	45	276	24	-	6
F-10	170	45	290	33	-	12
F-11	177	45	301	79	-	23
F-12	186	44	316	-	107,2	46
F-13	171	45	292	25	-	6
F-14	180	44	306	41	-	12
F-15	189	44	321	93	-	23
F-16	180	44	306	-	84,9	46
F-5B	92	48	160	22	-	6
F-6B	91	48	158	29	-	12
F-7B	92	48	160	-	43,7	23
F-8B	90	48	156	-	45,4	46
F-5C	44	51	78	22	-	6
F-6C	44	51	79	28	-	12
F-7C	46	51	82	-	22,0	23
F-8C	46	51	82	-	26,6	46

$\tau_{res.}$ = tensão resistente ao cisalhamento. $\tau_{plast.}$ = tensão cisalhante no momento da plastificação em tração.

A figura 6.11 apresenta, para as relações $T_r/H_r = 0,25$ e $1,00$, a variação da tensão cisalhante na borda da fundação ao longo da espessura do reforço, sendo $h/H_r = 0\%$ a

superfície e $h/H_r = 100\%$ a base. Verifica-se que há uma influência da espessura apenas na parte superior da seção (até $h/H_r \sim 20\%$).

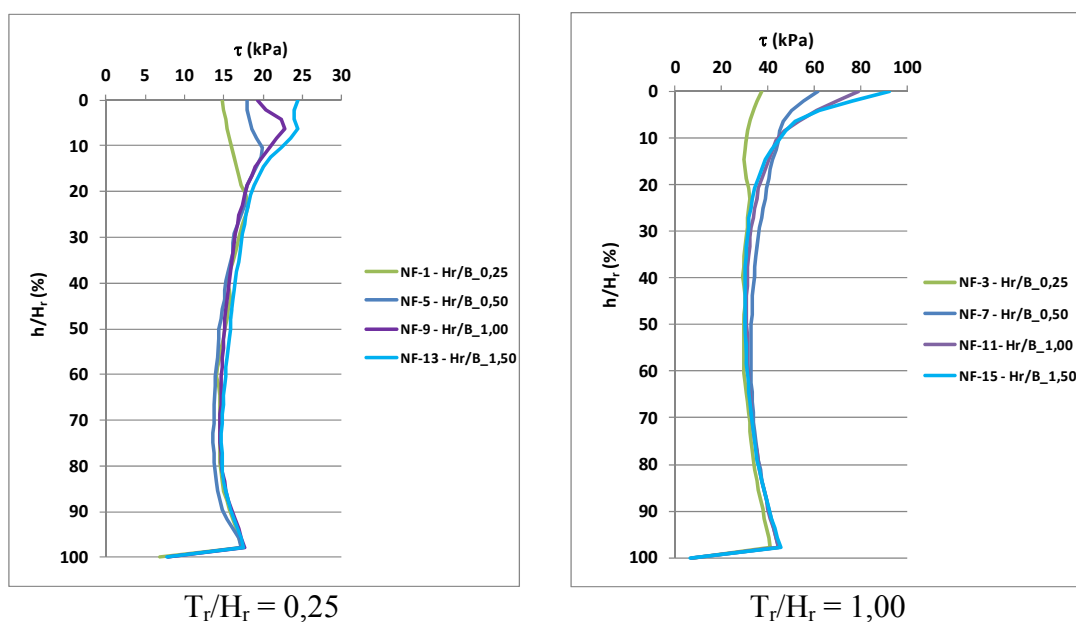


Figura 6.11: efeito da espessura do reforço sobre a variação da tensão cisalhante sob a borda da fundação

6.2.2 Comportamento de Plastificação da Camada de Reforço

A tabela 6.4 compara os valores de tensão e deslocamento de ruptura (início da plastificação) obtidos numericamente com os valores verificados nos ensaios em modelo reduzido. Este comparativo está representado graficamente na figura 6.12.

Pode-se perceber que, de maneira geral, há uma boa concordância entre os deslocamentos de ruptura obtidos numericamente e os observados experimentalmente.

Tabela 6.4: comparativo entre tensões e deslocamentos de ruptura

N°	NUMÉRICO			EXPERIMENTAL		
	Q _{ur} (kPa)	δ _{plast.} (mm)	δ _{plast./B} (%)	Q _{ur} (kPa)	δ _{plast.} (mm)	δ _{plast./B} (%)
F-3	49	13,1	26%	-	-	-
F-4	15	2,1	4%	27	4,0	8%
F-7	57	10,7	21%	69	8,2	17%
F-8	26	3,0	6%	20	1,5	3%
F-11	92	11,3	23%	164	11,7	23%
F-12	51	3,2	6%	81	4,0	8%
F-15	125	11,6	23%	-	-	-
F-16	62	3,2	6%	-	-	-
F-7B	34	5,4	11%	20	3,1	6%
F-8B	13	1,3	3%	11	1,1	2%
F-7C	17	2,6	5%	12	1,8	4%
F-8C	7	0,8	2%	2	0,2	0,4%

" - " ensaio em modelo reduzido não apresentou ruptura.

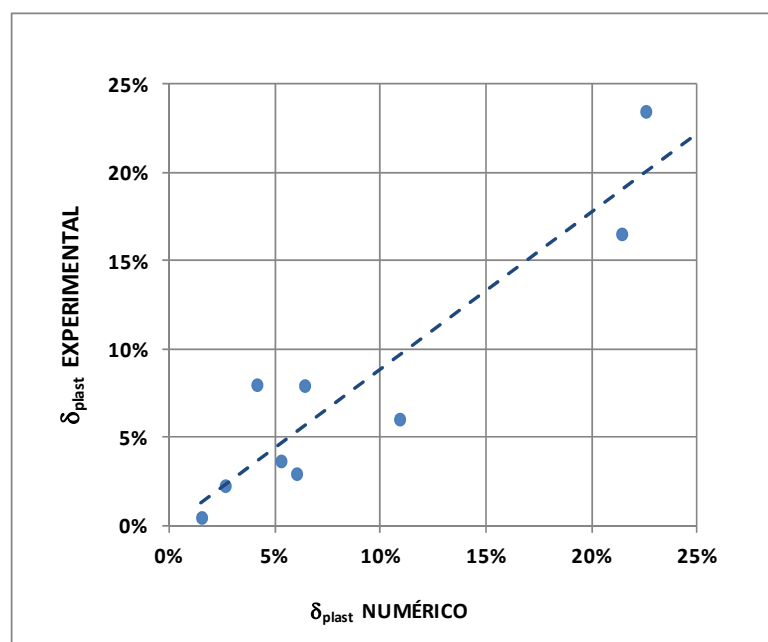


Figura 6.12: comparativo entre os deslocamentos de ruptura obtidos numericamente e experimentalmente

Para avaliar mais detalhadamente o comportamento de ruptura no reforço, foram realizadas algumas análises adicionais para a espessura $H_r/B = 0,25$, com $0,25 < T_r/H_r < \infty$ (camada contínua).

As curvas tensão *versus* recalque são mostradas na figura 6.13 para cada relação T_r/H_r , de forma não normalizadas. Nas simulações com $T_r/H_r \geq 2$, houve divergência da análise

antes de atingir o deslocamento prescrito de 15 mm, indicando a existência de uma grande plastificação.

Os pontos marcados em vermelho sobre as curvas tensão *versus* recalque indicam o ponto de início da plastificação. Podemos que para as relações $T_r/H_r = 0,25$ e $0,50$ não houve ruptura no reforço até o deslocamento que caracteriza a ruptura do solo natural ($\delta/B = 17,6\%$). Ou seja, pelo critério estabelecido anteriormente, a ruptura se deu no solo natural por puncionamento. Para $T_r/H_r = 1,00$ houve plastificação do reforço em um deslocamento superior ao deslocamento de ruptura do solo natural. Portanto, este também é um caso de ruptura por puncionamento.

Entretanto, para relações $T_r/H_r > 1,50$, verifica-se que a plastificação ocorreu em um deslocamento menor do que o correspondente à ruptura do solo natural, ficando caracterizado assim, que a ruptura se deu no reforço.

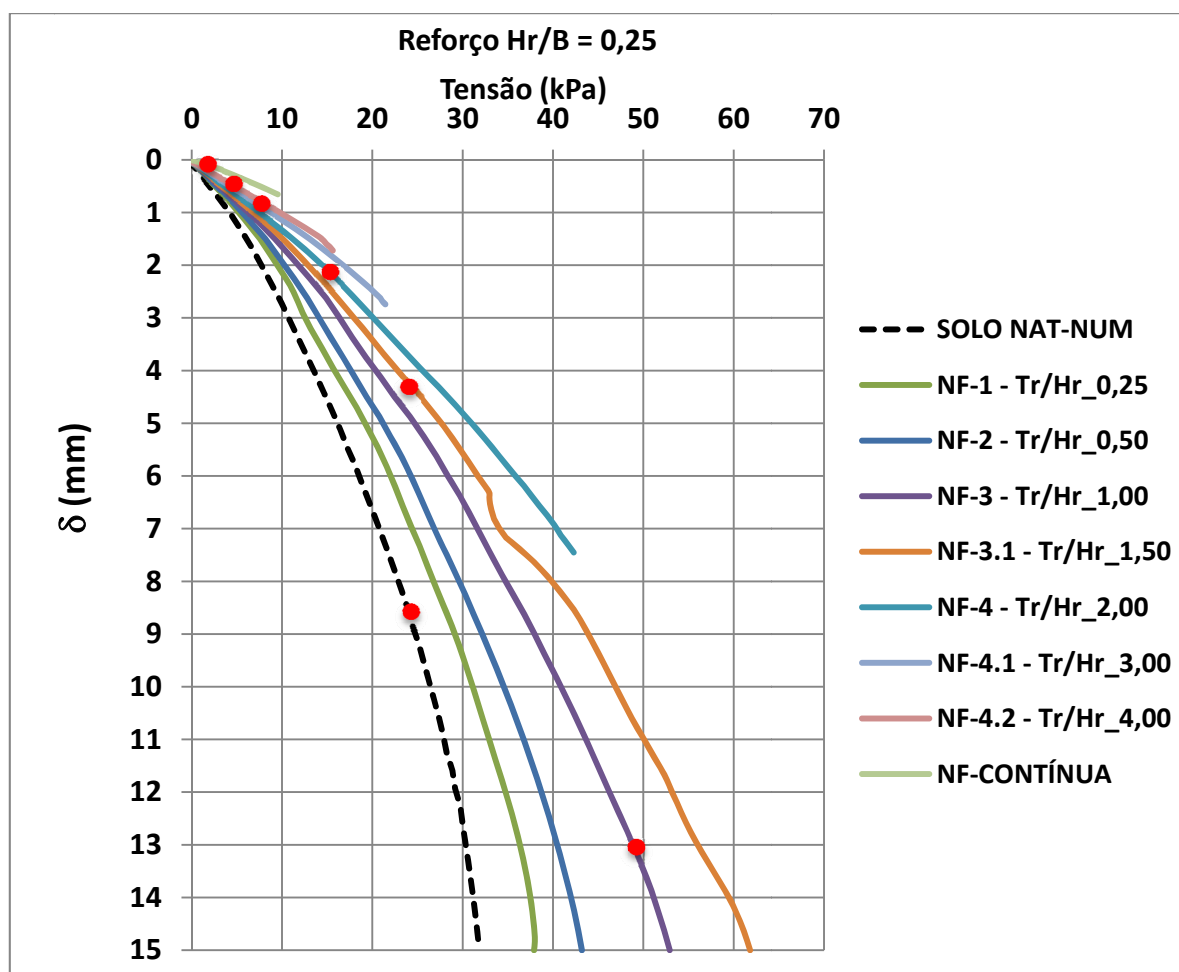


Figura 6.13: pontos de início de plastificação nas curvas tensão *versus* recalque para a relação $H_r/B = 0,25$

Na figura 6.14 é apresentada a variação do recalque de início de plastificação em função da relação T_r/H_r para o caso $H_r/B = 0,25$. Verifica-se que há uma forte redução do ponto de início de plastificação com o aumento da relação T_r/H_r , ou seja, quando maior for a largura do reforço, menor o recalque necessário para a ruptura.

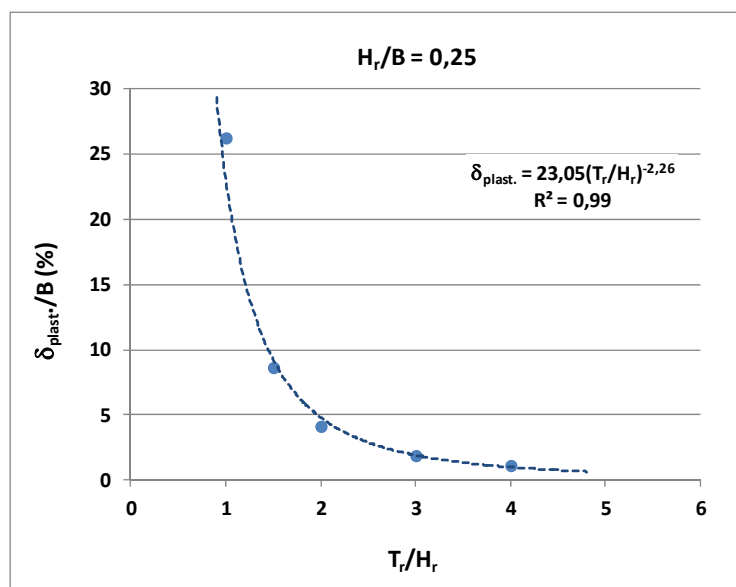


Figura 6.14: recalque de início de plastificação para $H_r/B = 0,25$

6.2.3 Verificação do Comportamento em Verdadeira Grandeza

Com objetivo de verificar se a equação de previsão das tensões de tração deduzida a partir dos ensaios e simulações numéricas do modelo reduzido (equação 6.16) também seria válida para fundações em verdadeira grandeza, foram realizadas análises numéricas adicionais, considerando uma fundação contínua com $B = 1$ m assente sobre areia (protótipo).

Os parâmetros utilizados para a areia e o reforço nestas simulações são apresentados nas tabelas 6.5 e 6.6. São basicamente os mesmos utilizados nos ensaios em modelo reduzido, com exceção do módulo de elasticidade de areia. Aqui, devido ao maior nível de tensões, optou-se em utilizar o módulo de elasticidade $E_{(50\%)}$ ajustado aos pontos do ensaio triaxial.

O modelo de elementos finitos do protótipo foi elaborado respeitando os mesmos critérios e proporções geométricas estabelecidas na calibração para o modelo reduzido, ou seja, com altura igual a 30 m (30B) e largura total igual a 40 m (40B). A base de areia foi dividida em 21 camadas com módulo de elasticidade crescente com a profundidade. Da mesma

forma, foi utilizada uma malha de elementos estruturada e com maior refinamento na região próxima à fundação, onde se concentram as tensões e deslocamentos. Foi adotado um número mínimo de 5 elementos sob a semi-largura da fundação, o que significa um tamanho mínimo de elemento igual a 100 mm imediatamente sob a base. Em média, as malhas utilizadas possuíam em torno de 10.000 elementos com 22.000 nós.

Tabela 6.5: parâmetros para areia e solo-cimento nas análises numéricas do protótipo

PARÂMETRO	AREIA ($D_r = 36\%$)	SOLO-CIMENTO
E (MPa)	$1,048(\sigma_m)^{0,70}$	$21.045(\eta/C_{iv})^{-0,92}$
v	0,31	0,25
c' (kPa)	0,025	CONSOLI (2014)
ϕ' (°)	34	CONSOLI (2014)
ψ (°)	10	10
K_0	0,44	0,44
γ' (kN/m³)	14,9	14,9
q_t (kPa)	-	$10.455(\eta/C_{iv})^{-1,63}$

σ_m = tensões médias (kPa)

Tabela 6.6: detalhamento dos parâmetros de resistência e rigidez das camadas de reforço nas simulações do protótipo

N°	H_r/B	T_r/H_r	B_r/B	η/C_{iv}	q_u (kPa)	q_t (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	$E_{(50\%)}$ (MPa)
NP-1	0,25	0,25	1,13	15	1045	125	226	43	1752
NP-2	0,25	0,50	1,25	10	1829	243	430	40	2542
NP-3	0,50	0,75	1,75	9	2116	288	508	39	2800
NP-4	0,50	1,00	2,00	7	2993	435	760	36	3527
NP-5	0,75	1,25	2,88	5,5	4175	645	1120	34	4400
NP-6	0,75	1,50	3,25	4,5	5507	895	1551	31	5291

NP: análise numérica do protótipo

A figura 6.15 apresenta o comparativo entre a curva tensão *versus* recalque obtida através do modelo de elementos finitos (PROT-NAT-NUM) e a capacidade de carga calculada através dos modelos analíticos tradicionais. Neste caso, foi utilizado para a definição da carga de ruptura o critério de $\delta/B = 10\%$, pois o critério de VESIC (1963) para

ruptura por puncionamento não ficou claramente definido na curva numérica. Pode-se observar que a capacidade de carga obtida, $Q_u = 132$ kPa, resultou próxima da média dos métodos analíticos utilizados.

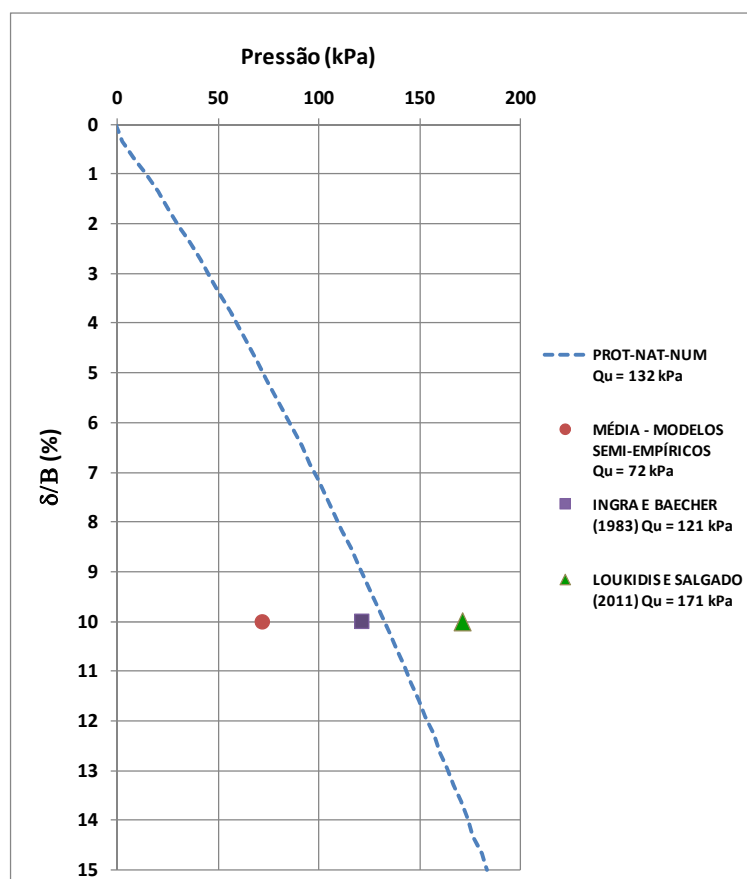


Figura 6.15: curva tensão *versus* recalque para $B = 1,00$ m - comparativo entre resultados numéricos e métodos analíticos

As figuras 6.16 e 6.17 apresentam as curvas tensão *versus* recalque de forma convencional e normalizada, respectivamente, para as análises com reforço.

Pode-se perceber que o comportamento foi bastante similar ao obtido nos modelos reduzidos. A diferença é que, devido à variação do módulo de elasticidade com a profundidade não ser linear, há uma tendência de aumento da tensão normalizada com a redução da largura do reforço. Esse comportamento condiz com o apresentado na figura 4.27 (LAMBE e WHITMAN, 1969).

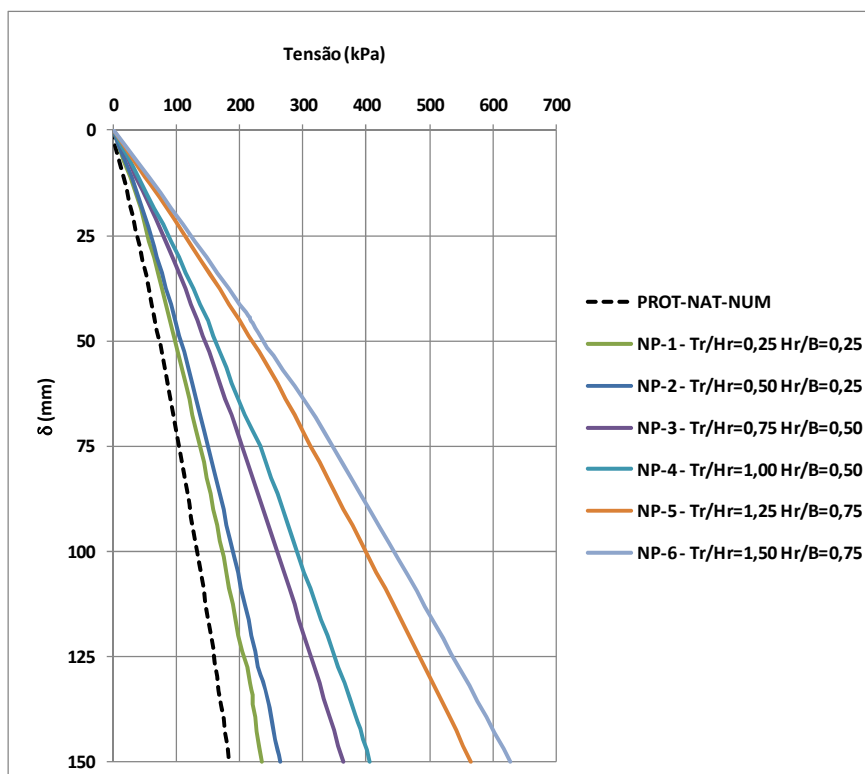


Figura 6.16: curvas tensão *versus* recalque para o protótipo $B = 1\text{m}$

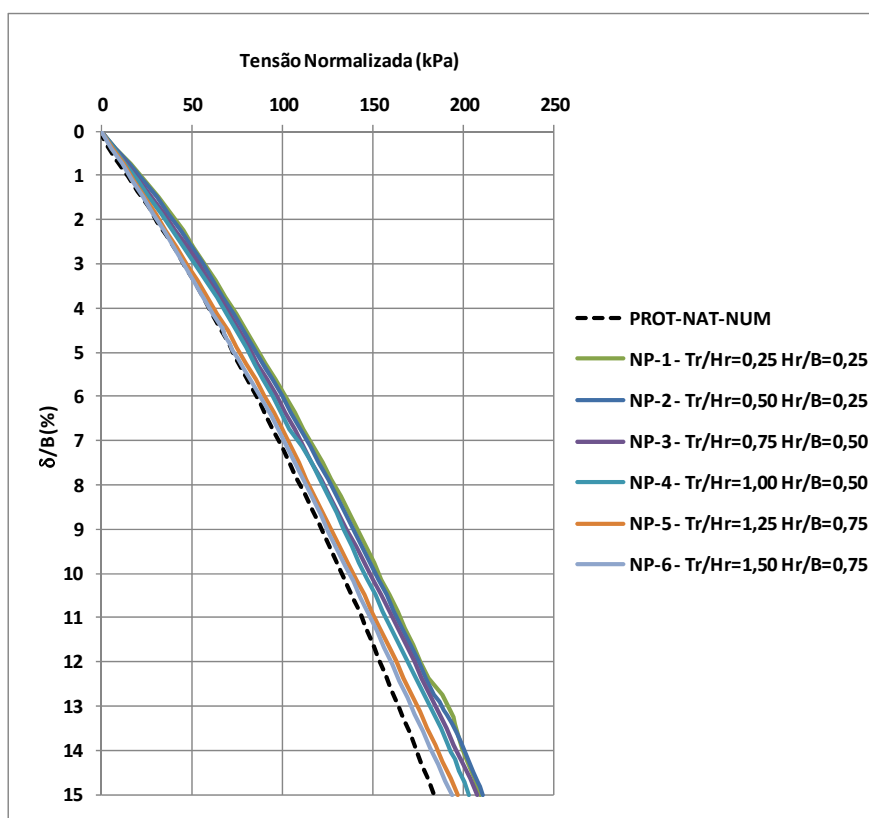


Figura 6.17: curvas tensão *versus* recalque normalizadas para o protótipo $B = 1\text{m}$

O resumo dos resultados das análises numéricas está apresentado na tabela 6.7.

Em termos de resistência ao cisalhamento, da mesma forma que nos casos em modelo reduzido, verifica-se que para $\delta/B = 10\%$ as tensões cisalhantes resultam sempre menores do que a resistência ao cisalhamento da camada de reforço.

Tabela 6.7: resultados das análises numéricas do protótipo para $\delta/B = 10\%$

PROPRIEDADES DAS CAMADAS DE REFORÇO						RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS			
Nº	H _r /B	T _r /H _r	B _r /B	q _t (kPa)	τ _{res} (kPa)	σ _{tmáx} (kPa)	Q _{ur(n)} (kPa)	σ _{tmáx} /Q _{ur(n)}	τ _{máx} (kPa)
NP-1	0,25	0,25	1,13	125	228	65	156	0,41	113
NP-2	0,25	0,50	1,25	243	431	129	155	0,83	146
NP-3	0,50	0,75	1,75	288	509	237	155	1,53	237
NP-4	0,50	1,00	2,00	435	761	375	152	2,47	330
NP-5	0,75	1,25	2,88	645	1121	574	149	3,85	596
NP-6	0,75	1,50	3,25	895	1552	785	147	5,34	804

Os resultados de $\sigma_{tmáx}/Q_{ur(n)}$ versus T_r/H_r está apresentado na figura 6.18, conjuntamente com os dados das análises com modelos reduzidos. Aparentemente, a relação $\sigma_{tmáx}/Q_{ur(n)}$ para o protótipo resultou ligeiramente inferior à obtida com os modelos em escala reduzida.

Entretanto, considerando conjuntamente todos os dados, a equação de ajuste fica muito próxima da obtida anteriormente. Isso significa que, no cálculo das tensões de tração não houve efeito significativo de escala, podendo-se adotar esta última equação de ajuste válida para qualquer largura de fundação:

$$\sigma_{tmáx} = 2,71 Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,36} \quad (\text{equação 6.18})$$

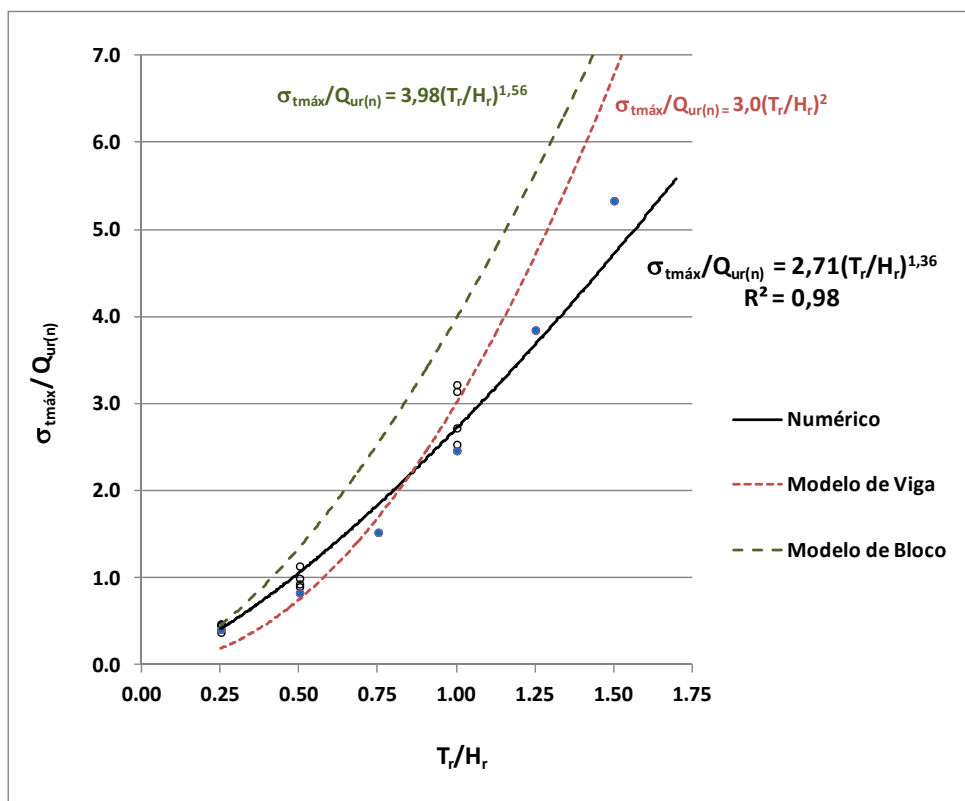


Figura 6.18: comparativo entre os modelos de viga, de bloco e simulações numéricas na previsão das tensões de tração no reforço - dados gerais

6.3 PROPOSTA DE MÉTODO DE CÁLCULO PARA A CAPACIDADE DE CARGA

Como base nos resultados obtidos através de ensaios em modelos reduzidos e análises numéricas, será apresentado neste item uma proposta de método de cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo cimento.

As premissas utilizadas no desenvolvimento deste método são:

- fundação superficial contínua;
- carregamento vertical centrado;
- superfície do terreno, base da fundação e do reforço planas;
- solo de base arenoso fofo (sujeito a ruptura do tipo puncionamento) sem coesão;
- força de atrito nas paredes laterais entre solo e reforço desprezados.

A filosofia do dimensionamento é que a ruptura do sistema se dê no solo natural e não no reforço, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso.

O cálculo da capacidade de carga deve ser feito considerando que a fundação e o reforço atuam conjuntamente como sendo um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. Assim, a capacidade de carga pode ser calculada por:

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2}\gamma' B_r N_\gamma \quad (\text{equação 6.19})$$

Onde:

$Q_{ur(n)}$: capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

q : sobrecarga equivalente à altura do solo acima da base do reforço.

γ' : peso específico efetivo da areia (solo natural).

B_r : largura total do reforço.

N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia (ϕ').

Para os fatores de capacidade de N_q e N_γ pode-se utilizar as formulações tradicionais disponíveis na literatura, como por exemplo, as equações de PRANDTL (1920) e MARTIN (2005):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{equação 6.20})$$

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi') \quad (\text{equação 6.21})$$

A carga última P_u pode ser calculada como:

$$P_u = Q_{ur(n)} B_r L \quad (\text{equação 6.22})$$

A tensão média atuante sob a base da fundação será:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{BL} = Q_{ur(n)} \frac{B_r}{B} \quad (\text{equação 6.22})$$

Tendo em vista a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir fissuração do reforço, será considerado que a ruptura do reforço ocorrerá quando a tensão de tração atuante atingir a resistência à tração do solo-cimento dividida por um fator de segurança. A tensão máxima de tração pode ser calculada por:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 2,71 Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,36} \leq \frac{q_t}{FS} \quad (\text{equação 6.22})$$

Onde:

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão máxima de tração;

$Q_{ur(n)}$: capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

H_r : espessura da camada de reforço;

T_r : largura adicional da camada de reforço;

q_t : resistência à tração do reforço determinada a partir de ensaios de tração por compressão diametral

FS : fator de segurança para a resistência à tração da camada de reforço

É importante ressaltar que a faixa pesquisada abrangeu reforços com relação $0,25 < T_r/H_r < 1,5$ e resistência à tração $25 \text{ kPa} < q_t < 895 \text{ kPa}$. Não é recomendada a utilização deste método para condições diversas das aqui estabelecidas sem uma avaliação prévia cuidadosa.

Para ficar mais claro o entendimento do método, será apresentado um exemplo de aplicação. Deseja-se dimensionar uma camada de reforço para que uma fundação contínua de 1 m de largura assente sobre um solo arenoso ($c' = 0$; $\phi' = 35^\circ$; $\gamma' = 15 \text{ kN/m}^3$) para que esta suporte o dobro da sua capacidade de carga atual. A profundidade de assentamento da fundação deve ser $h = 0,5 \text{ m}$. A resistência à tração da camada de solo cimento é $q_t = 100 \text{ kPa}$.

Inicia-se verificando a capacidade de carga desta fundação assente sobre o solo natural.

$$Q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'_a B N_\gamma$$

$$\phi \text{ reduzido} = \text{atan}\left(\frac{2}{3}\tan 35\right) = 21^\circ$$

$$q = \gamma'_a h = 15 \times 0,5 = 7,5 \text{ kPa}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = e^{\pi \tan 21} \tan^2\left(45 + \frac{21}{2}\right) = 7,1$$

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi) = (33,3 - 0,6) \tan(1,33 \times 21) = 3,5$$

$$Q_u = 7,5 \times 7,1 + \frac{1}{2} \times 15 \times 1 \times 3,5 = 79 \text{ kPa}$$

$$P_u = Q_u BL = 79 \times 1 \times 1 = 79 \text{ kN/m linear}$$

Pretende-se dobrar a capacidade de carga atual. Ou seja, obter-se 158 kN/m linear utilizando um reforço em solo-cimento.

A capacidade de carga da camada de reforço deve ser calculada considerando que reforço e fundação são um elemento único apoiado na profundidade de assentamento do reforço. Porém, como não se sabe a priori a largura B_r e espessura H_r do reforço, não é possível determinar sua capacidade de carga. Este é um processo que deve ser resolvido iterativamente.

Assim, estipula-se valores iniciais para B_r e H_r e verifica-se a capacidade de carga $Q_{ur(n)}$. Com o valor de $Q_{ur(n)}$, calcula-se a tensão máxima $\sigma_{\text{máx}}$ e, então, verificar se a condição $\sigma_{\text{máx}} \leq q_t/\text{FS}$ é satisfeita.

Estimando inicialmente $B_r = 1,30$ e $H_r = 0,35$, tem-se:

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'_a B_r N_\gamma$$

$$Q_{ur(n)} = (0,5 + 0,35) \times 15 \times 7,1 + \frac{1}{2} \times 15 \times 1,3 \times 3,5 = 124 \text{ kPa}$$

$$P_u = Q_{ur(n)} B_r L = 124 \times 1,3 \times 1 = 161 \text{ kN/m linear}$$

Com as dimensões arbitradas, observa-se que foi obtida a carga requerida de 158 kN/m. Agora necessita-se verificar se as tensões de tração estão dentro do limite da resistência da camada de reforço. A resistência à tração da camada de reforço deve ser dividida por um fator de segurança que leve em conta as dificuldades construtivas e diferença entre o comportamento do corpo de prova e do elemento real. Neste exemplo utilizaremos $FS = 2,00$.

$$\frac{q_t}{FS} = \frac{100}{2} = 50 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 2,71 Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,36} \leq \frac{q_t}{FS}$$

$$T_r = \frac{(1,30 - 1,00)}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 2,71 \times 124 \left(\frac{0,15}{0,35} \right)^{1,36} = 106 \text{ kPa}$$

Observa-se que $\sigma_{tm\acute{a}x} \geq q_t/FS$. Neste caso deve-se reduzir a relação T_r/H_r . Nesta nova tentativa será utilizado $B_r = 1,20 \text{ m}$ e $H_r = 0,45 \text{ m}$.

$$Q_{ur(n)} = (0,5 + 0,45) \times 15 \times 7,1 + \frac{1}{2} \times 15 \times 1,2 \times 3,5 = 132 \text{ kPa}$$

$$P_u = Q_{ur(n)} B_r L = 132 \times 1,2 \times 1 = 158 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ linear} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 2,71 \times 132 \left(\frac{0,10}{0,45} \right)^{1,36} = 48 \text{ kPa} < 50 \text{ kPa} \rightarrow OK$$

Ou seja, para dobrar a capacidade de carga inicial da fundação com $B = 1,00 \text{ m}$, pode-se utilizar um reforço em solo-cimento com largura total de $1,20 \text{ m}$, espessura de $0,45 \text{ m}$ e resistência à tração $q_t = 100 \text{ kPa}$.

Entretanto, não existe uma solução única para este problema. Pode-se manipular as variáveis B_r , H_r e q_t de modo a obter a solução que melhor atenda econômica e executivamente ao problema em questão.

Para efeito de comparação, para obtenção da mesma capacidade de carga apenas aumentando a área da base da fundação, seria necessário aumentar sua largura para $B = 1,65$ m. Assim, caberá ao projetista avaliar a solução mais adequada ao caso em questão.

Quanto ao valor do fator de segurança a ser aplicado sobre a resistência à tração, o projetista deve considerar principalmente como será a execução e controle em campo. Ainda não há uma base de dados para definição deste fator.

Como o dimensionamento do reforço é feito de modo que sistema "fundação + reforço" trabalhe conjuntamente, os recalques podem ser estimados utilizando os métodos tradicionais para fundações superficiais apoiadas sobre areia, por exemplo os métodos de SCHULTZE e SHERIF (1973), BURLAND, BROMS e DE MELLO (1977), SCHMERTMANN (1978) e BURLUND e BURBIDGE (1985).

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados obtidos nas provas de carga em modelo reduzido, assim como das análises numéricas realizadas, foram estabelecidas, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões:

a) Quanto aos procedimentos de ensaios em modelos reduzidos

O método da pluviação ao ar foi eficaz na obtenção de amostras homogêneas no tanque de solos em relação à densidade relativa requerida.

O equipamento construído mostrou-se adequado para o estudo de modelos reduzidos de fundações e pode ser utilizado para a realização de outros estudos similares. Verificou-se entretanto que, as curvas tensão *versus* recalque das provas de carga cujos reforços possuíam largura total maior que $1,75B$, sendo B a largura da fundação modelo, apresentaram enrijecimento, similar ao obtido em ensaios de compressão confinada. Este enrijecimento ocorreu devido à influência das paredes laterais e do fundo do tanque de solos. Todavia, este aspecto não influenciou as conclusões obtidas a partir da análise conjunta dos dados experimentais e numéricos.

b) Quanto ao modo de ruptura

Nos ensaios em modelos reduzidos ficaram caracterizados dois tipos distintos de ruptura.

No primeiro, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. Neste caso, fundação e reforço comportam-se como se fossem um elemento único, apoiado na profundidade de assentamento do reforço.

No segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode localizar-se junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima à medida que aumentam os recalques.

Pode-se dizer que no primeiro caso a ruptura se dá no solo de base e, no segundo, na camada de reforço.

Observou-se que em reforços com relação $H_r/B \leq 0,50$, o início da fissuração tende a ocorrer junto às bordas da fundação, já para relações $H_r/B \geq 1$, tende a ocorrer junto ao eixo da fundação. Entretanto, não deve-se tomar esses limites como fixos, pois foi identificado que largura do reforço também influencia a localização do início da fissura.

Não foi observada nos ensaios em modelo reduzido a formação de zonas de fissuração ou bandas de ruptura. Após o surgimento da primeira fissura, com o aumento do carregamento, esta se propagava até atingir a superfície da camada de reforço.

c) Quanto aos parâmetros de resistência da camada de reforço

Verificou-se que, para os casos em que há ruptura por punção, a resistência da camada de reforço não influencia o valor da capacidade de carga. Entretanto, a resistência à tração do reforço é um parâmetro fundamental para definir se haverá ou não ruptura do reforço à um determinado nível de recalque.

d) Quanto às análises numéricas

O modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho conseguiu capturar com excelente precisão o comportamento observado nos ensaios em modelo reduzido. Um aspecto fundamental para a obtenção deste resultado foi a utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb com "*tension cut-off*" para o material do reforço, que permitia limitar sua resistência à tração a valores realistas.

Verificou-se que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação T_r/H_r , onde T_r é a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e H_r é a espessura do reforço.

As tensões máximas de tração atuantes no reforço obtidas numericamente foram comparadas com as obtidas através de equações analíticas da teoria de vigas e blocos de seção plena. Verificou-se que as tensões de tração para relações $T_r/H_r \leq 0,50$ se aproximam das previstas pela teoria de blocos de seção plena. Já para relações $0,5 \leq T_r/H_r \leq 1,00$ o comportamento se aproxima das previstas pela teoria de vigas. A partir da $T_r/H_r > 1,00$, tanto a teoria de blocos de seção plena como a de vigas, superestimam as tensões máximas de tração.

e) Quanto à capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento

A partir análises realizadas, foi desenvolvido um novo método e apresentadas equações para cálculo da capacidade de carga fundações superficiais apoiadas sobre camada de reforço em solo-cimento sobrejacente a solos arenosos. A filosofia do dimensionamento é que a ruptura do sistema se dê no solo natural e não no reforço, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso.

Assim, a capacidade de carga do sistema reforçado pode ser calculada considerando que a fundação e o reforço atuam conjuntamente, como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço.

Tendo em vista a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir do início da fissuração do reforço, foi estabelecido como critério que a ruptura do reforço ocorrerá quando a tensão de tração atuante atingir a resistência à tração do solo-cimento dividida por um fator de segurança. Para previsão da máxima tensão de tração que atuará no reforço, foi deduzida uma equação a partir da qual, pode-se dimensioná-lo com segurança.

Os resultados obtidos indicam que, seguindo os critérios de dimensionamento estabelecidos, não haverá ruptura do reforço por cisalhamento. A ruptura por tração ocorrerá primeiro.

7.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta pesquisa e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de fundações superficiais apoiadas sobre camada de reforço em solo-cimento, sugere-se:

- A avaliação da influência do tipo de solo, da geometria da fundação e da inclinação do carregamento na capacidade de carga do sistema reforçado com solo-cimento.
- Avaliar o desempenho da utilização de camadas de reforço em fundações sujeitas a esforços dinâmicos.
- A realização de provas de carga em verdadeira grandeza e comparação com os resultados previsto pelo método aqui proposto.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMATYA, S.; PAIKOWSKY, S. G.; LESNY, K.; KISSE, A.; Uncertainties in the Bearing Capacity of Shallow Foundations and the Factor N_γ Using Extensive Database. In. International Foundation Congress and Equipment Expo. Florida. ASCE, 2009. p.403-410.

ANDREEV, G. E. A Review of the Brazilian Test for Rock Tensile Strength Determination. Part I: Calculation Formula. Mining Science and Technology, Amsterdam: Elsevier, v.13, p.445-456, 1991.

ASTM. D2487-11: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Guia Básico de Utilização do Cimento Portland. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

_____ NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. 2010.

_____ NBR 6457: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

_____ NBR 6502: Solo – Rochas e solos – Terminologia. 1995.

_____ NBR 11798: Materiais para base de solo-cimento. Rio de Janeiro, 2012.

_____ NBR 12004: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1990.

_____ NBR 12004: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1990.

_____ NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. 1990.

_____. NBR 12051: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. 2012.

_____. NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. 2001.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST. BS 1377: Soil for civil engineering purposes – Part 8. Shear strenght tests (effective stress). 1990.

BABIC, B. Relationships Between Mechanical Properties of Cement Stabilized Material. Materials and Structures, Netherlands: Kluwer Academic Publishers, v.20, n.6, p.455-460, 1987.

BOLTON, M. D. The Strength and Dilatancy of Sands. Géotechnique, London, v.36, n.1, p.65-78, 1986.

BOWLES, J. E Foundation Analysis and Design. 1ed. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha Ltd, 1968. 659p

BURD, H. J; FRYDMAN, S. Bearing Capacity of Plane-Strain Footings on Layered Soils. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa: NRC, v.34, n.2, p.241-253, 1997.

BURLAND, J. B.; BROMS, B.; MELLO, V. F. B.; Behavior of Foundation and Structures. In: 9th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1977, Tokyo. Proceedings... Tokyo: Ico-somef, 1977, v.2, p.495-546.

BURLAND, J. B.; BURBIDGE, M. C. Settlements of Foundations on Sand and Gravel. In: INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERS, 1985, London. Proceedings...London: Institute of Civil Engineers, 1985, v.78, p.1325-1385.

BRACE, W. F. An Extension of the Griffith Theory of Fracture to Rocks. Journal of Geophysical Research, Washington: AGU, v.65, n.10, p.3477-3480, 1960.

CARNEIRO, F. L. Análise Dimensional e Teoria da Semelhança dos Modelos Físicos. 2.ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996. 256p.

CARRARO, J. A. H. Utilização de Resíduos Industriais na Estabilização de um Solo Residual de Arenito. 1997. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

CARVALHO, J. C.; FARIAS, M. M.; SILVA, C. M.; Use of Soil-cement in Deep Foundations. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1997, 2v, v.1, p.473-479.

CASAGRANDE, M. D. T. Comportamento de Solos Reforçado Com Fibras Submetidos à Grandes Deformações. 2005. 243. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

CATTON, M. D. Soil-Cement Technology – A Résumé. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin 136. Reprinted from the Journal of PCA Research and Development Laboratories, v. 4, n.1, p.13-21, 1962.

CERATO, A. B; LUTENEGGER, A. J. Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material. Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.133, n.10, p.1192-1202, 2007.

CERATTI, J. A. P.; CASANOVA, F. J. Um Método Físico Químico para Dosagem de Solo-Cimento. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988, 2v, v.1, p.191-200.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.118, n.8, p.1216-1233, 1992.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações Diretas - Projeto Geotécnico. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p.

CLAYTON, C. R. I.; MILITITSKY, J.; WOOD, R. I. Earth Pressure and Earth Retaining Structures. 2ed. Glasgow: Chapman & Hall, 1993. P.146-148.

CLOUGH, G. W.; IWABUCHI, J.; RAD, N. S.; KUPPUSAMY, T. Influence of Cementation on Liquefaction of Sands. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.115, n.8, p.1102-1117, 1989.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented Sands Under Static Loading. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Interpretação de Provas de Carga de Fundações Superficiais Em Solos Cimentados. Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia, São Paulo: ABMS. v.2, n.20, p.107-117, 1997.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.129, n.1, p.96-101, 2003.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. Journal of Geotechnical e Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.135, n.12, p.1846-1856, 2009a.

CONSOLI, N. C.; LOPES JR, L. S.; FOPPA, D.; HEINECK, K. S. Key Parameters Dictating Strength of Lime/Cement Treated Soils. Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering, v.162, n. 2, p.111–118, 2009b.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.136, n.5, p.759–763, 2010.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.; CORTE, M. B.; LOPES JR, L. S.; CONSOLI, B. S. Porosity-Cement Ratio Controlling Strength of Artificially Cemented Clays. Journal of Materials in Civil Engineering, New York: ASCE, v.23, n.8, p.1249-1254, 2011a (Technical Note).

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; SILVA, S. R. Voids/Cement Ratio Controlling Tensile Strength of Cemented Treated Soils . Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.137, n.11, p.1126-1131, 2011b (Technical Note).

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FONSECA, A. V.; COOP, M. R. Influence of Cement/Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.138, n.1, p.100-109, 2012.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D. Porosity/Cement Ratio Controlling Initial Bulk Modulus and Incremental Yield Stress of an Artificially Cemented Soil Under Stress. Géotechnique Letters, London, v.4, p.22-26, 2014.

CONSOLI, N. C.; A Method Proposed for the Assessment of Failure Envelopes of Cemented Sandy Soils. *Engineering Geology*, Elsevier, n.169, p.61-68, 2014.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonated Sands. *Géotechnique*, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

CROFT, J. B. The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. *Géotechnique*, London, v.17, p.119-135, 1967.

CRUZ, R. C. Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada. 2008. 216p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the Mechanics of Structured Sands. *Géotechnique*, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

DASS, R. N.; YEN, S. C.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; WRIGHT, M. A. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia: ASTM, v.17, n.3, p.305-314, 1994.

DAVIS, R. O.; SELVADURAI, A. P. S. *Elasticity and Geomechanics*. 1.ed. New York: Cambridge University Press, 1996. 201p.

DE BEER, E. J. The Scale Effects in the Transportation of the Results of Deep-Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations. *Géotechnique*, London, v.13, n.x, p.39-75, 1963.

DUPAS, J. M.; PECKER, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.105, n.GT3, p.419-436, 1979.

EL-RAWI, N. M.; HALIBURTON, A.; JANES, R. L. Effect of Compaction on Strength of Soil-cement. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, New York: ASCE, v.93, n.6, p.195-208, 1967.

FAIRHURST, C. On the Validity of the "Brazilian" Test for Brittle Materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Great Britain: Pergamon Press, v.1, p.535-546, 1964.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C. Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Camadas de Solo Artificialmente Cimentadas. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 2010, Gramado. Anais...São Paulo: ABMS, 2010.

FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A. Stress and Settlement of Footings in Sand. In: CONFERENCE ON VERTICAL AND HORIZONTAL DEFORMATIONS FOR FOUNDATIONS AND EMBANKMENTS, 1994, Texas. Proceedings...American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 40, 1994, v. 2, p. 1760 - 1773.

FELT, E. J. Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5. Authorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FESTUGATO, L. Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices Aspecto. 2008. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FEUERHARMEL, C. Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre. 128p.

FLOSS, M. F. Parâmetros de Controle da Resistência e Rigidez de Solos Granulares Artificialmente Cimentados. 2012. 193p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FOPPA, D. Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados. 2005. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FUSCO, P. B. Técnica de Armar as Estruturas de Concreto. 2.ed. São Paulo: Editora PINI, 2013. 395p.

GARCIA, J. G. D. Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados. 1998. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

GARNIER, J.; GAUDIN, C.; SPRINGMAN, S. M.; CULLIGAN, P. J.; GOODINGS, D. J.; KONIG, D.; KUTTER, B. L.; PHILLIPS, R.; RANDOLPH, M. F.; THOREL, L. Catalogue of Scaling Laws and Similitude Questions in Geotechnical Centrifuge Modelling. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, London, v.7, n.3, p.01-23, 2007.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual Bases for a Constitutive Model for Bonded Soils and Weak Rocks. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.485-494.

GERMAINE, J. T.; GERMAINE, A. V. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. 1 ed. John Wiley & Sons, Inc. 2009. p. 186-187

GERMAINE, J. T.; LADD, C. C. Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils. State of The Art Paper. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Philadelphia, p.421-459, 1988.

HACHICH, F.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. Fundações Teoria e Prática. 2ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

HANNA, A. M. Experimental Study on Footings in Layered Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.8, p. 1113-1127, 1981.

HANSEN, J. B. A General Formula for Bearing Capacity. The Danish Geotechnical Institute. Bulletin N° 11. Copenhagen, p.37-46, 1961.

HANSEN, J. B. A Revised and Extended Bearing Capacity Formula. The Danish Geotechnical Institute. Bulletin N° 28. Copenhagen, p.5-11, 1970.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand. In: INTERNATIONAL SUMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. Proceedings... Rotterdam: A. A Balkema, 1993. 3v. v.1, p.553-560.

INGLES, O G.; METCALF, J. B. Soil Stabilization – Principles and Practice. Australia: Butterworths Pty. Limited, 1972. 366p.

INGRA, T. S.; BAECHER, G. Uncertainty in Bearing Capacity of Sands. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.109, n.7, p.899–914, 1983.

JOHANN, A. D. Metodologias para a Previsão do Comportamento Mecânico e para a Análise de Variação da Porosidade de um Solo Siltoso Tratado com Cal em Diferentes Tempo de Cura. 2013. 273p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The Bearing Capacity of Footings on a Sand Layer Overlying Soft Clay. Géotechnique, London, v.47, n.2, p.339-345, 1997.

KO, H. Y.; DAVIDSON, L. W. Bearing Capacity of Footings in Plane Strain. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, New York: ASCE, v.99, n.SM1, p.1-23, 1973.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387, 1989.

LANGENDONCK, T. V. *Cálculo de Concreto Armado*. v.1. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1944.

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

LOPES JR, L. S. *Parâmetros de Controle da Resistência Mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento e Rocha Basáltica Pulverizada*. 2007. 148p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

LIGHTSEY, G. R.; ARMAN, A.; CALLIHAN, C. D. Changes in the Characteristics of Cement-Stabilized Soils by Addition of Excess Compaction Moisture. *Highway Research Record: Soil Stabilization: Multiple Aspects*, Washington, D. C: HRB, n.315, p.36-45, 1970.

LOUKIDIS, D.; SALGADO, R. Effect of Relative Density and Stress Level on the Bearing Capacity of Footings on Sand. *Géotechnique*, London, v.61, n.2, p.107-119, 2011.

MARCON, L. P. *Estudo Comparativo do Comportamento Mecânico de Duas Areias de Osório-RS*. 2005. 137p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MARINHO, F. A. M. A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, 1995, 2v, v.1, p.111-125.

MARTIN, C. M. Exact Bearing Capacity Calculation Using the Method of Characteristics. In: 11th INTERNATIONAL CONFERENCE OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS, 2005, Turin. v.4, p.441-450.

MEYERHOF, G. G.; HANNA A. M. Ultimate Bearing Capacity Tests of Foundations on Layered Soils Under Inclined Load. *Canadian Geotechnical Journal*, v.15, n.4, p.565-572, 1978.

MEZZOMO, S. M. *Estudo dos Mecanismos de Fluidização de Areias com Jatos de Água*. 2009. 232p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Patologia das Fundações. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 207p.

MITCHELL, J. K.. Soil Improvement: State of the Art Report. In: ASCE (Org): SELECTED GEOTECHNICAL PAPERS OF JAMES K. MITCHELL, United States of America: I.M. Idriss, 2001, p.474-540.

MONTARDO, J. P. Comportamento Mecânico de Compósitos Solo-Cimento-Fibra: Estudo do Efeito das Propriedades dos Materiais Constituintes. 1999. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

MOROGLU, B.; UZUNER, B. A.; SADOGLU, E. Behavior of the Model Surface Strip Footing on Reinforced Sand. Indian Journal of Engineering & Material Sciences, Published Online, v.12, p. 419-426, 2005.

MOTTA, V. F. Curso de Teoria da Semelhança. 1.ed. Porto Alegre: Editora UFRGS, 1972. 154p.

MOURA, M. V. S. Estudo do Atrito na Interface Areia-Concreto. 2015. 94p. Projeto de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica. Rio de Janeiro.

MUHUNTHAN, B.; SARIOSSEIRI, F. Interpretation of Geotechnical Properties of Cement Treated Soils. Report N° WA-RD 715.1, Washington State University in Cooperation with Washington State Transportation Center. Washington, 2008.

MUSSO, A.; FERLISI, S. Collapse of a Model Strip Footing on Dense Sand Under Vertical Eccentric Loads. Geotechnical and Geological Engineering, Published Online: T.B. Edit; P.G. Marinos, v.27, p. 265-279, 2009.

NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. 2.ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

NÚÑEZ, W. P. Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

OLIVEIRA FILHO, W. L. Considerações Sobre Ensaio Triaxiais em Areias. 1987. 266p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COOPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PETERSON, M. S.; WONG, T. Experimental Rock Deformation - The Brittle Field. 2.ed. Netherlands: SPRINGER, 2005. 347p.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. Soil-Cement for Water Resources Applications. Soil-Cement Solutions, Report PL072.01, 2002, 8p.

PORBAHA, A.; TANAKA, H.; KOBAYASHI, M. State of the art in deep mixing technology: part II – Applications. Ground Improvement, Journal of ISSMGE, v.2, n.2, p. 125-139, 1998.

PORBAHA, A; SHIBUYA, S.; KISHIDA, T. State of the art in deep mixing technology: part III – geomaterial characterization. Ground Improvement, Journal of ISSMGE, v.4, n.3, p. 91-110, 2000.

POULOS, H. G., DAVIES, E. H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. v.1. 2ed. Sydney: Centre of Geotechnical Research - University of Sydney, 1991.

PRIETTO, P. D. M. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado. 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

ROBERTS, J. E. Small Scale Footing Studies: A Review of the Literature. Appendix B for Preliminary Design Study for a Dynamic Soil Testing Laboratory. AFSWC-TR-61-48, 1961.

ROHLFES JR., J. A. Estudo do Comportamento de Um Solo Residual Melhorado Através de Técnicas Mecânicas e Físico-Químicas e sua Aplicação à Análise de Fundações Superficiais. 1996. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

ROJAS, J. W. J. Estudo da Resistência, Condutividade Hidráulica e Lixiviação de um Solo Argiloso Cimentado e Contaminado. 2012. 219p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

ROSA, A. D. Estudo dos Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal. 2009. 200p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

SANTOS, A. P. S. Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Sob Altas Pressões. 2008. 169p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

SALES, L. F. P. Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solos Tratados. 1998. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

SANDRONI, S. S.; CONSOLI, N. C. Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com Dois Solos Difíceis: os Extremamente Moles e os Expansivos. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado. Anais...São Paulo: ABMS, 2010.

SCHMERTMANN, J. H. Estimating Settlements. Guidelines for Cone Penetration Test - Performance and Design. FHWA-TS-78-209. Washington: Federal Highway Administration, 1978. P.49-56.

CARNEIRO, F. L. Análise Dimensional e Teoria da Semelhança dos Modelos Físicos. 2.ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996. 256p.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.127, n.10, p.857-868, 2001.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. v.2. 1ed. São Paulo: PINI, 2001. p.70-131.

SEVERO, R. N. F. Caracterização Geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul - RN Considerando a Influência do Comportamento dos Solos nos Estados Indeformado e Cimentado Artificialmente. 2011. 280p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

SHAKRABORTY, T.; SALGADO, R. Dilatancy and Shear Strength of Sand at Low Confining Pressures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.136, n.3, p.527–532, 2010.

SCHULTZE, E.; SHERIF, G. Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observations for Sand. In: 8th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1973, Moscow. Proceedings. 2v. v.1.3, p.225.230.

SPINELLI, L. F. Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados. 1999. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

STRACKE, F. Fluidização de Solo Arenoso Associada à Injeção de Agente Cimentante para Ancoragem de Estruturas Offshore. 2012. 1181p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. 1ed. New York: John Wiley & Sons, 1943. 510p.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada, Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia, São Paulo: ABMS. v.2, n.26, p.141-163, 2003.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil. Canadian Geotechnical Journal, v.42, n.6, p.1569-1584, 2005.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). LFRD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures - Appendix F: Modes of Failure and Failure Criteria.. NCHRP Report 651. 2010.

USACE – U. S. Army Corps of Engineers. Design and Construction of Levees. Engineer Manual Nº 1110-2-1913, Appendix G: Use of Soil cement for Levee Protection. Washington D. C., 2000. p.146-162.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações - Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais. v.1. 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226p.

VENDRUSCOLO, M. A.; CONSOLI, N. C. Influência de camadas de solo melhorado no comportamento carga-recalque de fundações superficiais. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1998, Brasília. Anais...São Paulo: ABMS, 1998. v. 2. p. 1139-1145.

VENDRUSCOLO, M. A. Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solo Melhorado. 1996. 163p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

WOOD, D. M. Geotechnical Modelling. 1.ed. Great Britain: Spoon Press, 2004. 488p.

SOFTWARES UTILIZADOS

ANSYS Workbench. V16.0 Student Version. 2014.

DYNARDO multiPlas. Elastoplastic Material Models for ANSYS - General Multisurface Plasticity. V5.2.0. 2015.

ANEXOS

A - Estrutura Metálica de Suporte e Reação

B - Tanque de Solos

C - Pluviador

D - Suporte para LVDT

E - Instrumentação

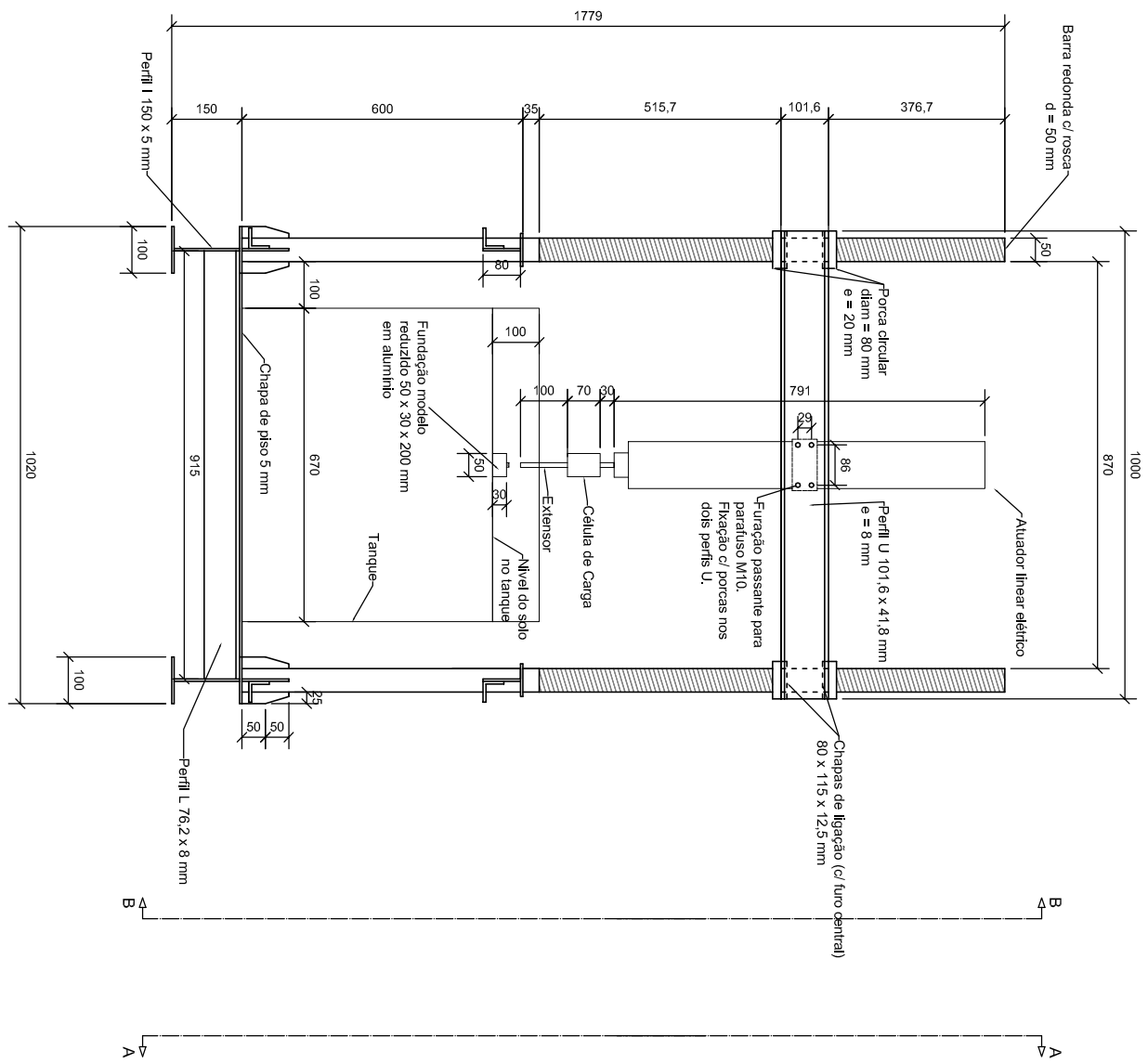
F - Atuador Elétrico Linear

D

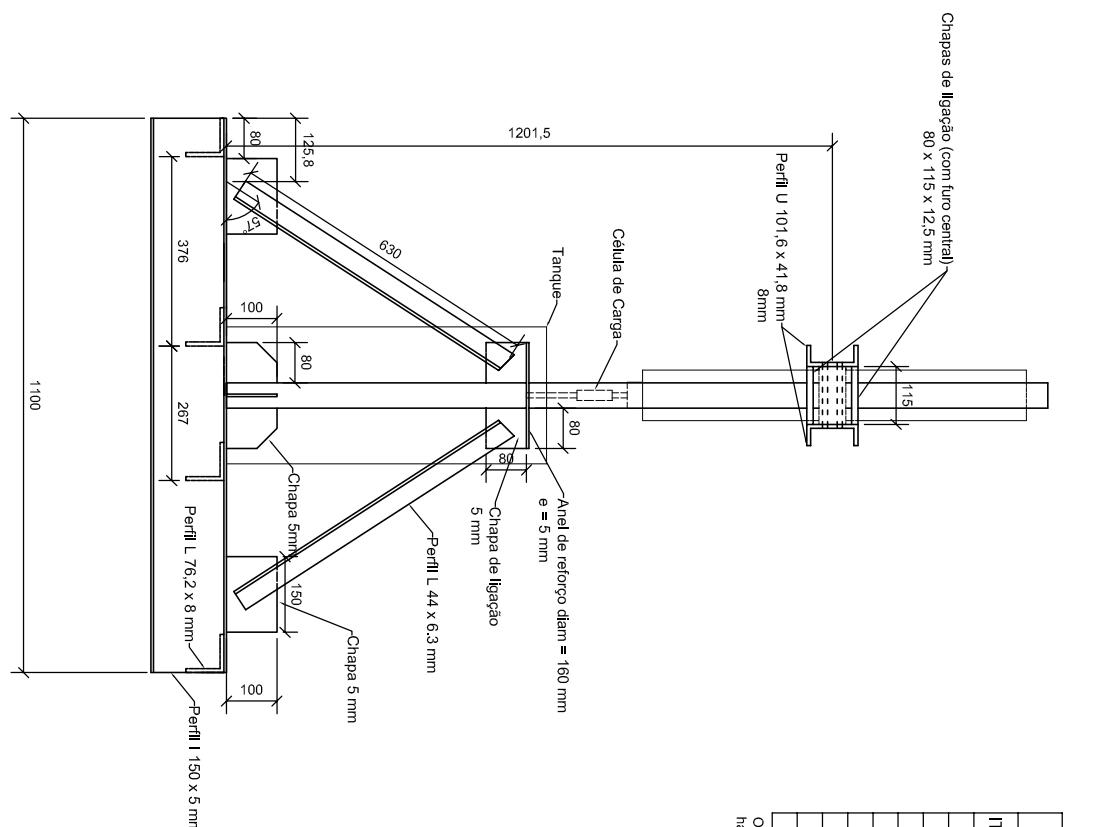
E

F

G



VISTA A-A



VISTA B-B

LISTA DE MATERIAIS					
ITEM	QUANT.	UNID.	DESCRIÇÃO	PESO UNIT. (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
1	2,2	m	Perfil W 150 x 13,0	13,0	28,6
2	3,66	m	Perfil L 76,2 x 9,07	9,07	33,2
3	2,52	m	Perfil L 44,4 x 4,12	4,12	10,4
4	2,00	m	Perfil U 101,6 x 10,8	10,8	21,6
5	0,90	m ²	Chapa aço 5 mm (820 x 1100 mm)	40,0	36,0
6	3,26	m	Barra redonda d = 50 mm (c/ rosca)	15,9	51,8
7	4	un	Chapa de ligação (80 x 80 x 12,5 mm)	0,43	1,74
8	4	un	Porca com rosca d = 80 mm e = 20 mm	0,48	1,92
TOTAL					185,6

Obs: Não contabilizadas chapas para ligação das cantoneiras e apoio das hastes verticais.

- Notas:
- 1 – Todas as medidas em milímetros.
 - 2 – Estrutura em aço carbono pintada na cor cinza claro.
 - 3 – Montantes verticais com rosca fina.

	ORIGINAL	Rev. A	Rev. B	Rev. C	Rev. D	Rev. E	Rev. F	Rev. G	Rev. H	Rev. I	Rev. J
DATA	15/05/2014	10/11/2014									
EXECUCAO	D. FOPPA	D. FOPPA									
VERIFICACAO	D. FOPPA	D. FOPPA									
APROVACAO	D. FOPPA	D. FOPPA									

PROJETO:
NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO



ESCALA: 1/15

NAT. DOCUMENTO: DESENHO N.º: DE-2014-001

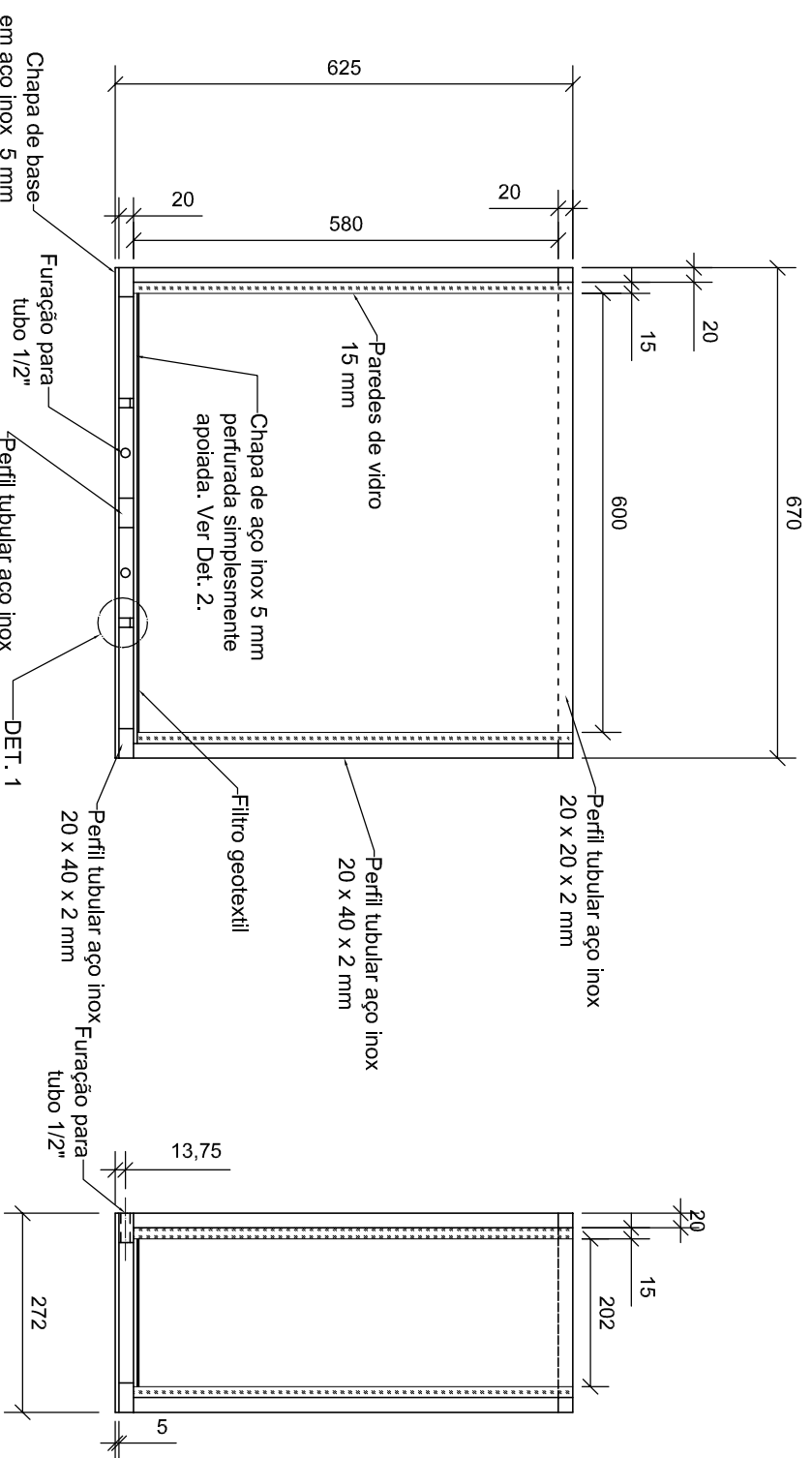
ENTIDADE: UFRGS

ETAPA: ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS

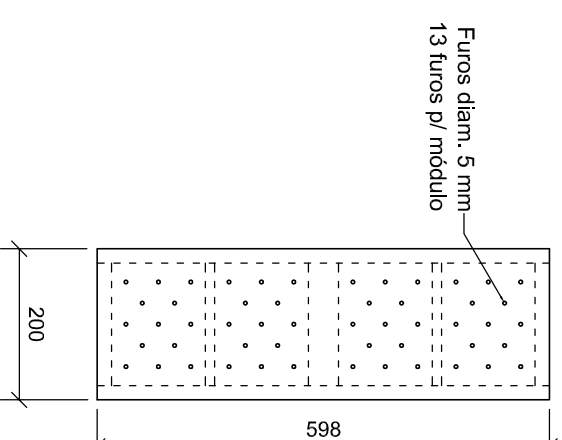
UNIDADE: LEGG

FOLHA 1 de 1

TÍTULO: ANEXO A – ESTRUTURA METÁLICA DE SUPORTE E REAÇÃO



DET. 2
(seguir padrão de furação da chapa de apoio interna)

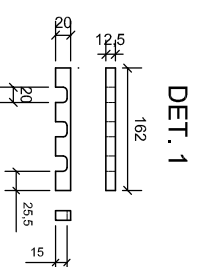


CORTE A-A

CORTE B-B

LISTA DE MATERIAL				PESO UNIT.	PESO TOTAL
ITEM	QUANT.	UNID.	DESCRIÇÃO	(kg/m-m ²)	(kg)
1	0,36	m ²	Chapa de vidro laminado 15 mm (600 x 600)	37,5	27,0
2	0,24	m ²	Chapa de vidro laminado 15 mm (202 x 600)	37,5	9,0
3	1,74	m	Perfil tub. retangular 20 x 20 x 2 mm	1,18	2,1
4	4,06	m	Perfil tub. retangular 20 x 40 x 2 mm	1,81	7,4
5	0,065	m ²	Barra chata 20 x 12,5 mm	98,0	0,6
6	0,18	m ²	Chapa 272 x 670 x 5 mm	40,0	7,2
7	0,12	m ²	Chapa 202 x 598 x 5 mm (perfurada)	40,0	4,8
TOTAL					58,1

Barra em aço inox de 20 x 162 x 12,5 mm com 3 aberturas de 15 x 20 mm



VISTA SUPERIOR

- Notas:
- 1 – Todas as medidas em milímetros.
 - 2 – Todos os perfis tubulares e chapas em aço inox.
 - 3 – Fixação do vidro na base, entre os perfis tubulares, deverá ser com material de baixa elasticidade e sem folgas.
 - 4 – Em todas as juntas internas, realizar vedação com selante especial para vidro.

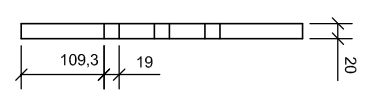
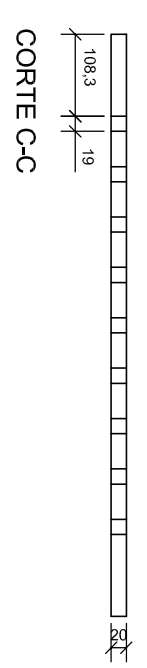
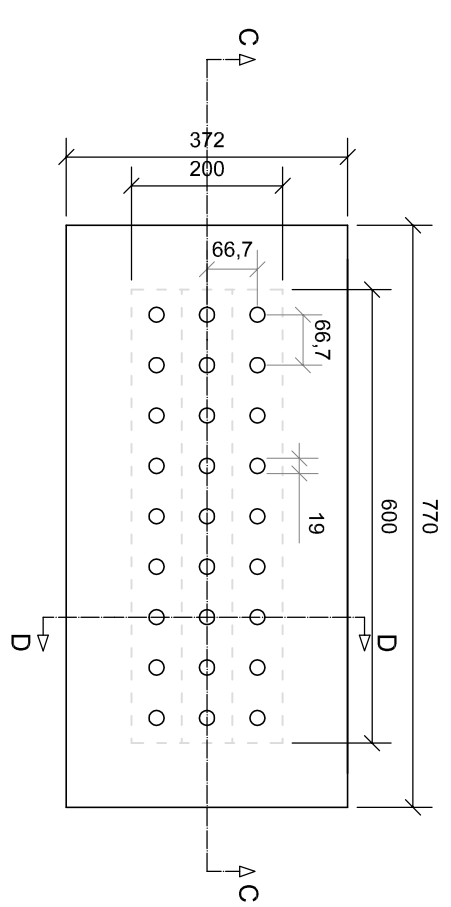
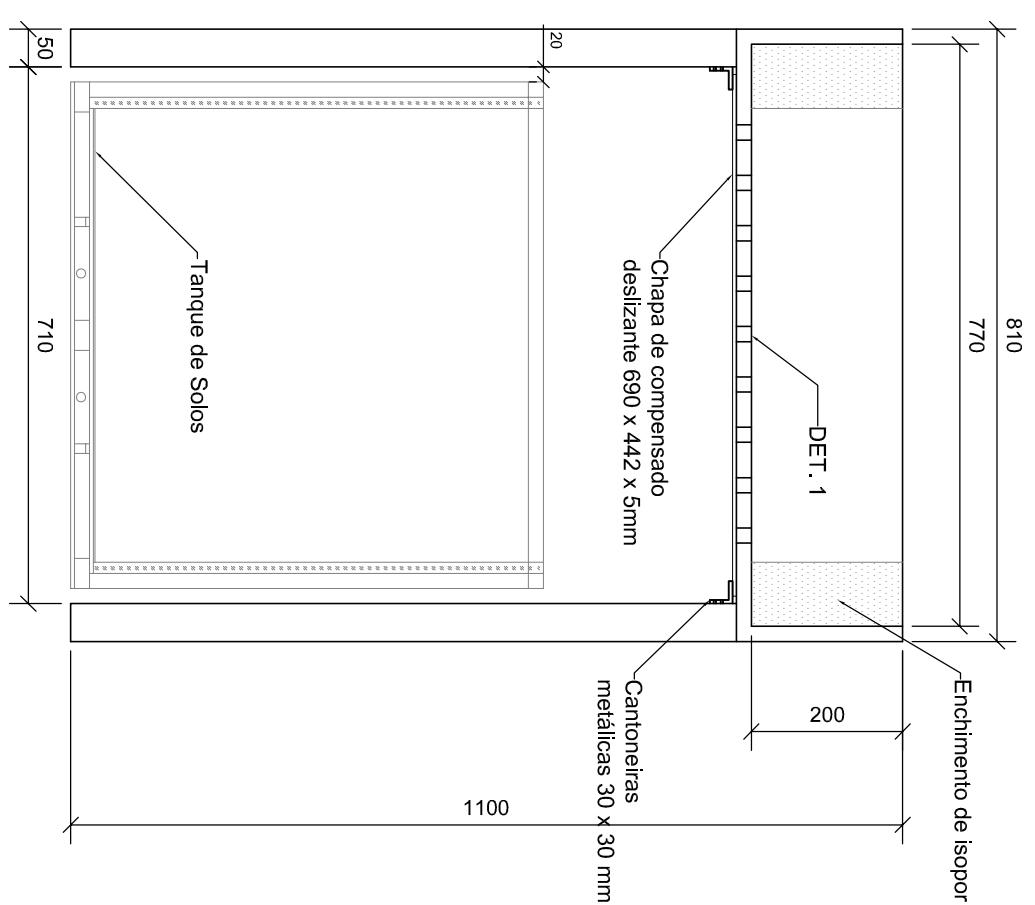
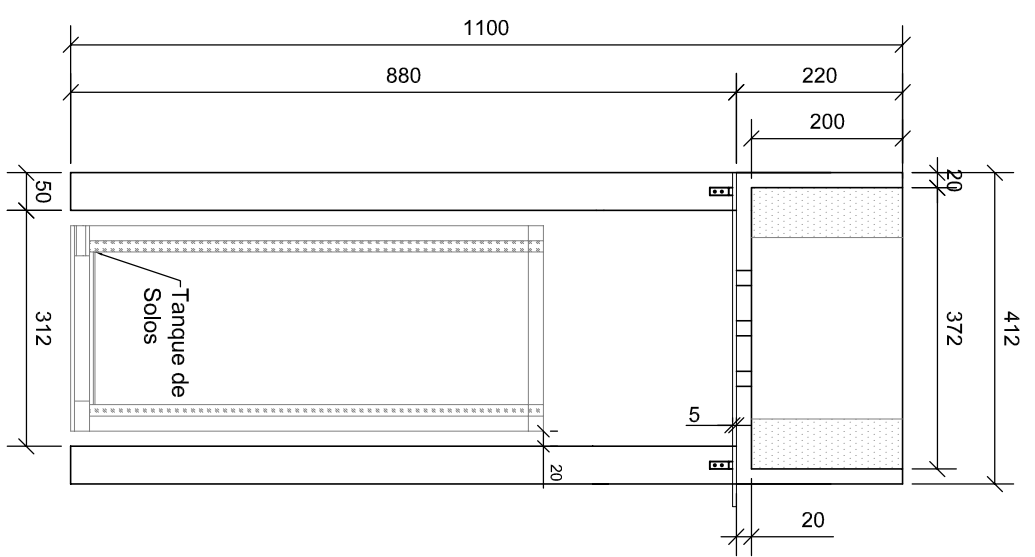
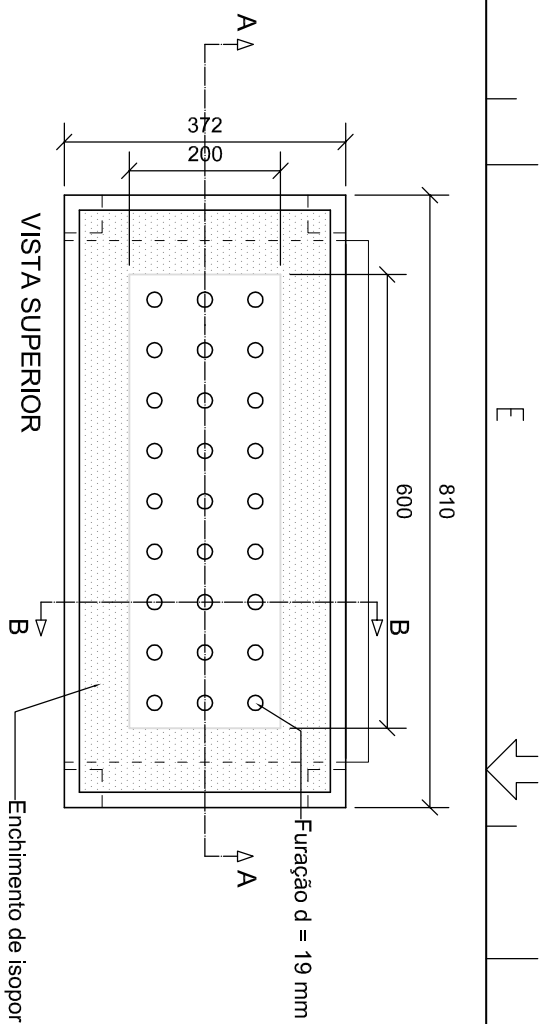
DATA	ORIGINAL	Rev. A	Rev. B	Rev. C	Rev. D	Rev. E	Rev. F	Rev. G	Rev. H	Rev. I	Rev. J
15/05/2014		10/11/2014									
EXECUCAO	D. FOPPA	D. FOPPA									
VERIFICACAO	D. FOPPA	D. FOPPA									
APROVACAO	D. FOPPA	D. FOPPA									

PROJETO:
NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO



ESCALA: 1/15

NAT. DOCUMENTO:	DESENHO	N.º:	DE-2014-002
ENTIDADE:	UFRGS	FOLHA	1 de 1
ETAPA:	ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS		
UNIDADE:	LEGG		
TÍTULO:	ANEXO B – TANQUE DE SOLOS		



- Notas:
- 1 – Todas as medidas em milímetros.
 - 2 – Estrutura em madeira.
 - 3 – Sob o fundo do pluviador fixar tela metálica com malha de 2,6 mm.

	ORIGINAL	Rev. A	Rev. B	Rev. C	Rev. D	Rev. E	Rev. F	Rev. G	Rev. H	Rev. I	Rev. J
DATA	20/03/2015										
EXECUCAO	D. FOPPA										
VERIFICACAO	D. FOPPA										
APROVACAO	D. FOPPA										

PROJETO: **NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO**

NAT. DOCUMENTO: **DESENHO** Nº: **DE-2014-003**

ENTIDADE: **UFRGS**

ETAPA: **ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS**

UNIDADE: **LEGG**

TÍTULO: **ANEXO C – PLUVIADOR**

ESCALA: **1/10**

FOLHA **1** de **1**

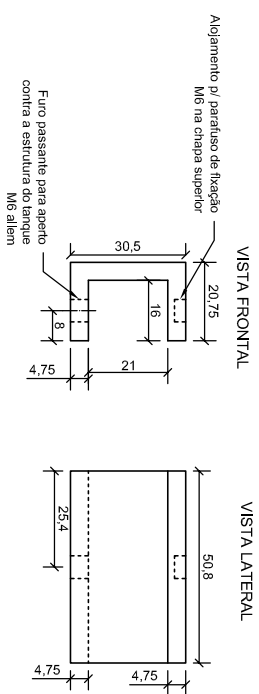
D

E

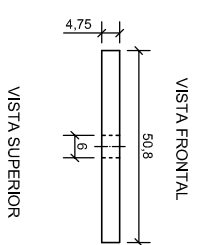
F

G

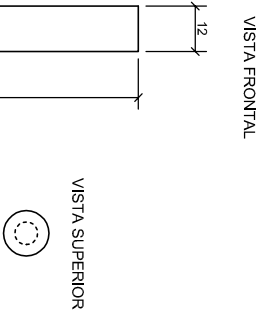
PEÇA 1



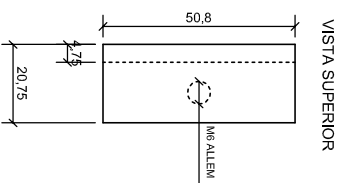
PEÇA 3



PEÇA 4 (2x)

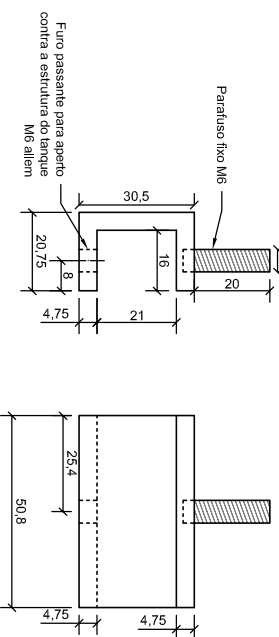


PEÇA 2

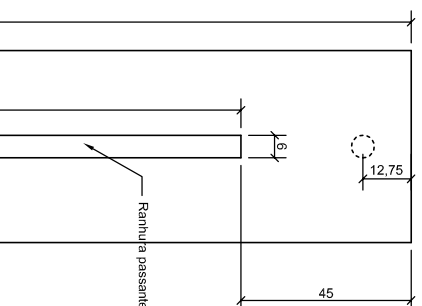


VISTA FRONTAL

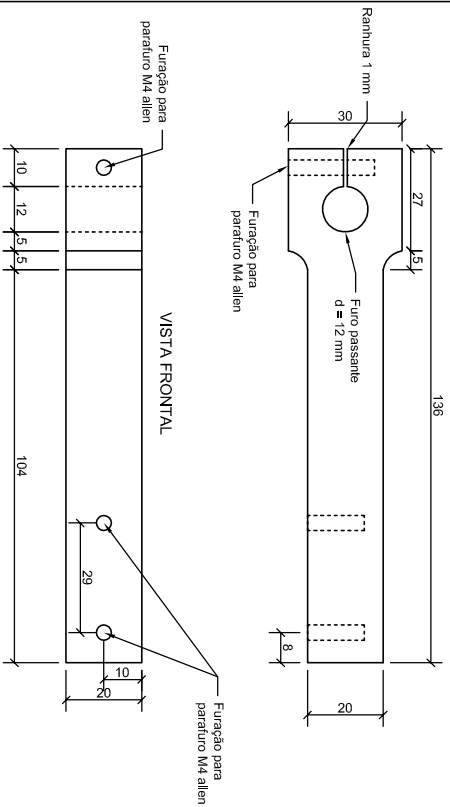
VISTA LATERAL



PEÇA 5 (2x)

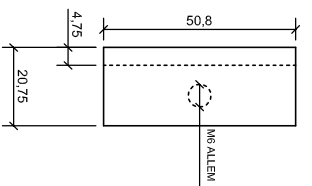


VISTA SUPERIOR

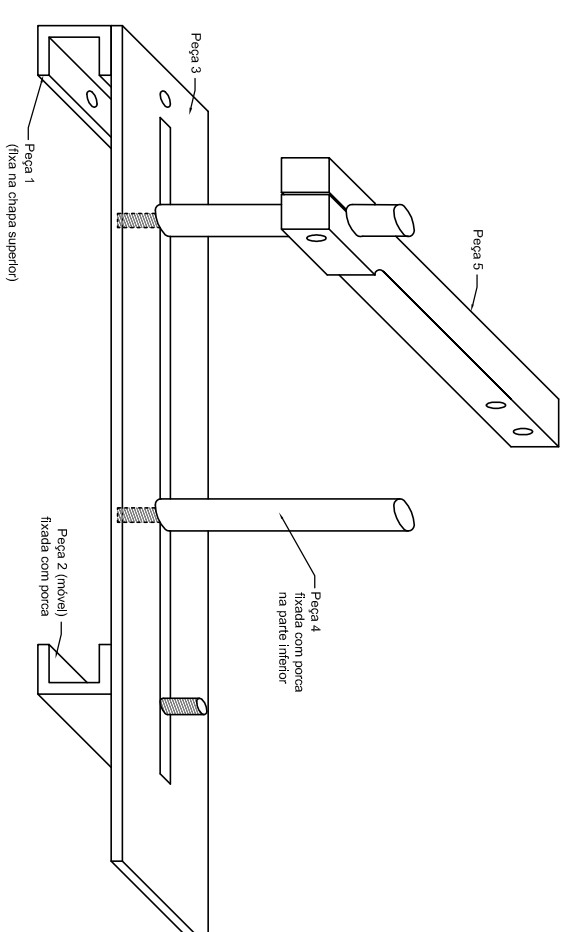


VISTA SUPERIOR

VISTA FRONTAL



ESC 1:2

MONTAGEM DO SUPORTE
S/ ESCALA

- Notas:
- 1 – Todas as medidas em milímetros.
 - 2 – Peças fixadas com porcas (não representadas no desenho).
 - 2 – Peça 5 em alumínio. Demais em aço carbono.

DATA	ORIGINAL	Rev. A	Rev. B	Rev. C	Rev. D	Rev. E	Rev. F	Rev. G	Rev. H	Rev. I	Rev. J
29/06/2015											
EXECUCAO	D. FOPPA										
VERIFICACAO	D. FOPPA										
APROVACAO	D. FOPPA										

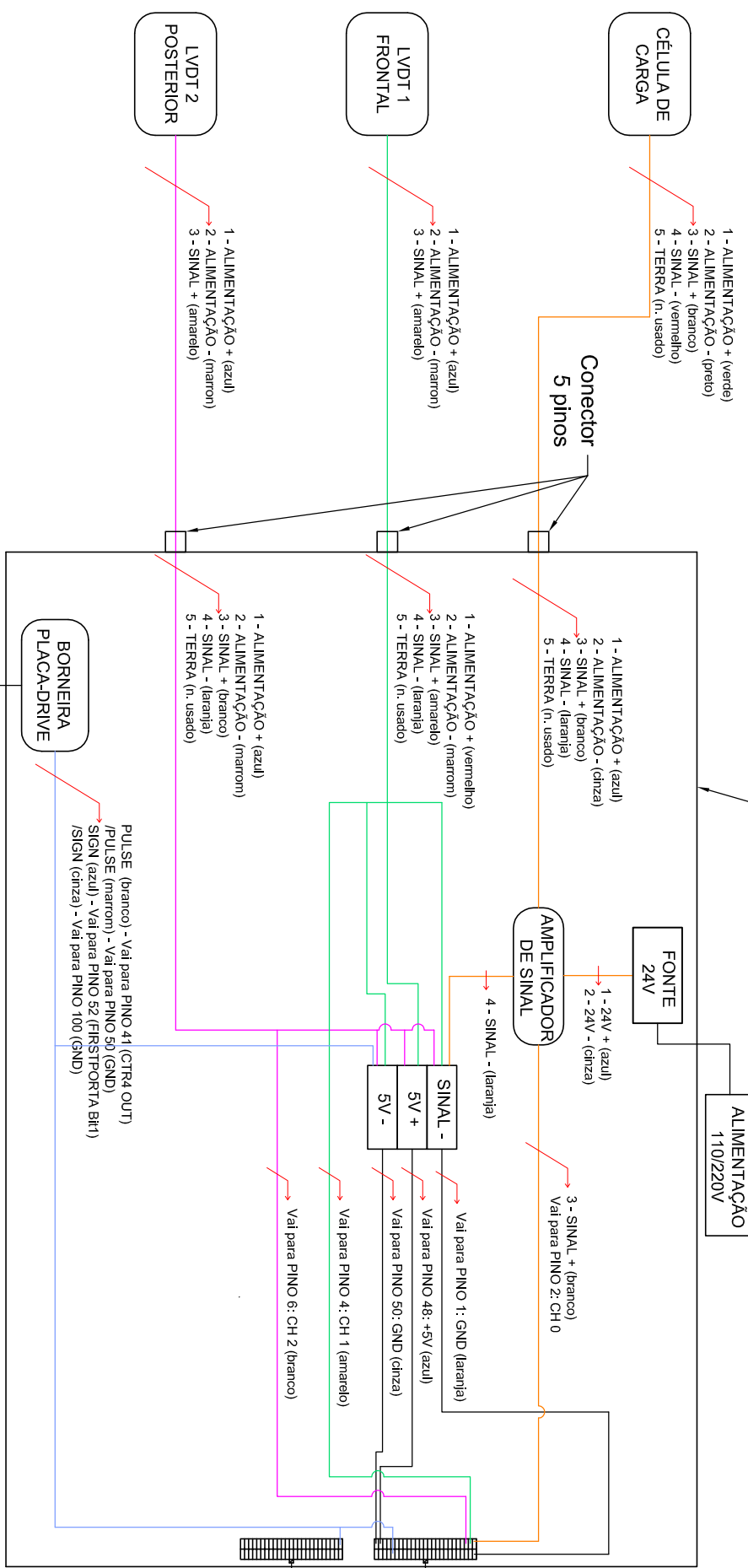
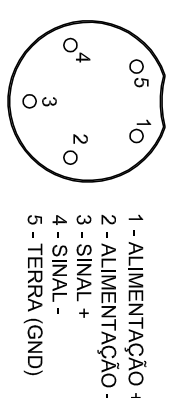
PROJETO:
NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO

UFRGS
UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL
ESCALA:
INDICADA

NAT. DOCUMENTO: DESENHO N.º: DE-2015-004
ENTIDADE: UFRGS
ETAPA: ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS
UNIDADE: LEGG
TÍTULO: ANEXO D – SUPORTE AJUSTÁVEL PARA LVDT

FOLHA 1 de 1

PADRÃO DE CONEXÃO
(CONECTOR DE 5 PINOS)



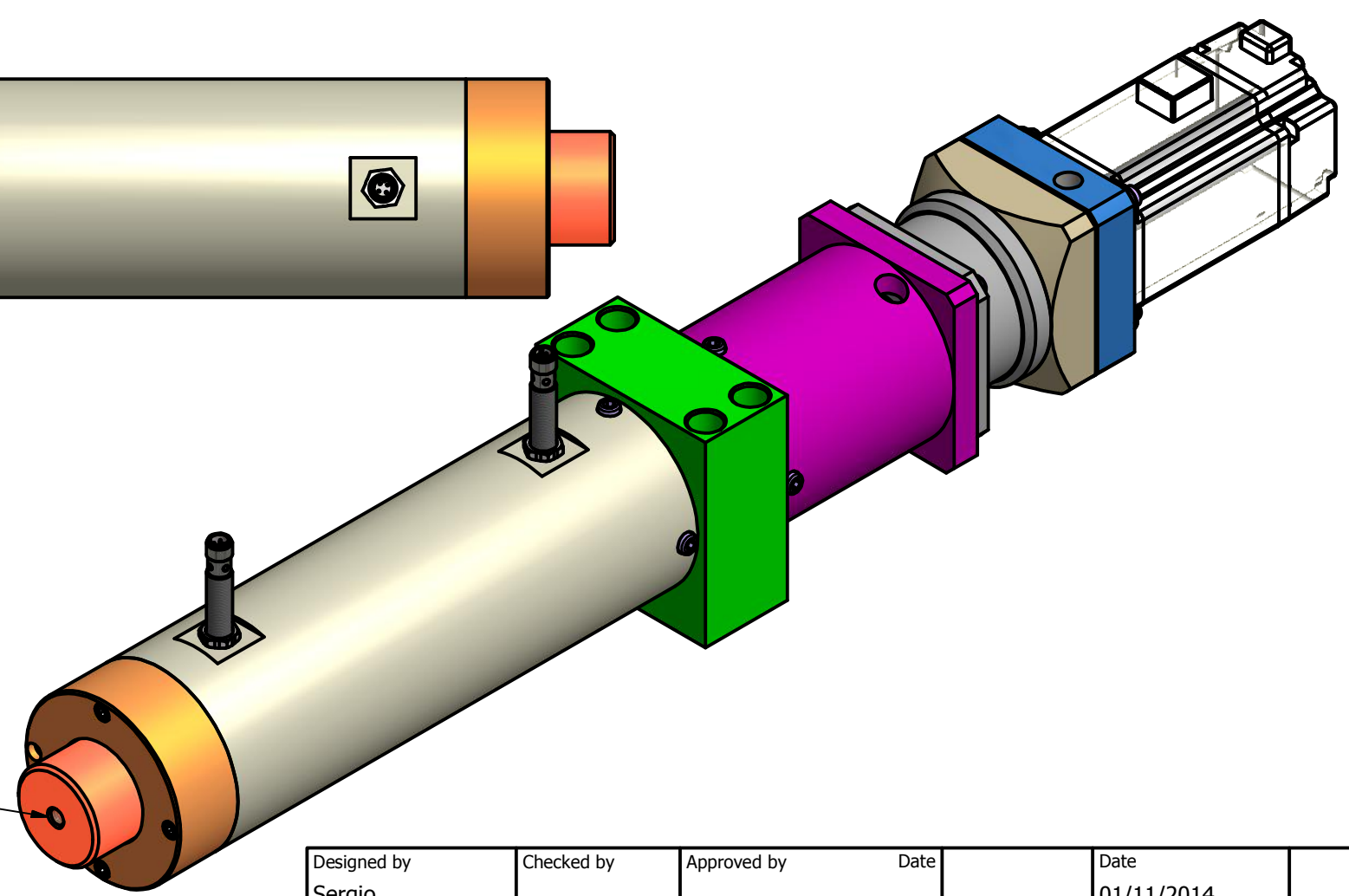
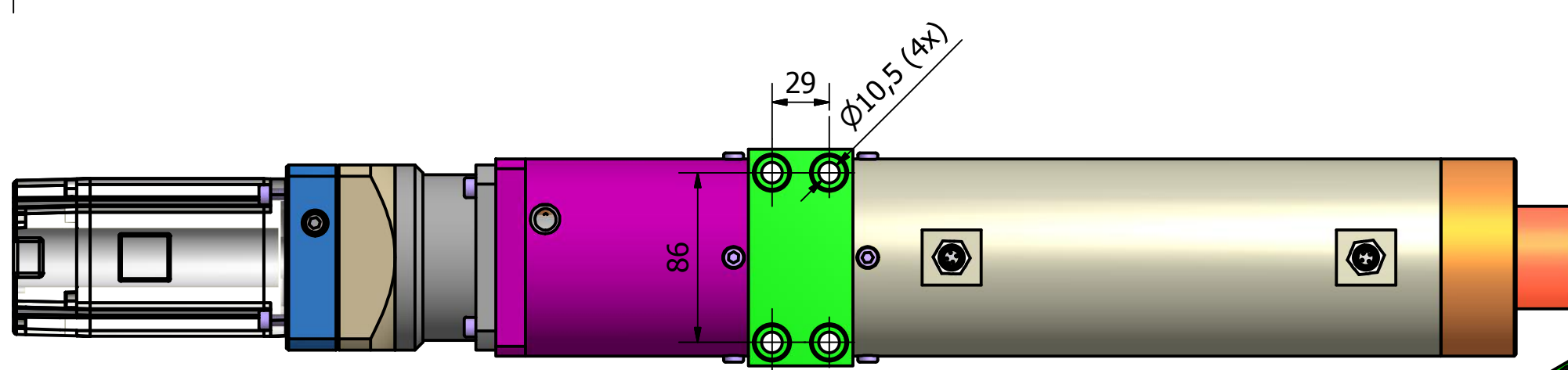
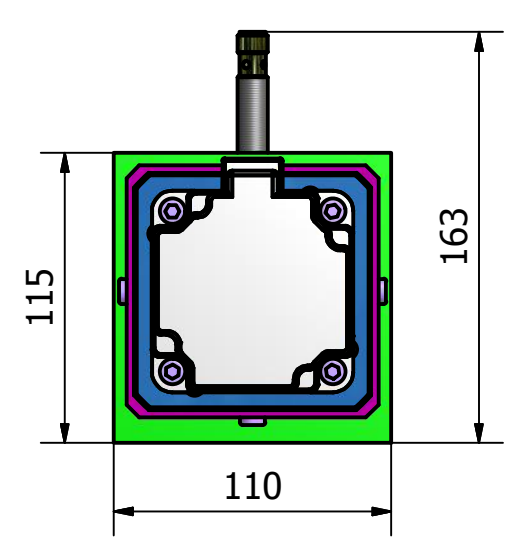
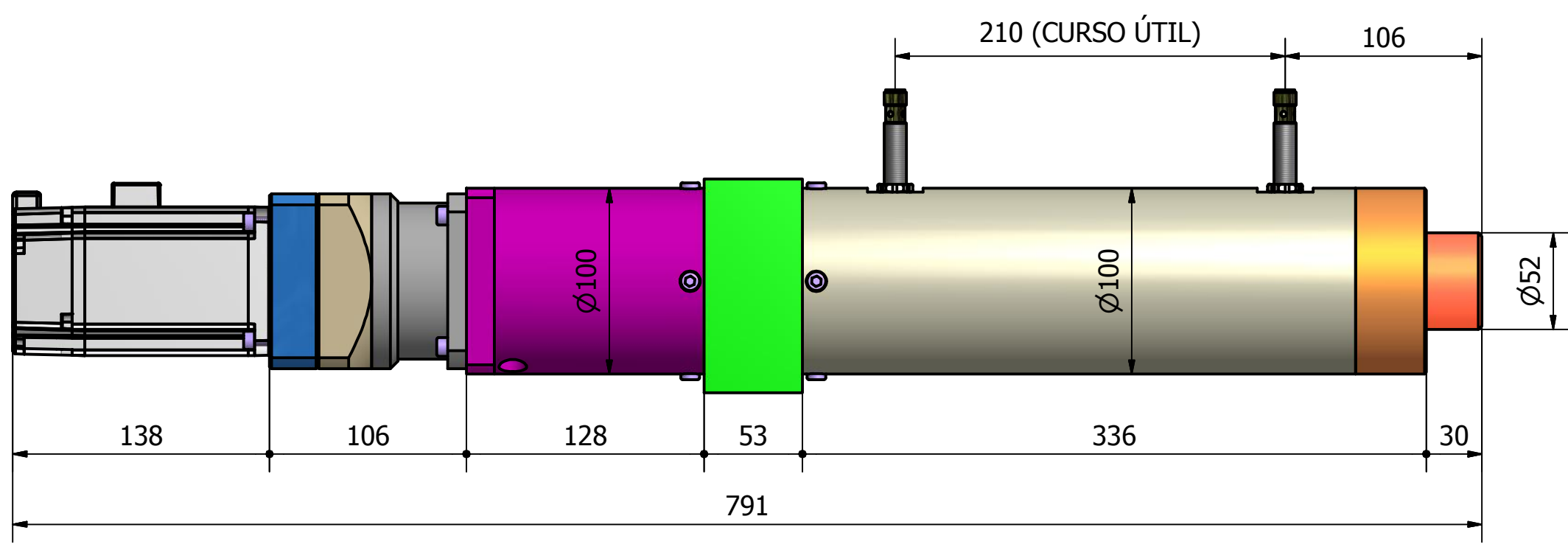
INSTRUMENTOS			
ITEM	INSTRUMENTO	MARCA / MODELO	ESPECIFICAÇÃO
1	Célula de Carga	HBM / S-40 AC3	1000 kgf
2	LVDT 1 - Frontal	GERRAN / PA1	50 mm
3	LVDT 2 - Posterior	GERRAN / PY2	50 mm
4	Amplificador de sinal	PULSElectronic / PA10	output 0 - 10V
5	Fonte	MW / DR-60-24	24V
6	Atuador	KALATEC / Customizado (ver Anexo F)	1000 kgf / curso 210 mm
6.1	Drive do Atuador	DELTA / ASD A240721-M	-
6.2	Servo Motor	DELTA / ECMA - C20807ES	750 W / 2,39 Nm / 3000 rpm (máx)
7	Placa de aquisição de dados	MC / POL-DAS-1602/16	Input - 16 canais analógicos output - 2 canais analógicos

Notas:

PROJETO:
NOVO MÉTODO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA DE REFORÇO EM SOLO-CIMENTO

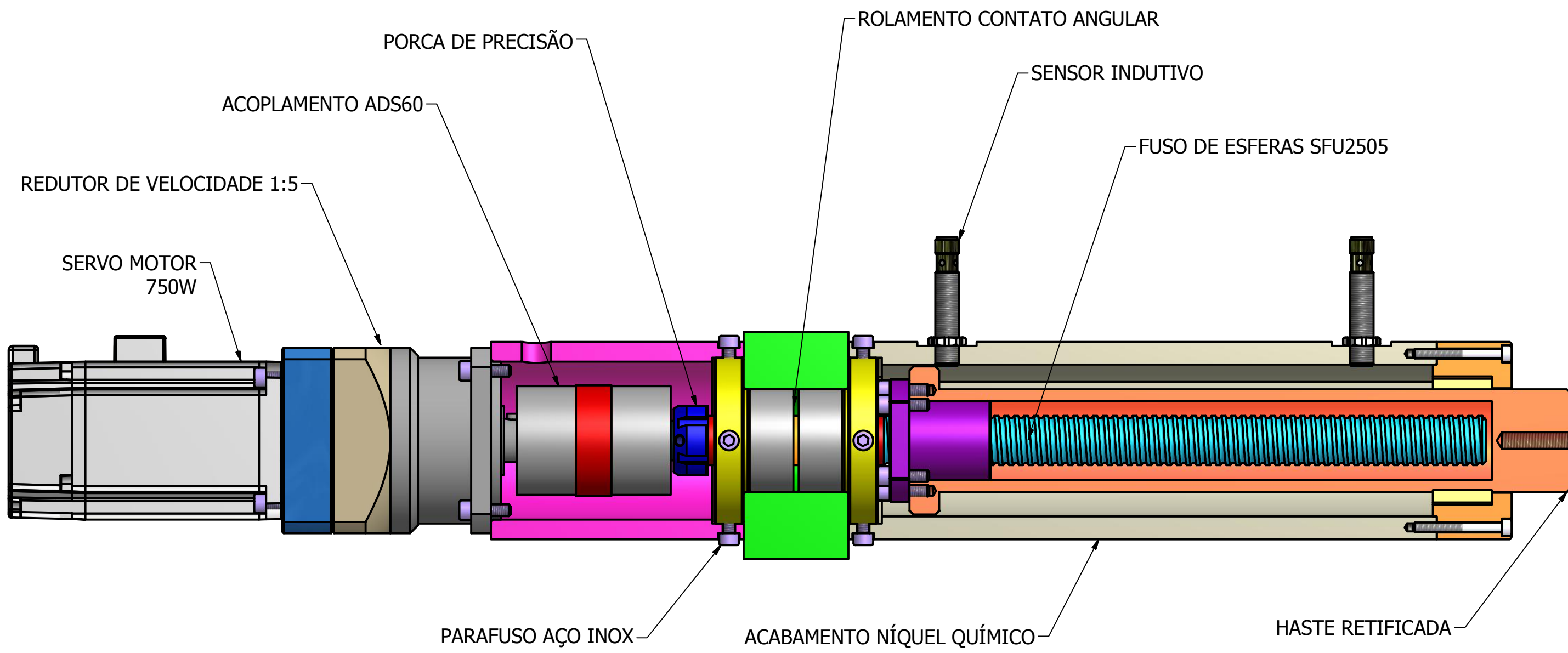
DATA	ORIGINAL	Rev. A	Rev. B	Rev. C	Rev. D	Rev. E	Rev. F	Rev. G	Rev. H	Rev. I	Rev. J
01/05/2015											
EXECUCAO	D. FOPPA										
VERIFICACAO	D. FOPPA										
APROVACAO	D. FOPPA										

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL		NAT. DOCUMENTO: DESENHO		N.º: DE-2015-005	
UFRGS		ENTIDADE: UFRGS		FOLHA 1 de 1	
ESCALA: S/ESC		ETAPA: ENSAIOS EM MODELOS REDUZIDOS			
		UNIDADE: LEGG			
		TITULO: ANEXO E - INSTRUMENTAÇÃO			



AVANÇO MAX. 50mm/s
 AVANÇO MIN. 0,03mm/min
 FORÇA MAX. 1000kgf
 CURSO ÚTIL 210mm

Designed by Sergio	Checked by	Approved by	Date	Date 01/11/2014
			MONTAGEM CONJUNTO	
			Edition	Sheet 1 / 1



Designed by Sergio	Checked by	Approved by	Date	Date 01/11/2014	
			Edition		Sheet 1 / 1
			MONTAGEM CORTE		