

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

Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com
Cimento

Cesar Alberto Ruver

Porto Alegre
2011

R983e Ruver, Cesar Alberto
Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento /
Cesar Alberto Ruver. – 2011.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola
de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto
Alegre, BR-RS, 2011.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Schnaid
Coorientador: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli

1. Fundações (Engenharia). 2. Modelos numéricos. 3. Solo cimentado –
Ensaios. 4. Resistência à tração. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Consoli,
Nilo Cesar, coorient. III. Título.

CDU-624.131.38(043)

Cesar Alberto Ruver

**ESTUDO DO ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES EM
SOLOS TRATADOS COM 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.
Orientação: Prof. PhD Fernando Schnaid. Co-orientação: Prof. PhD Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre

2011

CESAR ALBERTO RUVER

**ESTUDO DO ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES EM
SOLOS TRATADOS COM CIMENTO**

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

Porto Alegre, 25 de janeiro de 2011

Prof. Nilo Cesar Consoli

PhD Concórdia University, Canadá
Co-Orientador

Fernando Schnaid

PhD Oxford University, Reino Unido
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Coordenador do PPGEC/UFRGS

Banca Examinadora:

Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca (FEUP)

Dr. pela Universidade do Porto, Portugal

Prof. Antonio Thomé (UPF)

Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Roberto Quental Coutinho (UFPE)

Dr. pela COPPE/UFRJ

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)

Dr. Techn. pela Universitaet Innsbruck, Áustria

Dedico esta tese a todos aqueles que se dedicam à ciência
para explicar e entender os fenômenos que regem o
universo.

AGRADECIMENTOS

A concretização deste trabalho somente foi possível com apoio e incentivo recebidos por parte do orientador Prof. PhD Fernando Schnaid e co-orientador Prof. PhD Nilo Cesar Consoli, a quem sou muito grato por tudo. Além da competente orientação, agradeço também à amizade.

Agradeço aos técnicos administrativos e professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFRGS. Agradeço também aos colegas Rodrigo C. Cruz e Vinícius Girardello pela ajuda.

A parte experimental deste trabalho somente foi possível pelo apoio recebido e pela estrutura disponibilizada pela Universidade de Passo Fundo (UPF). Agradeço ao Prof. Dr. Antonio Thomé por toda a dedicação, paciência e logística disponibilizada. Agradeço aos bolsistas e graduandos: Maicolzideque Willig, Vinícius H. Didó e, especialmente, à Carina Silvani (mais nova mestranda do PPGEC) por todo apoio, ajuda e dedicação, pois, literalmente, “botaram a mão na massa”, mesmo em dias de calor, frio, ventania, sol ou chuva. Agradeço especialmente ao laboratorista e graduando Leunir L. Freitas.

Agraço à equipe da biblioteca da Escola de Engenharia da UFRGS por toda ajuda, simpatia e carinho prestados, não só a mim, mas a todos os alunos. Esta grande equipe sempre se mostra muito caridosa, disposta e competente em auxiliar na busca e organização do material bibliográfico impresso e/ou digital, bem como no auxílio na encomenda de material bibliográfico internacional via COMUT.

Agradeço a todos meus amigos, em especial, à Adriana, ao Francisco e ao Rafael.

Agradeço de coração à minha mãe Heidi, à mana Cristiana e a todos familiares, em especial, ao tio Anécio e família. Peço desculpas pela ausência em função da rotina de trabalho e de estudo.

Agradeço ao apoio, incentivo e amizade de todos os colegas de trabalho do INCRA, em especial ao Eng. Leandro, Eng. Clodoir, Eng. Evangelista, Agr. Vladimir e Agr. Nelson Araújo.

Agradeço muitíssimo à família Dalla Rosa, Sra. Ana e Sr. Paulo, pais do Francisco, por terem me acolhido em sua casa durante a estada em Passo Fundo/RS. Aquela sopa de capeletti nos

dias de chuva e/ou frio e a tradicional “cervejinha” de quartas-feiras à noite, assistindo aos jogos de futebol, no meu caso “secando o time dos vermelhos”, foram inesquecíveis.

Um agradecimento especial à minha amada Viviane, por todo o carinho, paciência, amor, dedicação e por entender e compreender a importância deste trabalho para mim. Agradeço também pela ajuda na revisão e na formatação deste trabalho. Por fim, agradeço à sua família pela acolhida.

Engineering is a noble sport... but occasional blundering is
a part of the game...

Karl von Terzaghi (1883 – 1963)

RESUMO

RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Engenheiros geotécnicos, defrontam-se frequentemente com solos de baixa capacidade de suporte. Para viabilizar projetos nestes materiais, pode-se utilizar fundações com grandes dimensões e/ou melhorar a propriedades mecânicas destes solos. Fundações de grandes dimensões podem ser extremamente onerosas e gerar impactos ambientais indesejáveis provocados por grandes movimentações de solo. Em contrapartida, o melhoramento das propriedades mecânicas do solo pode ser obtido por meio de tratamento com agentes cimentantes. Esta técnica tem-se mostrado bastante promissora nas diversas subáreas da geotecnia, como por exemplo, leito e subleito de pavimentação, estabilidade de taludes e terrenos para assentamento de fundações à compressão. A utilização desta técnica em fundações escavadas submetidas à tração ainda é incipiente. Até meados dos anos 1950, os métodos de previsão de desempenho consideravam somente o peso do solo contido em uma superfície ruptura somado ao peso da fundação, como contribuindo na capacidade de carga ao arrancamento. Estudos recentes passaram a incluir uma terceira parcela de resistência devido à resistência ao cisalhamento do solo. A partir de então diversos autores passaram a estudar técnicas de melhoramento e reforços dos reaterros. Num primeiro momento, foi estudada a influência das técnicas de compactação do reaterro e a substituição do material por outro com melhores propriedades. Atualmente, os estudos concentram-se no reforço dos reaterros com geossintéticos e adição de agentes cimentícios. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é realizar um estudo avaliando os benefícios gerados pelo aumento da capacidade de carga, de fundações escavadas e reaterradas com areia fina e homogênea (proveniente da cidade de Osório/RS), cimentada, avaliando sua influência em termos das propriedades geométricas (diâmetro das fundações, profundidade de assentamento e diâmetro de tratamento) e geotécnicas (coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade, influenciados pelo teor de cimento). Para tanto foram realizadas provas de carga à tração, variando-se o diâmetro (30 e 45 cm), profundidades de embutimentos (entre 0,5 e 2,0), e teores de cimento (0%, 3% e 7%). Através das provas de carga, verificou-se que o aumento do teor de cimento e da profundidade de assentamento aumentam a capacidade de carga à tração. Os resultados experimentais foram reproduzidos pelo método de elementos finitos por meio de retroanálise. A partir do modelo numérico gerado pela retroanálise, foram executadas duas análises paramétricas. Na primeira foram definidos os parâmetros significativos – coesão e embutimento – e determinada uma equação adimensional para determinação da carga máxima para tratamento de uma camada infinita. Na segunda análise foram definidos ábacos para determinação da perda de carga em função da redução do diâmetro de tratamento, para três níveis de cimentação – baixa, média e alta.

Palavras-chave: provas de carga à tração; areia cimentada; modelagem numérica; dimensionamento de reaterro cimentado

ABSTRACT

RUVER, C. A. **The Uplift Performance of Footings Embedded in Cement Stabilized Backfill**. 2011. D.Sc. Thesis – Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Geotechnical engineers frequently have to deal with soils that have reduced strength. In order to carry out the design of footings in such materials, their base has to be quite large and/or mechanical properties of the soils have to be improved. Shallow foundations of large dimensions can be extremely expensive and generate undesirable environmental impacts due to large soil movements. As an alternative, the improvement of mechanical properties of the local soil can be obtained by treating it with cementitious agents. Such technique has been used with success in several earthworks such as the improvement of base and sub-base of pavements, slope stability and particularly as a soil-cement mixture of a compacted layer over a low bearing capacity soil. The use of such technique in footings subjected to pullout forces is still insipient. Until middle 1950's, pullout design methodologies of shallow foundations embedded in soil backfills considered only the weight of the soil contained inside a specific failure surface plus the foundation self-weight as the pullout failure load. Further studies included the shear strength of the soil at the failure surface. Since then several authors considered several techniques to improve and/or reinforce the backfills. At first the influence of backfill compaction and material substitution to improve soil properties were considered. Nowadays, studies concentrate in the reinforcement of backfills with geosynthetics and in the addition of cementitious agents. In such context, the main aim of present work is to carry out a research evaluating the benefits towards the improvement of uplift performance of footings embedded in cemented stabilized backfill, analyzing the influence of the geometrical characteristics of the problem (diameter of the footings, depth of embedment and size of the improved area) and geotechnical properties of the backfill (cohesion intercept, friction angle and Young's modulus), the latter influenced by the amount of cementitious agents inserted on the soil. For doing so, several pullout tests were carried out varying foundation diameter (0.30 and 0.45 m), embedment depth according foundation diameter (ranging from 0.5 e 2.0) and cement contents (0%, 3% and 7%) in the stabilized backfill. Results of pullout tests have shown that the increase of cement content and embedment depth of the backfill increased uplift capacity. Field results were reproduced through a back-analysis using the finite element technique. In the sequence, two distinct parametrical analyses were also carried out. In the first analysis the parameters that show significance were cohesion intercept and embedment depth – a non-dimensional equation determining the failure pullout load (considering infinite horizontal improvement) was determined. In the second analysis distinct abacus were produced to allow considering reduction of horizontal treatment area for three cementation levels – low, medium e high.

Key-words: uplift testing; cemented sand; numerical modeling; design of cemented backfill.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	33
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	33
1.2 OBJETIVOS	34
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	35
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	37
2.1 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS.....	37
2.1.1 <i>Teoria Clássica da Plasticidade</i>	39
2.2 FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRAÇÃO	45
2.2.1 <i>Comportamento das Fundações Submetidas à Tração</i>	49
2.2.2 <i>Superfície de Ruptura das Fundações Submetidas à Tração</i>	54
2.2.3 <i>Métodos Teóricos, Semi-Empíricos e Empíricos para Determinação da Capacidade de Carga a Ruptura à Tração</i>	59
2.2.4 <i>Ensaio de Laboratório e de Campo Submetidos à Tração</i>	79
2.2.5 <i>Uso do Método de Elementos Finitos</i>	84
2.2.6 <i>Sistema Multicamadas</i>	93
2.2.7 <i>Fundações com Reaterros Reforçados</i>	97
2.2.8 <i>Experiências Brasileiras</i>	103
2.3 SOLO CIMENTADO	106
2.3.1 <i>Propriedades Macroestruturais Afetadas pela Adição de Cimento</i>	108
2.3.2 <i>Propriedades Microestruturais Afetadas pela Adição de Cimento</i>	110
2.3.3 <i>Dosagem de Solo Cimentado</i>	113
2.3.4 <i>Execução do Solo Cimento</i>	115
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL, CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	117
3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL	117
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS	120
3.2.1 <i>Areia</i>	120
3.2.2 <i>Agente Cimentante</i>	125
3.2.3 <i>Água</i>	127
3.3 CAMPO EXPERIMENTAL	128
3.3.1 <i>Localização</i>	128
3.3.2 <i>Caracterização</i>	130
3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	138
3.4.1 <i>Preparação das Amostras</i>	139
3.4.2 <i>Determinação da Umidade</i>	139
3.4.3 <i>Análise granulométrica</i>	139
3.4.4 <i>Determinação dos Limites de Consistência</i>	140
3.4.5 <i>Determinação da Massa Específica dos Grãos</i>	141

4 ENSAIOS DE CAMPO.....	142
4.1 FUNDAÇÕES UTILIZADAS NOS ENSAIOS	142
4.2 ESCAVAÇÃO DAS CAVAS	143
4.3 EXECUÇÃO DOS REATERROS.....	147
4.4 ENSAIOS DE CAMPO AUXILIARES	151
4.4.1 <i>Determinação da Umidade</i>	152
4.4.2 <i>Massa Específica</i>	153
4.5 EQUIPAMENTO E MONTAGEM DAS PROVAS DE CARGA.....	153
4.5.1 <i>Sistema de Reação</i>	154
4.5.2 <i>Sistema de Aplicação e Transmissão de Carga</i>	156
4.5.3 <i>Instrumentação</i>	159
4.6 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS.....	161
4.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	163
4.8 ENSAIO DE SUCCÃO	167
5. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO.....	170
5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	170
5.2 SUCCÃO	175
5.3 PROVAS DE CARGA EM AREIA	176
5.4 PROVAS DE CARGA EM AREIA CIMENTADA	195
5.5 COMPARAÇÃO ENTRE PROVAS DE CARGA EM AREIA E AREIA CIMENTADA.....	224
5.6 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PELAS METODOLOGIAS CLÁSSICAS.....	232
6 ANÁLISE NUMÉRICA.....	241
6.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO.....	241
6.2 DEFINIÇÕES INICIAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA.....	243
6.2.1 <i>Geometria</i>	243
6.2.2 <i>Condições de Contorno</i>	245
6.2.3 <i>Definição da Malha</i>	246
6.2.4 <i>Interação entre os Materiais</i>	246
6.2.5 <i>Propriedade dos Materiais</i>	247
6.2.6 <i>Forma de Análise e Resposta</i>	251
6.3 MODELAGEM NUMÉRICA DAS PROVAS DE CARGA REALIZADAS	252
6.3.1 <i>Retroanálise</i>	252
6.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA	285
6.4.1 <i>Definição das Variáveis Significativas</i>	287
6.4.2 <i>Definição do Modelo de Regressão Múltipla Linear</i>	295
6.4.3 <i>Influência do Diâmetro de Cimentação</i>	296
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	307
7.1 CONCLUSÕES	307
7.1.1 <i>Provas de Carga</i>	307
7.1.2 <i>Análise Numérica</i>	311
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	313
REFERÊNCIAS	315
APÊNDICE A	326

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Comportamento de um material (a) elástico não linear e plástico; (b) Elasto-perfeitamente plástico; (c) plástico com enrijecimento; e (d) amolecimento	39
Figura 2.2: Modelo de superfície de plastificação em um plano (duas dimensões)	40
Figura 2.3: representação do avanço (isotrópico) (d) da superfície de plastificação do modelo de (a) Mohr Coulomb e (b) Von Mises; (c) e (e) mostram avanço da superfície cinemática de Von Mises	42
Figura 2.4: Representação das superfícies de ruptura dos modelos (a) Ducker-Prager e Huker-von-Mises, e (b) Mohr-Coulomb e Tresca	44
Figura 2.5: Resultados dos ensaios de arrancamento, curvas carga pelo deslocamento, para areia densa ($\phi' = 43^\circ$), no estado imerso, para fundação (a) rasa ($D=150$ mm e $H=536$ mm) e (b) profunda ($D=100$ mm e $H=699$ mm).....	53
Figura 2.6: Forma prática para determinação da profundidade crítica (adaptado de Martin, 1966 e 1973; <i>apud</i> Pacheco <i>et al.</i> , 2008)	54
Figura 2.7: Superfícies de ruptura no solo com formato (a) cilíndrico; (b) cônico; (c) circular; (d) parabólico; e (e) espiralado terminado em linear na superfície)	55
Figura 2.8: Superfície de ruptura das fundações: (a) rasa em solo rígido; (b) profunda em solo rígido; (c) rasa em solo mole; (d) intermediária em solo mole; e (e) profunda em solo mole	57
Figura 2.9: Formato da superfície de ruptura para uma fundação rasa (a) croqui e (b) fotografia	58
Figura 2.10: Formato da superfície de ruptura para uma fundação profunda (a) croqui e (b) fotografia	58
Figura 2.11: Superfície de ruptura para (a) fundação rasa e (b) fundação profunda	64
Figura 2.12: representação: (a) do protótipo; (b) do modelo reduzido; e (c) da centrífuga	80
Figura 2.13: Curva de carga-deformação dos ensaios realizados por Stewart (1985).....	94
Figura 2.14: (a) vista interna da centrífuga na University Western Australia e (b) resultados dos ensaios de arrancamento para diferentes teores de cimento	103

Figura 2.15: correção entre a resistência à compressão simples (q_u) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v), para diferentes materiais cimentados.....	114
Figura 2.16: correção entre tensão de ruptura a diferentes tensões de confinamento (resistência a compressão simples - q_u e tensão de pico nos ensaios triaxiais - q) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v).....	115
Figura 3.1: Croqui (sem escala) de localização do município de Osório/RS	121
Figura 3.2: Imagem da areia: (a) Ampliada em 40 vezes; (b) Ampliada em 500 vezes (microscopia eletrônica de varredura).	121
Figura 3.3: Curvas granulométricas da areia de Osório utilizada na presente pesquisa.....	122
Figura 3.4: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD) realizados na areia de Osório com densidade relativa de 50%, curvas (a) tensão desvio x deformação distorcional; (b) deformação volumétrica vs. deformação distorcional; (c) tensão desvio vs. tensão efetiva média; e (d) módulo cisalhante vs. deformação distorcional	124
Figura 3.5: Comportamento normalizado (q/p') pela dilatância da areia de Osório para diversas densidades relativas e distintas tensões confinantes	125
Figura 3.7: Fotografia de uma embalagem de 50kg do cimento CP-V ARI RS utilizado	127
Figura 3.8: Fotografia do campo experimental.....	128
Figura 3.9: Imagem de satélite com a localização do campo experimental (coordenada: 22J 363893L 6876872S) do CETEC, visto a uma altitude de 1,10 km	129
Figura 3.10: Mapa de localização e acesso (a) ao Campus da UPF em Passo Fundo e ao CETEC e (b) à cidade de Passo Fundo/RS	129
Figura 3.11: Croqui (sem escala) de localização do município de Passo Fundo.....	130
Figura 3.12: Resultados do ensaio de SPT realizado no campo experimental (a) com circulação de água; e (b) sem circulação de água, uso de trado mecânico	131
Figura 3.13: propriedades e índices físicos ao longo da profundidade - (a) umidade natural; (b) peso específico real dos Grãos; (c) distribuição granulométrica; e (d) limites de liquidez e plasticidade	132
Figura 3.14: Resultado do ensaio para a determinação do limite de liquidez (LL).....	134
Figura 3.15: Curvas granulométricas do solo do campo experimental.....	135

Figura 3.16: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD) realizados no campo experimental, curvas (a) tensão desvio x deformação axial; (b) deformação volumétrica x deformação axial; (c) tensão desvio x tensão efetiva média; e (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial.....	136
Figura 3.17: Resultados das provas de cargas normalizados (recalque relativo x tensão) realizados no campo experimental	137
Figura 3.18: Resultados das provas de cargas estáticas realizadas nas estacas, onde: (a) corresponde à mobilização do atrito lateral e resistência de ponta; e (b) corresponde à média dos resultados somente do atrito lateral e da soma da parcela do atrito lateral e resistência de ponta	138
Figura 3.19: Aparelhagem (NBR 7181) empregada na análise granulométrica por sedimentação – (a) dispersor e (b) proveta, termômetro e densímetros calibrados	140
Figura 3.20: Instrumentos empregados para os ensaios de determinação dos limites de consistência – (a) aparelho de Casagrande e (b) placa de vidro e barra metálica de referência	140
Figura 4.1: Vista do projeto de construção das fundações para o ensaio de arrancamento (provas de carga).....	142
Figura 4.2: Fotografias da montagem das fundações - (a) vista do laço preso com cliques; (b) vista das três placas de 30 cm de diâmetro prontas (sem solda) com o encamisamento para cada embutimento; e (c) vista do transpasse do laço atravessado pela barra de aço.....	143
Figura 4.3: Representação (sem escala) em corte do terreno onde se localiza o campo experimental e o prédio do CETEC/FERA/UPF	144
Figura 4.4: Locação das provas de carga e do sistema de reação móvel em “T” formado por duas vigas de aço apoiadas sobre blocos de concreto.....	145
Figura 4.5: Execução dos serviços antes da execução dos reaterros - (a) acabamento e escavação manual; (b) detalhe do rebaixo e da mangueira ranhurada; (c) assentamento das placas; e (d) fixação da mangueira e preenchimento da cava com areia grossa.....	146
Figura 4.6: Vista em corte do tamanho das cavas, posição das placas e forma de execução do reaterro	147
Figura 4.7: Vista do aparato utilizado para a execução do reaterro (betoneira, duas balanças, dois carrinhos, baldes metálicos, fogareiro e botijão de gás liquefeito de petróleo – GLP, etc.), depósito de areia e reservatório de água	148
Figura 4.8: Execução da mistura dos materiais – (a) pesagem da areia; (b) homogeneização da areia; (c) pesagem e adição do cimento; e (d) despejo da mistura na cava	150

Figura 4.9: Execução da compactação – (a) espalhamento do material; (b) pré-compactação (com os pés); (c) início da compactação com soquete manual; e (d) final da compactação da camada	151
Figura 4.10: Ensaio da frigideira em execução.....	152
Figura 4.11: Execução do ensaio para medição da massa específica em campo (cilindro de cravação) – (a) cravação do cilindro amostrador; (b) cilindro totalmente cravado; (c) escavação para retirada do cilindro de corte; e (d) pesagem do cilindro	154
Figura 4.12: Fotografia e croqui com as dimensões da viga de reação composta por um perfil H de aço	155
Figura 4.13: Representação em planta e vistas da montagem do sistema de reação composto por duas vigas e blocos de concreto.....	155
Figura 4.14: Fotografia do sistema de reação implantado em campo	156
Figura 4.15: (a) sistema de aplicação da carga por meio de talha e respectivo detalhamento - (b) talha manual; (c) clipe para enlaçamento do cabo de aço; (d) manilha para união das correntes; e (e) disposição da célula de carga entre a talha e o laço	157
Figura 4.16: (a) sistema de aplicação de carga por meio do macaco hidráulico e respectivo detalhamento – (b) bomba a óleo; (c) disposição do macaco e da célula de carga; e (d) união entre o laço do cabo de aço e as correntes.....	158
Figura 4.17: Disposição e fixação dos deflectômetros ao longo do perfil I; (b) deflectômetros digitais; e (c) deflectômetros analógicos.....	159
Figura 4.18: Representação da localização do perfil I e distribuição dos deflectômetros ao longo do perfil	160
Figura 4.19: Equipamentos de medição – (a) célula de carga “S”; e (c) célula de carga cilíndrica – e (b) leitura da carga.....	161
Figura 4.20: Vaso comunicante em “U” executado junto à extremidade da mangueira de ventilação que sobrava na superfície.....	162
Figura 4.21: (a) vista das faces superiores; e (b) laterais dos corpos de prova prismáticos esculpidos de blocos de reaterro rompido	165
Figura 4.22: (a) vista da prensa de CBR do LABGEO/FEAR/UPF utilizada para o ensaio de compressão simples; e (b) detalhamento da montagem do corpo de prova na prensa	166
Figura 4.23: (a) vista do aparato e materiais utilizados para a preparação das amostras para o ensaio de sucção e (b) amostras, após a preparação, armazenadas na caixa de isopor.....	168

Figura 4.24: (a) balança com resolução de 0,0001g utilizada na pesagem do papel filtro; e (b) das cápsulas contendo os pedaços de papel filtro.....	169
Figura 5.1: Ruptura típica dos testemunhos, cor e homogeneidade das misturas para uma umidade inicial de campo média da areia de (a) 6,3% e (b) 9,68%.....	174
Figura 5.2: Comparação entre as resistências à compressão simples para diferentes processos de confecção dos corpos de prova e diferentes umidades iniciais da areia	175
Figura 5.3: Prova de carga $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia.....	177
Figura 5.4: Prova de carga $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ reaterrada com areia.....	178
Figura 5.5: Prova de carga $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ reaterrada com areia.....	179
Figura 5.6: Prova de carga $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia.....	180
Figura 5.7: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo diâmetro ($D = 30$ cm), assentes em diferentes profundidade - (a) carga de arrancamento pelo deslocamento e (b) tensão de arrancamento pelo deslocamento	181
Figura 5.8: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) para diferentes diâmetros ($D = 30$ cm e 45 cm) - (a) carga de arrancamento pelo deslocamento e (b) tensão de arrancamento pelo deslocamento	182
Figura 5.9: Gráficos de (a) tensão máxima e (b) fator de carga a ruptura (N) pelo embutimento (H/D) para as provas de carga realizadas com reaterro de areia.....	185
Figura 5.10: Superfície de ruptura circular ($D_f = 54,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$, logo após a ruptura	186
Figura 5.11: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 54,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$, totalmente rompida.....	186
Figura 5.12: Vista lateral da superfície de ruptura (idem Figura 5.11 de outro ângulo) da prova de carga com areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$	187
Figura 5.13: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 74,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$, logo após a ruptura	187
Figura 5.14: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 74,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$, totalmente rompida.....	188
Figura 5.15: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 100,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$, logo após a ruptura	188
Figura 5.16: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 100,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$, totalmente rompida.....	189

Figura 5.17: Vista lateral da superfície de ruptura (idem Figura 5.16 de outro ângulo) da prova de carga com areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$	189
Figura 5.18: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 89,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$, totalmente rompida.....	190
Figura 5.19: Representação (com as dimensões em função dos diâmetros das fundações) das prováveis superfícies de ruptura lineares.....	190
Figura 5.20: Gráfico da parcela de peso (carga/carga máxima x 100%) vs. embutimento, para a fundação com diâmetro de 30 cm	192
Figura 5.21: Superfície de ruptura circular de melhor ajuste para os ensaios realizados em areia com a fundação de $D = 30$ cm e diferentes embutimento.....	192
Figura 5.22: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro com o aumento da carga para (a) areia sem cimento $D=30$ cm e $H/D=1,0$; e para (b) areia sem cimento $D=45$ cm e $H/D=1,0$	193
Figura 5.23: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro com o aumento da carga para (a) areia sem cimento $D=30$ cm e $H/D=1,5$; (b) areia sem cimento $D=30$ cm e $H/D=2,0$	194
Figura 5.24: Prova de carga (seqüência 1) $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento).....	196
Figura 5.25: Prova de carga (seqüência 2) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento).....	197
Figura 5.26: Prova de carga (seqüência 10 – segunda repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)	198
Figura 5.27: Prova de carga (seqüência 3) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento).....	199
Figura 5.28: Prova de carga (seqüência 11 – repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento).....	200
Figura 5.29: Prova de carga (seqüência 12) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (7% de cimento).....	201
Figura 5.30: Prova de carga (seqüência 13) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento).....	202
Figura 5.31: Prova de carga (seqüência 7 – primeira repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)	203
Figura 5.32: Prova de carga (seqüência 8 – segunda repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)	204

Figura 5.33: Prova de carga (seqüência 9) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$ reaterada com areia cimentada (3% de cimento).....	205
Figura 5.34: Resultados das provas de carga à tração realizados com as fundações com diâmetro de 30 cm e um teor de 3% de cimento - (a) todos os resultados; (b) resultados válidos.....	207
Figura 5.35: (a) curvas normalizadas de tensão pela razão do deslocamento em relação ao diâmetro das fundações com diâmetro de 30 cm; (b) curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento para a mesma fundação e mesmo embutimento com 3% e 7% de cimento	208
Figura 5.36: Resultados das provas de carga à tração para um teor de 3% de cimento, assentes a um mesmo embutimento, para diferentes tamanhos de fundação – (a) carga de arrancamento pela deformação; e (b) tensão de arrancamento pela razão entre deformação e diâmetro da fundação	209
Figura 5.37: (a) gráfico da tensão máxima de arrancamento pelo embutimento; e (b) fator de carga à tração pelo embutimento, das provas de carga à tração reateradas com areia cimentada com 3% de cimento	212
Figura 5.38: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro de areia cimentada com o aumento da carga para (a) areia mais 3% de cimento $D=30$ cm e $H/D=0,5$ (seqüência 1); (b) areia mais 3% de cimento $D=30$ cm e $H/D=1,0$ (seqüência 2).....	214
Figura 5.39: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro de areia cimentada com o aumento da carga para (a) areia mais 3% de cimento $D=45$ cm e $H/D=1,0$; (b) areia mais 7% de cimento $D=30$ cm e $H/D=1,0$	215
Figura 5.40: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro de areia cimentada com o aumento da carga para areia mais 3% de cimento $D=30$ cm e $H/D=2,0$	216
Figura 5.41: Avanço da fissuração na superfície do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ (seqüência 1).....	217
Figura 5.42: Reaterro de areia com 3% de cimento totalmente rompido, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ (seqüência 1)	218
Figura 5.43: Vista lateral do reaterro de areia com 3% de cimento totalmente rompido, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ (seqüência 1).....	218
Figura 5.44: (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ (seqüência 2).....	219
Figura 5.45: Repetição do ensaio com reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ (seqüência 10) - (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total.....	219

Figura 5.46: (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ (seqüência 3).....	220
Figura 5.47: Vista lateral do reaterro de areia com 3% de cimento totalmente rompido, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ (seqüência 3).....	220
Figura 5.48: (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ (seqüência 11).....	221
Figura 5.49: Ensaio com reaterro de areia com 7% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ (seqüência 12) – (a) e (b) erguimento da placa sem ruptura do reaterro; (c) reaterro inteiriço sendo retirado sem sofrer ruptura; e (d) base do reaterro, mostrando a placa totalmente limpa.....	221
Figura 5.50: Representação em corte da superfície de ruptura da provas de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 0,5 (H/D) (seqüência 1).....	222
Figura 5.51: Representação em corte da superfície de ruptura da provas de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0 (H/D) (seqüência 2 e 10).....	222
Figura 5.52: Representação em corte da superfície de ruptura da prova de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,5 (H/D) (seqüência 3).....	222
Figura 5.53: Representação em corte da superfície de ruptura da prova de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 2,0 (H/D) (seqüência 11).....	223
Figura 5.54: Representação em corte da superfície de ruptura da prova de carga com 7% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0 (H/D) (seqüência 12).....	223
Figura 5.55: Curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento para as provas de carga realizadas com fundações com diâmetro de 30 cm, para diferentes níveis de cimentação, para embutimentos de (a) 1,0; e (b) 1,5.....	226
Figura 5.56: Curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento para as provas de carga realizadas para diferentes níveis de cimentação, para (a) fundações com diâmetro de 30 cm e embutimentos de 2,0; e (b) fundações com diâmetro de 45 cm e embutimentos de 1,0.....	227
Figura 5.57: Resultados da carga máxima normalizada, (a) tensão máxima e (b) fator de carga ao arrancamento, pelo embutimento da fundação, para o reaterro cimentado e não cimentado.....	230
Figura 5.58: Resultados da carga máxima normalizada, (a) tensão máxima e (b) fator de carga ao arrancamento, pelo teor de cimento.....	231

Figura 5.59: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos friccionais clássicos	235
Figura 5.60: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos coesivo-friccionais.....	236
Figura 5.61: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos desenvolvidos para argilas não saturadas e o peso do solo mais a fundação	236
Figura 5.62: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos coesivo-friccionais.....	237
Figura 5.63: Moledos com as melhor estimativas para os resultados das provas de carga (a) realizadas em areia e (b) realizadas em areia cimentada	240
Figura 6.1: Etapas seqüenciais do programa ANSYS	242
Figura 6.2: Representação do modelo axissimétrico adotado.....	243
Figura 6.3: Representação (meia-seção) da geometria adotada para a análise numérica.....	244
Figura 6.4: Exemplo de malha de elementos finitos para a prova de carga reaterrada com areia cimentada com 3% de cimento, com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de (H/D) 1,5 – (a) representação de toda a malha com 2.713 elementos; e (b) ampliação da malha junto ao reaterro	245
Figura 6.5: Representação dos elementos de contato inicial e de aderência e da aplicação dos deslocamentos controlado na base da fundação.....	247
Figura 6.6: Envoltórias de ruptura dos ensaios triaxiais para diferentes fatores vazios/cimento da areia cimentada	248
Figura 6.7: Variação do módulo de elasticidade secante para os ensaios triaxiais realizados por.....	249
Figura 6.8: Coesão pelo fator vazios/cimento da areia cimentada	249
Figura 6.9: Ângulo de atrito pelo fator vazios/cimento da areia cimentada.....	250
Figura 6.10: Módulo de elasticidade, a uma deformação de 0,3%, pelo fator vazios/cimento da areia cimentada	250
Figura 6.11: Relação de tensão pela dilatância para os ensaios triaxiais para uma tensão confinante (σ_3) de 20 kPa.....	251
Figura 6.12: Análises numéricas iniciais para as provas de carga executadas com reaterro com areia cimentada com 3% de cimento, com embutimento (H/D) de 1,0, variando o tamanho da malha e o número de incrementos e com/sem dilatância.....	253

Figura 6.13: Tamanhos de malha de elementos finitos empregados nas primeiras análises para as provas de carga com 3% de cimento e embutimento de 1,0 – (a) malha fina com 2070 elementos; e (b) malha grossa com 474 elementos.....	254
Figura 6.14: Análises numéricas iniciais para as provas de carga executadas com reaterro com areia cimentada com 3% de cimento, com embutimento (H/D) de 1,0, variando o módulo de elasticidade da solo natural do campo experimental do CETEC/FEAR/UPF	256
Figura 6.15: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 45 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia	260
Figura 6.16: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia	260
Figura 6.17: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,5 realizada com a areia	261
Figura 6.18: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 2,0 realizada com a areia	261
Figura 6.19: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 45 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento.....	262
Figura 6.20: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento.....	262
Figura 6.21: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,5 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento.....	263
Figura 6.22: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 2,0 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento.....	263
Figura 6.23: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia cimentada - 7% de cimento.....	264
Figura 6.24: Resultados das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) para diferentes diâmetros ($D = 30$ cm e 45 cm) reaterradas com areia (sem cimento) e as respectivas análises numéricas	268
Figura 6.25: Resultados das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) para diferentes diâmetros ($D = 30$ cm e 45 cm) reaterradas com areia cimentada com teor de 3% de cimento e as respectivas análises numéricas	268

Figura 6.26: Resultados das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) e mesmo diâmetro ($D = 30$ cm) reaterradas com areia cimentada com diferentes teores de cimento e as respectivas análises numéricas	269
Figura 6.27: Resultados das provas de carga realizadas para mesmo diâmetro ($D = 30$ cm) reaterradas com areia (sem cimento) para diferentes embutimentos	269
Figura 6.28: Resultados das provas de carga realizadas para mesmo diâmetro ($D = 30$ cm) reaterradas com areia cimentada (teor de 3% cimento) para diferentes embutimentos.....	270
Figura 6.29: Exemplificação do comportamento da tensão em função do diâmetro da fundação	270
Figura 6.30: Diagramas de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$	272
Figura 6.31: Diagramas de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada (teor de 3% cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$	273
Figura 6.32: (a) diagrama de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) e (b) vetores de deslocamentos verticais (eixo y) (mesma unidade do diagrama de deslocamento) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada com teor de 7% cimento para uma fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$	273
Figura 6.33: Vetores de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$	274
Figura 6.34: Vetores de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada (teor de 3% cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$	275
Figura 6.35: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)	277
Figura 6.36: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)	278
Figura 6.37: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais	

(eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento279

Figura 6.38: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; e (e) horizontais (eixo x) e (f) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 7% de cimento; na carga máxima obtida nas provas de carga280

Figura 6.39: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)281

Figura 6.40: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)282

Figura 6.41: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento283

Figura 6.42: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; e (e) horizontais (eixo x) e (f) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 7% de cimento; na carga máxima obtida nas provas de carga284

Figura 6.43: Algumas curvas de tensão pelo deslocamento/diâmetro variando a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ') - (a) $E = 200$ MPa, $D=30$ cm e $H/D=1,0$; (b) $E = 1.500$ MPa, $D=30$ cm e $H/D=1,0$; (c) $E = 200$ MPa, $D=75$ cm e $H/D=1,5$; (d) $E = 1.500$ MPa, $D=75$ cm e $H/D=1,5$; (e) $E = 1.500$ MPa, $D=120$ cm e $H/D=2,0$; (e) $E = 4.000$ MPa, $D=120$ cm e $H/D=2,0$ 288

Figura 6.44: Algumas curvas de tensão pelo deslocamento/diâmetro variando a coesão (c') e o diâmetro (D) - (a) $E = 200$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,0$; (b) $E = 1.500$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,0$; (c) $E = 200$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,5$; (d) $E = 1.500$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,5$; (e) $E = 200$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=2,0$; e (f) $E = 1.500$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=2,0$ 289

Figura 6.45: Algumas curvas de tensão pelo deslocamento/diâmetro variando o embutimento (H/D) e o módulo de elasticidade (E) - (a) $c' = 100$ kPa, $\phi' = 35^\circ$ e $D = 30$ cm; e (b) $c' = 200$ kPa, $\phi' = 35^\circ$ e $D = 120$ cm	290
Figura 6.46: Algumas tendências de comportamento da tensão de ruptura em função dos cinco parâmetros estudados – (a) coesão (c') para cada um dos módulos de elasticidade (E); (b) coesão (c') para cada um dos diâmetros; (c) módulo de elasticidade (E) para cada uma das coesões (c'); (d) embutimento (H/D) para cada um dos diâmetros (D); (e) diâmetro para cada um dos embutimentos (H/D); e (f) ângulo de atrito (ϕ') para cada um dos diâmetros	291
Figura 6.47: Exemplos de malha considerando um tratamento infinito e a outra considerando um tratamento com diâmetro mínimo de 5 vezes o diâmetro da fundação ($D=30$ cm e $H/D=1,0$).....	298
Figura 6.48: Algumas tendências de comportamento das curvas tensão pelo deslocamento/diâmetro para (a) $D=1,2$ m, $H/D=1,0$ e alta cimentação ($E=4.000$ MPa e $c' = 200$ kPa); (b) $D=1,2$ m, $H/D=1,0$ e baixa cimentação ($E=200$ MPa e $c' = 50$ kPa); (c) $D=1,2$ m, $H/D=2,0$ e alta cimentação ($E=4.000$ MPa e $c' = 200$ kPa); e (b) $D=1,2$ m, $H/D=2,0$ e baixa cimentação ($E=200$ MPa e $c' = 50$ kPa)	299
Figura 6.49: Diagramas gerados na tensão máxima para uma fundação com baixa cimentação ($c' = 50$ kPa e $E = 200$ MPa), $D=30$ cm, $H/D=1,0$ e $D_f =$ infinito – (a) deslocamentos; (b) tensões horizontais (x); (c) tensões verticais (y); (d) deformações plásticas horizontais (x); e (e) deformações plásticas horizontais (y)	301
Figura 6.50: Diagramas gerados na tensão máxima para uma fundação com alta cimentação ($c' = 200$ kPa e $E = 4.000$ MPa), $D=30$ cm, $H/D=1,0$ e $D_f =$ infinito – (a) deslocamentos; (b) tensões horizontais (x); (c) tensões verticais (y); (d) deformações plásticas horizontais (x); e (e) deformações plásticas horizontais (y)	302
Figura 6.51: Tendências de perda de desempenho das fundações em função da redução do diâmetro de tratamento para uma baixa cimentação ($E = 200$ MPa e $c' = 50$ kPa) para os diferentes diâmetros – (a) $H/D=2,0$; (b) $H/D=1,5$; e (c) $H/D=1,0$	303
Figura 6.52: Tendências de perda de desempenho das fundações em função da redução do diâmetro de tratamento para uma média cimentação ($E = 1.500$ MPa e $c' = 100$ kPa) para os diferentes diâmetros – (a) $H/D=2,0$; (b) $H/D=1,5$; e (c) $H/D=1,0$	304

Figura 6.53: Tendências de perda de desempenho das fundações em função da redução do diâmetro de tratamento para uma alta cimentação ($E = 4.00$ MPa e $c' = 200$ kPa) para os diferentes diâmetros – (a) $H/D = 2,0$; (b) $H/D = 1,5$; e (c) $H/D = 1,0$ 305

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Derivadas simplificadas da equação 2.17 para cada um dos modelos.....	44
Tabela 2.2: Cargas atuantes em torres autoportantes de transmissão de energia elétrica...	46
Tabela 3.1: Quantidade e características das provas de carga à tração realizadas na presente pesquisa	119
Tabela 3.2: Distribuição granulométrica da areia utilizada na presente pesquisa	122
Tabela 3.3: Propriedades físicas da areia utilizada na presente pesquisa	123
Tabela 3.4: Características do cimento utilizado na presente pesquisa	126
Tabela 3.5: Distribuição granulométrica do solo do campo experimental	134
Tabela 3.6: Índices físicos iniciais dos corpos de provas indeformados utilizados nos ensaios triaxiais	137
Tabela 4.1: Fatores de correção para a resistência à compressão simples em função da esbeltez do testemunho	165
Tabela 5.1: Características e propriedades dos testemunhos extraídos dos reaterros dos ensaios 7 a 9 e resultados dos ensaios de compressão simples.....	172
Tabela 5.2: Características e propriedades dos testemunhos extraídos dos reaterros dos ensaios 11 a 13 e resultados dos ensaios de compressão simples.....	172
Tabela 5.3: Resultados da medição da sucção obtidos para os testemunhos imersos por 24 horas.....	175
Tabela 5.4: Valores de cargas máximas absolutas e normalizadas obtidos para as diferentes provas de carga realizadas com reaterro de areia.....	184
Tabela 5.5: Valores de cargas máximas absolutas e normalizadas obtidos para as diferentes provas de carga realizadas com reaterro de areia cimentada	213
Tabela 5.6: Relação entre as cargas máximas para as provas de carga realizadas em reaterro cimentado e não cimentado	228
Tabela 5.7: Modelos empregados na previsão dos resultados de capacidade de carga	233
Tabela 5.8: Parâmetros geométricos e geotécnicos empregados na previsão da capacidade de carga	234
Tabela 6.1: Parâmetros geotécnicos da areia e areia cimentada utilizados inicialmente na retroanálise por modelagem numérica	259
Tabela 6.2: Parâmetros geotécnicos da areia e areia cimentada que representaram os melhores ajuste na retroanálise por modelagem numérica	266

Tabela 6.3: Conjunto de combinações possíveis simuladas, variando os parâmetros geotécnicos do reaterro cimentado	286
Tabela 6.4: Regressão linear e ANOVA considerando todos os parâmetros	292
Tabela 6.5: Segunda tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação (D).....	293
Tabela 6.6: Terceira tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação e a $\tan(\phi')$	293
Tabela 6.7: Terceira tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação (D), $\tan(\phi')$ e módulo de elasticidade (E).....	294
Tabela 6.8: Terceira tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação (D), $\tan(\phi')$ e módulo de elasticidade (E).....	296

LISTA DE SIMBOLOS E ABREVIATURAS

A :	Área da fundação (m^2)
α (ou θ):	Ângulo de inclinação em relação a vertical do plano de ruptura (radianos ou graus)
a :	Aceleração (m/s^2)
ABCP:	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT:	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI:	<i>American Concrete Institute</i>
ANOVA:	Análise de variância
ASTM:	<i>American Society for Testing and Materials</i>
β :	Inclinação da fundação em relação a horizontal (radianos ou graus)
B :	Largura da fundação retangular (m)
β_0 :	Coefficiente de interseção
b_1, b_2 :	Constantes do modelo de Balla (adimensional)
$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots, \beta_k$:	Coefficiente das variáveis independentes
B_e :	Largura equivalente, em função do diâmetro da fundação (m)
c_∞ :	Fator de deslocamento em um semi-infinito isotrópico homogêneo
C_1, C_2 :	Constantes do modelo de Baker e Konder (adimensional)
C_c :	Coefficiente de curvatura (adimensional)
C_{cu} :	Coefficiente de uniformidade (adimensional)
C_{co} :	Coefficiente de compressão (adimensional)
C_r :	Coefficiente de recompressão (adimensional)
CEEE:	Companhia Estadual de Energia Elétrica
CETEC:	Centro de Tecnologia
CIGRE:	<i>Conceil International des Grands Réseaux Électriques</i>
C_{i_v} :	Quantidade de cimento em volume
D :	Diâmetro da fundação (m), podendo também se o lado, quando se trata de fundações quadradas
D_0 :	Diâmetro do fuste da fundação (m)
$\{D^{-1}\}$:	Matriz do módulo elástico

D_{10} :	Diâmetro médio passando na peneira ASTM 10
D_{50} :	Diâmetro médio passando na peneira ASTM 50
DER:	Departamento de Estradas de Rodagem
D_r :	Densidade relativa (adimensional)
D_R :	Diâmetro dos discos de geogrelha
E :	Módulo de elasticidade do solo (MPa)
ε :	Deformação total
ε_a :	Deformação axial
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$:	Deformações principais
E_0 :	Módulo de elasticidade inicial (MPa)
ε^e :	Deformação elástica
E_h :	Módulo de elasticidade do solo horizontal (MPa)
E_i :	Módulo de elasticidade em uma determinada profundidade i (MPa)
e_m :	Índice de vazios médio adotado (adimensional)
e_{\max} :	Índice de vazios máximo (adimensional)
e_{\min} :	Índice de vazios mínimo (adimensional)
e_i :	Índice de vazios inicial (adimensional)
e_f :	Índice de vazios final (adimensional)
Δe :	Variação do índice de vazios (adimensional)
ε^p :	Deformação plástica
E_v :	Módulo de elasticidade do solo vertical (MPa)
erro:	Termo de erro de equação de regressão
F :	Função de plastificação
f :	Tensão ao longo do fuste (kPa)
ϕ' :	Ângulo de atrito efetivo interno do solo (radianos ou graus)
FEAR:	Faculdade de Engenharia e Arquitetura
f_c :	Coefficiente de atrito entre o solo e o concreto (kN/m ²)
F_c, F_q e F_γ :	fatores de carga que levam em consideração das equações de Kanakapura (kN/m)
F'_c, F'_q e F'_γ :	fatores de correção que levam em consideração das equações de Manjunath

	(kN/m)
f_{c0} :	Constante de atrito junto ao fuste da fundação (kN/m ²)
ϕ_{cv} :	ângulo de atrito do solo no estado crítico (radianos ou graus)
FF_{ss} , FW_{ss} :	fatores de carga em função ângulo de atrito do solo e embutimento para fundações rasas das equações de Ghaly e Hanna (adimensional)
F_γ e F_c	Fatores de carga das equações de Rowe e Davis (adimensional)
ϕ_u	Ângulo de atrito interno do solo na condição não drenada (radianos ou graus)
FW_{ds} , F_{ds} , P_{ds} :	fatores de carga em função ângulo de atrito do solo e embutimento para fundações profundas das equações de Ghaly e Hanna (adimensional)
γ :	Peso específico do solo natural (kN/m ³)
g :	Aceleração da gravidade na superfície da terra (m/s ²)
G :	Módulo cisalhante elástico (MPa)
G_0 :	Módulo cisalhante a baixas deformações (MPa)
γ_d :	Peso específico aparente seco do solo (kN/m ³)
γ_r :	Peso específico real dos grãos (kN/m ³)
γ_u :	Peso específico do solo submerso (kN/m ³)
G_{vh} :	Módulo cisalhante independente (MPa)
GL :	Graus de liberdade
H :	Profundidade de embutimento da superfície do terreno até a base da fundação (m)
h :	Altura do bulbo de tensões (m)
η :	Porosidade
H/D	Embutimento, razão entre a profundidade e o diâmetro da fundação (adimensional)
H_0 :	Espessura da fundação (m)
H_{cr} :	Profundidade de embutimento crítica, medida da superfície do terreno até a base da fundação (m)
H_{cr}/D :	Embutimento crítico (adimensional)
H_q :	Altura de cavidade de expansão abaixo da fundação (m)

I_1, J_2, J_3	Invariantes de tensões
INMETRO:	Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial
j :	Constante empírica da equação de Mors (adimensional)
k :	Coefficiente de empuxo horizontal em repouso (adimensional)
$\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3, \kappa_4$:	Constante da equação de Matsuo e Tagawa (adimensional)
k_a :	Coefficiente de empuxo horizontal ativo (adimensional)
k_b, k_c :	Constantes da equação de Meyerhof
κ :	Coefficientes de enrijecimento
κ_c :	Coefficientes de enrijecimento cinemático
κ_i :	Coefficientes de enrijecimento isotrópico
k_p :	Coefficiente de empuxo horizontal passivo (adimensional)
k_u :	Constante de empuxo da equação de Meyerhof e Adams
L :	Comprimento da fundação retangular (m)
L/B :	Razão entre comprimento e largura de fundações retangulares (adimensional)
μ :	Constante da equação de Marinpol'skii (adimensional)
$M_{c0}, M_{\phi0+\gamma0}$:	Constantes do modelo de Grenoble (adimensionais)
M_{hD}, R_N, R_a :	Constantes da equação de Rowe e Booker (adimensional)
MQ :	Média quadrada dos resíduos
N :	Fator de carga à tração (adimensional)
ν :	Coefficiente de Poisson (adimensional)
n :	Fator escalar (adimensional)
NBR:	Norma Brasileira
N_c :	Fator de capacidade de carga das argilas não drenadas (adimensional)
N_c, N_ϕ, N_q :	Fatores de carga do modelo de Grenoble (adimensionais)
N_{cl} :	Fator de capacidade de carga linear das argilas não drenadas (adimensional)
N_{co} :	Fator de capacidade de carga linear inicial das argilas não drenadas (adimensional)
N_{col} :	Fator de capacidade de carga inicial das argilas não drenadas (adimensional)
P :	Capacidade de carga à tração (kN)

P_{\max} :	Capacidade de carga máxima (ou de ruptura) à tração (kN)
P_a :	Pressão atmosférica (kPa)
p :	Tensão de carga à tração (kPa)
p' :	Tensão efetiva média (kPa)
P_c :	Parcela de carga devido ao cisalhamento do solo (kN)
p_e :	Perímetro da fundação (m)
p_{e0} :	Perímetro do fuste da fundação (m ²)
PPGEC:	Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
P_s :	Parcela de carga devido à aderência e efeito da sucção a vácuo (kN)
P_u :	Carga de última à tração (kN)
p_u :	tensão de última à tração (kN/m ² ou kPa)
p_{uL} :	Carga de ruptura linear à tração de argila não drenadas (kN/m)
$P_{\Delta z}$:	Carga necessária para produzir um deslocamento Δz da fundação (kN)
q_0 :	Sobrecarga na superfície do terreno (kN)
q^* :	Intensidade da sobrecarga aplicada na superfície do terreno em ponto no interior da massa do solo (kN)
q :	Tensão Desvio (kPa)
Q :	Função de potencial de fluxo
q_c :	Resistência de ponta nos ensaios de CPT (kPa)
q_H :	Tensão vertical radial na parede da cava (kPa)
q_{pico} :	Tensão de pico do ensaio triaxial (kPa)
q_{RCS} :	Tensão de ruptura dos ensaios de Resistência a compressão simples (kPa)
ρ :	Massa específica do solo (kg/m ³)
r :	Raio (m)
R :	Módulo residual (MPa)
R^2 :	Coefficiente de determinação
RCS:	Resistência à compressão simples
R_w, R_R, R_k :	Fatores de correção das equações de Rowe e Davis (adimensional)
$\{\sigma\}$:	Matriz de tensões
σ :	Tensão total (kN/m ² ou kPa)

σ_1, σ_2 e σ_3 :	Tensões principais (kN/m ² ou kPa)
σ^e :	Tensão elástica (kN/m ² ou kPa)
σ_m :	Tensão no interior da massa de um solo em determinada profundidade no interior de uma centrífuga (kN/m ² ou kPa)
σ_{media} :	Média das tensões principais (kN/m ² ou kPa)
σ_p :	Tensão no interior da massa de um solo em determinada profundidade (kN/m ² ou kPa)
σ_{vm} :	Tensão de pré-adensamento virtual (kN/m ² ou kPa)
σ^p :	Tensão plástica (kN/m ² ou kPa)
σ_x :	Tensão no eixo “x” (kN/m ² ou kPa)
σ_y :	Tensão no eixo “y” (kN/m ² ou kPa)
σ_z :	Tensão no eixo “z” (kN/m ² ou kPa)
s_u :	Coesão não-drenada (kPa)
s :	Fator de forma da equação de Meyerhof e Adams
SQ :	Soma quadrada dos resíduos
u :	Umidade (%)
u_c :	Tensão de Cavitação (kPa)
UFRGS:	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ:	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UPF:	Universidade de Passo Fundo
USAGE:	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
V_0 :	Volume do fuste da fundação (m ³)
V_c :	Volume de cimento
V_v :	Volume de vazio
ϖ :	Velocidade radial (rad/s)
w :	Deslocamento vertical ascendente (mm)
W_f :	Peso do conjunto fundação e fuste (kN)
W_s :	Peso do solo delimitado pela superfície de ruptura (kN)
w_u :	Deslocamento último (mm)
$x_1, x_2, x_3 \dots x_k$:	Variáveis independentes

ψ :	Ângulo de dilatância (graus)
y :	Variável dependente
Δz :	Deslocamento da fundação (mm)
z_m :	Profundidade no interior de uma centrífuga (m)
z_p :	Profundidade no interior da massa de um solo (m)
λ :	Parâmetro de consistência plástica

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Os conceitos relacionados ao comportamento de fundações submetidas a esforços de compressão vertical já foram bastante explorados e estão incorporados ao ambiente técnico e acadêmico. Porém, não se deve esquecer que atuam nas fundações, além dos esforços de compressão, vários tipos e formas de esforços aplicados em diversas direções e sentidos. Dentre estes, pode-se destacar a tração vertical. Este assunto, não está consolidado sobre o ponto de vista de pesquisa, havendo ainda necessidade de entendimento de mecanismos de transferência de esforços especialmente para solos coesivo-friccionais.

Sabe-se que os esforços de tração predominam em diversos tipos de estruturas terrestres, costeiras (*onshore*) e marinhas (*offshore*). Entre as terrestres, podem-se destacar as torres de linhas de transmissão de energia (principalmente, as chamadas de ponta de rede), as torres de telecomunicações e de geração de energia eólica e as estruturas de contenção em geral. Entre as costeiras, destacam-se os ancoradouros e entre as marinhas, têm-se, principalmente, as plataformas de exploração de petróleo e gás.

Em projetos de fundações terrestres submetidos a esforços de tração é comum a utilização de fundações superficiais. No procedimento executivo deste tipo de fundação, primeiramente, é realizada a escavação do solo; em seguida, o elemento de fundação é assente sobre a base da cava sendo posteriormente realizado o reaterro. As primeiras teorias desenvolvidas (por volta dos anos 1950) consideravam a resistência somente como sendo o peso do solo confinado em uma superfície de ruptura sobre a fundação. Em estudos mais recentes diversos autores verificaram que com o melhoramento das propriedades do material de aterro, como por exemplo, a compactação em camadas e/ou substituição do material natural escavado por outro com melhores características geotécnicas, há contribuição expressiva da resistência ao cisalhamento na carga de arrancamento. Embora, estas técnicas simples tragam ganho na resistência, nem sempre são suficientes para atender as condicionantes do projeto, em termos

de impactos ambientais e de custos, sendo necessários grandes volumes de escavação, tanto em área como em profundidade.

Neste sentido, existem estudos voltados para o reforço destes aterros. Estas técnicas consistem na inserção de geossintéticos (durante a execução do reaterro) e de estruturas em formato de grelha constituídas por aço ou concreto pré-moldado (durante ou após a execução).

Apesar de se conhecer os benefícios do melhoramento e da estabilização dos solos com agentes cimentantes, largamente utilizados em projetos de pavimentação, em estruturas de contenção, na remediação de solos contaminados e, inclusive, na própria área de fundações submetidas à compressão, o emprego desta técnica para fundações submetidas à tração é incipiente. Alguns estudos, como o desenvolvido em 2007 na Austrália por Consoli *et al.* (2007), que realizaram ensaios submetidos à tração com reaterro de areia cimentada, mostram-se promissores, demonstrando ganhos de resistência à tração com a incorporação de pequenos teores de cimento à areia. Infelizmente este estudo ficou limitado somente a um tamanho de fundação, uma profundidade e um único dia de cura.

Sob este ponto de vista, percebe-se a necessidade de aprofundar a investigação dos benefícios do tratamento dos reaterros com agentes cimentantes de fundações submetidas à tração, como uma alternativa para aumentar a capacidade de carga, e, conseqüentemente, trazer benefícios econômicos e ambientais a projetos desta natureza.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho são: (a) verificar os benefícios obtidos com a cimentação de uma areia fina empregada para reaterro de fundações submetidas à tração por meio da realização de provas de carga e análise numérica; e (b) desenvolver uma metodologia de dimensionamento de reaterro com areia cimentada, utilizando o modelo desenvolvido a partir de uma análise numérica paramétrica, empregando parâmetros geotécnicos estimados a partir do fator de dosagem vazios/cimento.

Para atender o objetivo central da pesquisa foi necessário o estabelecimento de alguns objetivos específicos:

- a) Verificação das propriedades geotécnicas de uma areia fina por meio da cimentação, com e sem o emprego de diferentes teores de cimento;

- b) Verificação do emprego prático das metodologias de dosagens, utilizando os fatores vazios/cimento para as misturas de solo-cimento;
- c) Verificação das diferenças na resistência à compressão simples, sob diferentes condições de cura (condição ideal de laboratório e condição natural de campo) e de moldagem de corpos de prova;
- d) Avaliação das propriedades geométricas, por meio de diferentes tamanhos de fundação, profundidades de assentamento e largura de tratamento;
- e) Verificação do desempenho de fundações superficiais submetidas a esforços à tração por meio da realização de provas de carga;
- f) Análise numérica por elementos finitos de fundações submetidas à tração para identificar os mecanismos que controlam seu desempenho mecânico;
- g) Avaliação dos métodos existentes de dimensionamento de fundações, verificando sua adequabilidade na previsão de comportamento das provas de carga realizadas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é composto por sete capítulos, incluindo este capítulo introdutório. Neste capítulo é apresentada a problemática e a relevância da pesquisa desenvolvida, bem como os objetivos a serem atingidos.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, onde são explanados os assuntos relativos ao tema abordado. É dado um enfoque histórico com a apresentação do ponto de vista de vários autores e dos estudos desenvolvidos que abordam a temática.

No capítulo 3 são apresentados os materiais empregados, a caracterização do campo experimental aonde foram realizadas as provas de carga e o programa experimental.

O capítulo 4 contempla exclusivamente a realização das provas de carga, desde a distribuição dos ensaios em campo até a conclusão destes.

O capítulo 5 aborda os resultados das provas de carga, realizados em campo, bem como os ensaios de campo e de laboratório, descritos como auxiliares.

No capítulo 6 é abordada a análise numérica. Neste capítulo é mostrada a retroanálise e a análise paramétrica. É dado enfoque ao tratamento estatístico e a apresentação da metodologia de estimativa de capacidade de carga e dimensionamento para fundações reaterradas com areia cimentada.

O capítulo 7 apresenta o fechamento da tese com a compilação geral dos resultados do estudo realizado. Também são apresentadas algumas linhas de atuação e sugestões para as futuras pesquisas a serem abordadas nesta temática.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos relativos às fundações submetidas à tração, bem como os aspectos relacionados à aplicação destes conceitos à prática da engenharia. Inicialmente, são apresentados os conceitos básicos que regem o comportamento dos materiais.

2.1 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

Segundo Krishna (2000) e Zienkiewics e Taylor (2000), a não linearidade pode ser vista de duas formas: (a) comportamento físico não linear dos materiais, dependendo do modelo constitutivo a ser adotado; e (b) comportamento geométrico não linear, pronunciado por grandes deformações. Conforme Krishna (2000), ainda pode ocorrer uma terceira situação, que é a combinação das duas situações anteriores.

Conforme De Vos e Wenham (2005), os solos naturais apresentam uma natureza extremamente complexa e variável, tanto que nenhum modelo constitutivo é capaz de englobar integralmente o comportamento real do solo. Apesar disso, Krishna (2000) cita que os modelos computacionais oferecem boas aproximações, bem superiores aos modelos analíticos.

Os modelos constitutivos dos solos, de uma forma generalizada, são divididos em dois grupos: (a) solos com comportamento elástico; e (b) solos com comportamento plástico. Nestes se enquadram os modelos plásticos de Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb (com endurecimento ou amolecimento), Ducker-Prager e Cam-clay (De Vos e Wenham, 2005). Os solos com comportamento elástico podem ser lineares e não lineares.

De uma maneira simplista, a não linearidade nos materiais é caracterizada pela não proporcionalidade entre a tensão e a deformação, podendo ser elástico ou não (Zienkiewics e Taylor, 2000).

O comportamento elástico é caracterizado pelo fato da curva de tensão-deformação ser a mesma, tanto no carregamento, no descarregamento e no recarregamento (Poulos e Davis, 1973; Desai e Christian, 1977). Poulos e Davis (1973) apresentam um trabalho com uma compilação completa de soluções elásticas, isotrópicas e anisotrópicas para diferentes casos de obras geotécnicas. Já Duncan e Chang (1970), por exemplo, apresentam um modelo elástico não-linear, cujos parâmetros do modelo podem ser obtidos a partir de ensaios triaxiais.

Conforme Zienkiewics e Taylor (2000), nos materiais elástico-plásticos o comportamento na fase plástica é distinto no carregamento, no descarregamento e no recarregamento (Figura 2.1). Além disso, em materiais plásticos, as deformações plásticas não são recuperadas com o descarregamento.

Os modelos elásto-plásticos, certamente, são os que melhor descrevem o comportamento dos solos (De Vos e Wenham, 2005). Nestes modelos, quando a fase plástica é atingida, as deformações não são mais recuperadas. Além disso, as relações entre a tensão e a deformação dependem do histórico de carregamentos anteriores.

Em materiais plásticos ideais (ou elasto-perfeitamente plástico), o comportamento mecânico, após atingida a tensão de plastificação, não é dependente das deformações (Figura 2.1b). Diferentemente deste comportamento idealizado, os materiais geotécnicos, na verdade, apresentam um comportamento de enrijecimento ou amolecimento quando é atingido o ponto de plastificação, sendo que neste caso, o comportamento é comandado pelo acúmulo de deformações plásticas (Figura 2.1c e 2.1d) (Zienkiewics e Taylor, 2000).

Para materiais elásto-plásticos, as deformações (e também as tensões) são compostas por duas parcelas (equações 2.1 e 2.2): elástica e plástica (Zienkiewics e Taylor, 2000; De Vos e Wenham, 2005).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + e^p \quad (2.1)$$

$$\sigma = \sigma^e + \sigma^p \quad (2.2)$$

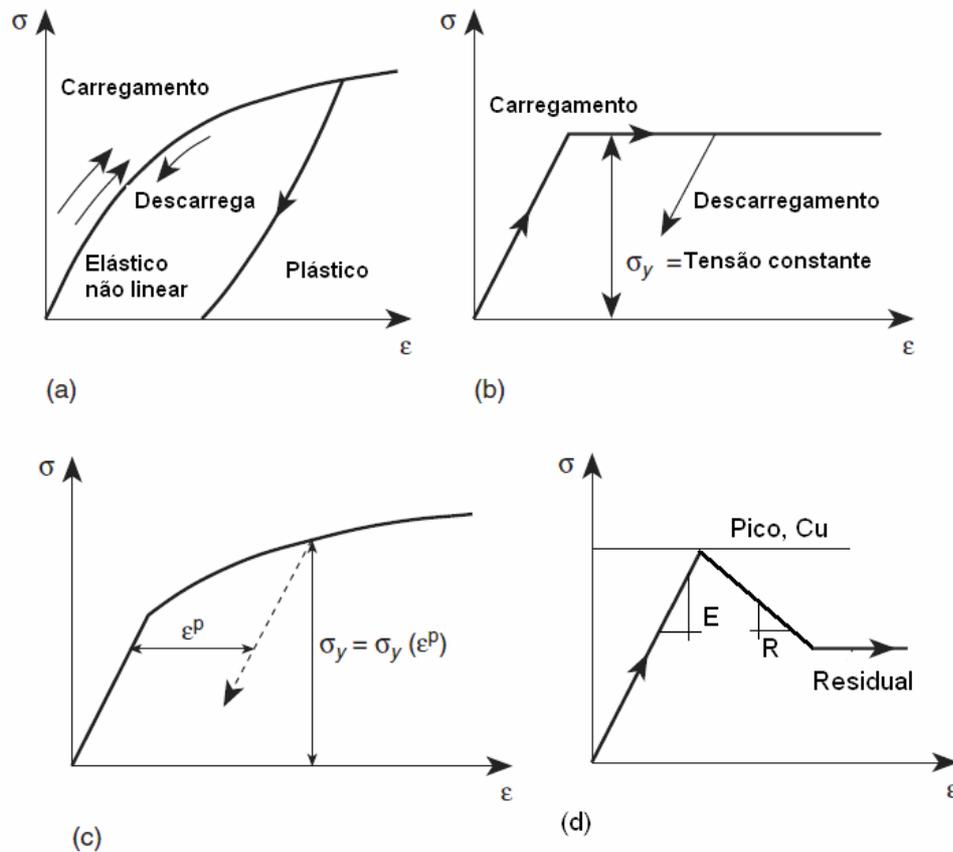


Figura 2.1: Comportamento de um material (a) elástico não linear e plástico; (b) Elasto-perfeitamente plástico; (c) plástico com enrijecimento (Zienkiewics e Taylor, 2000); e (d) amolecimento (adaptado de Potts e Zdravkovic, 1999; *apud* De Vos e Wenham, 2005)

A parcela elástica da deformação é dada pela equação 2.3. A equação elástica não será discutida no presente trabalho, sendo limitada a apresentação da equação.

$$\varepsilon^e = \{D^{-1}\} \cdot \sigma, \text{ sendo que } \{D^{-1}\} \text{ é a matriz do módulo elástico} \quad (2.3)$$

A parcela plástica será apresentada posteriormente, sendo previamente necessária a discussão de alguns conceitos básicos da teoria da plasticidade.

2.1.1 Teoria Clássica da Plasticidade

Segundo De Vos e Wenham (2005), a natureza complexa dos modelos elasto-plásticos exige a definição de alguns parâmetros básicos: (a) função ou ponto de plastificação (*yield function*) - define o nível de tensões em que se iniciam as deformações plásticas, ou seja, define onde

ocorre a separação entre o comportamento elástico e plástico; (b) lei de fluxo (*flow rule*) descreve a trajetória das deformações; e (c) lei de enrijecimento ou amolecimento (*hardening/softening rules*) - descreve o estado do solo com as deformações plásticas subseqüentes.

A plastificação de um material ocorre somente quando é satisfeita a função de plastificação ($F(\{\sigma\}, \kappa_c, \kappa_i) = 0$), a qual é dependente da matriz de tensão (formada por nove tensores) e dos coeficientes de enrijecimento cinemático (κ_c) e enrijecimento isotrópico (κ_i) (Zienkiewics e Taylor, 2000). A Figura 2.2 apresenta um modelo em duas dimensões.

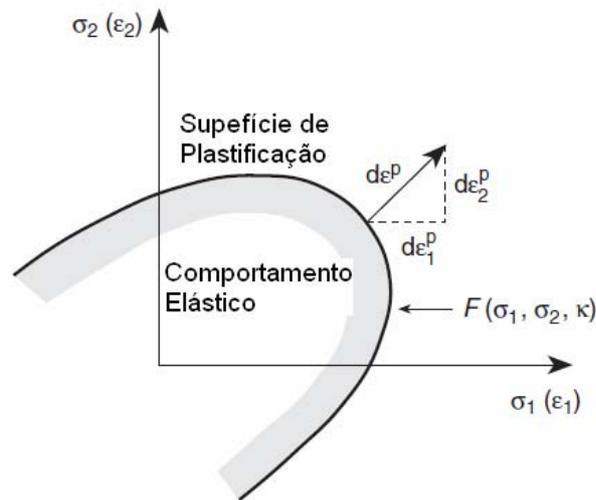


Figura 2.2: Modelo de superfície de plastificação em um plano (duas dimensões) (Zienkiewics e Taylor, 2000)

A componente da deformação plástica normal ou perpendicular à superfície de plastificação é dado pela equação 2.4, sendo que λ denota um parâmetro de consistência plástica. Esta condição é conhecida como o princípio da normalidade (Zienkiewics e Taylor, 2000).

$$\varepsilon^p = \lambda \cdot F_{\sigma}, \text{ ou também } \partial \varepsilon^p = \partial(\lambda \cdot F_{\sigma}) \quad (2.4)$$

onde:

$$F_{\sigma} = \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (2.5)$$

Durante a plastificação tem-se que $F = 0$ e $\lambda > 0$ (no tramo elástico é satisfeita a condição de $F \neq 0$ e $\lambda = 0$).

As deformações plásticas de um material seguem uma lei potencial de fluxo, dada pela equação 2.6. Nota-se que a equação 2.6 é bastante similar à equação 2.4.

$$\varepsilon^p = \lambda.Q_\sigma \quad (2.6)$$

onde:

$$.Q_\sigma = Q_\sigma(\sigma, \kappa) \quad (2.7)$$

Zienkiewics e Taylor (2000) salientam que quando ocorre que $Q = F$ tem-se a plastificação associada ou fluxo associado, caso contrário, tem-se um regime de fluxo não associado. Os autores ainda citam que se a lei potencial de fluxo obedecer ao princípio da normalidade (fluxo associado), também é atendido o teorema do limite superior (*upper bound*) e inferior (*lower bound*), cuja solução é única. No caso de fluxo não associado, o teorema dos limites não ocorre, podendo a solução não ser única.

De Vos e Wenham (2005) salientam que as deformações plásticas nos solos sempre ocorrem antes da ruptura. Desta forma, os modelos que consideram os efeitos de enrijecimento e amolecimento, entendem que as deformações plásticas alteram a superfície de plastificação. Os autores citam que no enrijecimento a superfície de plastificação é constantemente alterada com o avanço da plastificação. O enrijecimento pode ser comandado por duas leis: serviço ou isotrópico (*work ou isotropic hardening*) e cinemático (*kinematic hardening*). Na primeira, a superfície de plastificação se expande a partir de uma geratriz (Figuras 2.3a e 2.3b); e na segunda, não há alteração do tamanho da superfície de plastificação, apenas translação com o avanço da plastificação (Figura 2.3c).

A partir dos conceitos acima apontados, a deformação total de um material com comportamento elásto-plástico (equação 2.1 e 2.8) é dada pela soma das equações 2.3 e 2.6.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + e^p \Leftrightarrow \varepsilon = \{D^{-1}\}.\sigma + \lambda.Q_\sigma \quad (2.8)$$

É importante notar que se a tensão for inferior à tensão de plastificação, somente ocorrerão deformações elásticas, agora quando as tensões atingirem a superfície de plastificação

ocorrerá a mobilização de tensões de plastificação, as quais são irreversíveis (Zienkiewics e Taylor, 2000; De Vos e Wenham, 2005).

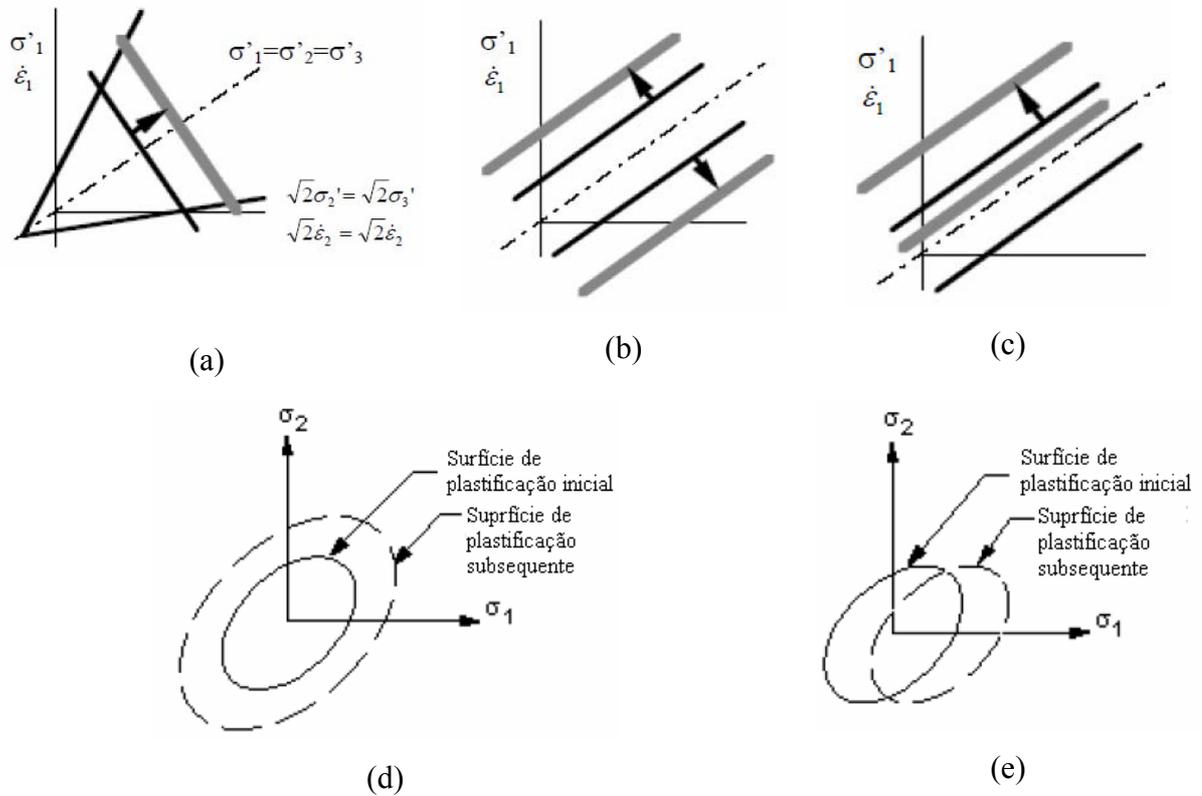


Figura 2.3: representação do avanço (isotrópico) (d) da superfície de plastificação do modelo de (a) Mohr Coulomb e (b) Von Mises; (c) e (e) mostram avanço da superfície cinemática de Von Mises (adaptado De Vos e Wenham, 2005)

2.1.1.1 Modelos de Função de Plastificação e Lei de Fluxo

Conforme apresentado por Zienkiewics e Taylor (2000), para materiais isotrópicos, a função de plastificação é representada por três invariantes de tensão: I_1 , $2.J_2$ e $3.J_3$ (equações 2.9, 2.10 e 2.11).

$$I_1 = 3 \cdot \sigma_{media} \quad (2.9)$$

onde:

$$\sigma_{media} = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{J_2} \quad (2.10)$$

$$3.\theta = \sin^{-1}\left(\frac{3.\sqrt{3}.J_3^{1/3}}{2.\bar{\sigma}}\right), \text{ sendo } -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad (2.11)$$

Com base nesta representação, diversos autores propuseram modelos de superfície de plastificação, dentre os quais destacam-se quatro:

$$F = 2.\bar{\sigma}.\cos(\theta) - Y(\kappa), \text{ modelo de Tresca} \quad (2.12)$$

onde: $Y(\kappa)$ é uma função de trabalho plástico

$$F = \sqrt{2}.\bar{\sigma} - \sqrt{\frac{3}{2}}.Y(\kappa) = |s| - \sqrt{\frac{3}{2}}.Y(\kappa), \text{ modelo de Huber - Von Mises} \quad (2.13)$$

$$F = \sigma_m.\sin(\phi') + \bar{\sigma}.\left(\cos(\theta) - \frac{1}{\sqrt{3}}.\sin(\phi').\sin(\theta)\right) - c'.\cos(\phi'), \text{ modelo de Mohr-} \quad (2.14)$$

Coulomb

$$F = 3.\alpha'(\kappa).\sigma_m + \bar{\sigma} - K(\kappa), \text{ modelo de Ducker-Prager} \quad (2.15)$$

onde:

$$\alpha' = \frac{2.\sin(\phi')}{\sqrt{3}.(3 - \sin(\phi'))} \text{ e } K = \frac{6.\cos(\phi')}{\sqrt{3}.(3 - \sin(\phi'))} \quad (2.16)$$

Zienkiewics e Taylor (2000) salientam que o modelo de Tresca e Huber-von Mises representam muito bem metais. Para materiais friccionais (solos, concreto, etc.), são os modelos de Mohr-Coulomb e Ducker-Prager que representam melhor o comportamento.

A função potencial de fluxo pode ser expressa pela equação 2.17.

$$F_\sigma \text{ (ou } Q_\sigma) = F_{\sigma_m} \cdot \frac{\partial \sigma_m}{\partial \sigma} + F_{J_2} \cdot \frac{\partial J_2}{\partial \sigma} + F_{J_3} \cdot \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} \quad (2.17)$$

A Tabela 2.1 apresenta uma derivação simplificada de cada um dos componentes da equação 2.17, onde os autores utilizam somente a segunda variante de tensões.

Tabela 2.1: Derivadas simplificadas da equação 2.17 para cada um dos modelos

Modelo	F_{σ_m}	$\sqrt{J_2} \cdot F_{J_2}$	$J_2 \cdot F_{J_3}$
Tresca	0	$2 \cdot \cos(\theta) \cdot (1 + \tan(\theta) \tan(3\theta))$	$\frac{\sqrt{3} \cdot \sin(\theta)}{\cos(3\theta)}$
Huber-von Mises	0	$\sqrt{3}$	0
Mohr-Coulomb	$\sin(\phi')$	$\frac{1}{2} \cos(\theta) \cdot [1 + \tan(\theta) \cdot \tan(3\theta) + \dots + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sin(\phi') \cdot (\tan(3\theta) - \tan(\theta))]$	$\frac{\sqrt{3} \cdot \sin(\theta) + \sin(\phi') \cdot \cos(\theta)}{2 \cdot \cos(3\theta)}$
Ducker-Prager	$3 \cdot \alpha'$	1	0

A Figura 2.4 representa a superfície de plastificação para cada um dos quatro modelos da função potencial de fluxo apresentados até aqui.

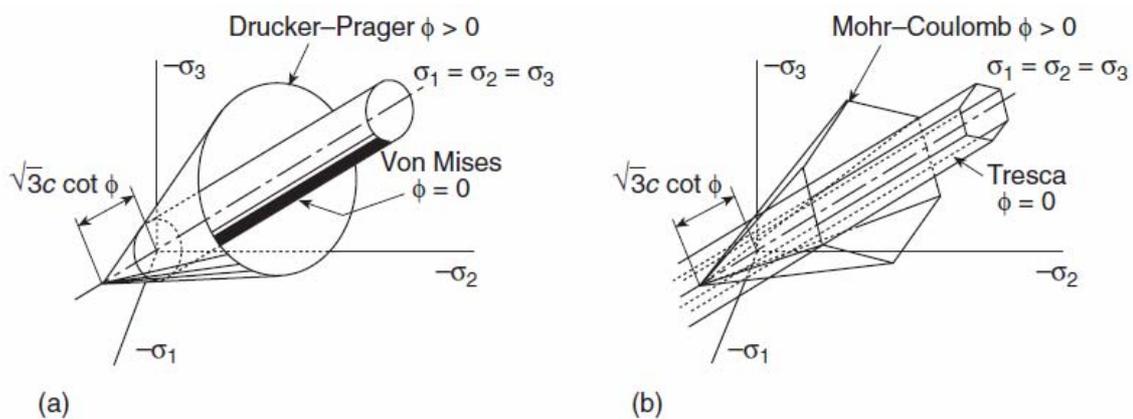


Figura 2.4: Representação das superfícies de ruptura dos modelos (a) Ducker-Prager e Huber-von-Mises, e (b) Mohr-Coulomb e Tresca (Zienkiewics e Taylor, 2000)

Conforme De Vos e Wenham (2005), os modelos de Tresca e Von Mises são em termos das tensões totais, e se aplicam, basicamente, ao comportamento dos solos não-drenados. Já os modelos de Mohr Coulomb e Ducker-Prager são em termos das tensões efetivas, e são mais adequados para os problemas geotécnicos convencionais. Segundo as autoras, experiências

mostram que o solo apresenta um comportamento intermediário entre a forma circular e hexagonal adotada por cada um dos quatro modelos. A mecânica dos solos clássica foi desenvolvida em função dos modelos de Tresca e Mohr Coulomb. Por sua simplificação e por não levar em consideração a tensão intermediária principal (σ_2), há uma tendência natural para a utilização destes dois modelos. De Vos e Wenham (2005) citam que a maioria dos softwares de modelagem de elementos finitos é compatível com a teoria da mecânica dos solos clássica, porém introduzem nos softwares a desvantagem de processar os cantos das superfícies de ruptura.

Os conceitos apresentados sobre o comportamento dos materiais são de fundamental importância para entender o comportamento das fundações submetidas à tração apresentados a seguir.

2.2 FUNDAÇÕES SUBMETIDAS À TRAÇÃO

Conforme Kovacs *et al.* (1975), as fundações submetidas à tração são utilizadas em torres de transmissão de energia elétrica, cortinas de estacas prancha, pontes, paredes de contenção, muros de arrimo, condutos, entre outras estruturas sujeitas a esforços de tração. Também são empregadas em construções temporárias, como tendas e barracas. Segundo os autores, as fundações tracionadas podem assumir diferentes formas dependendo do uso e do tipo de solo. As fundações metálicas no formato de placas, discos, brocas ou cones suportam cargas entre 10 a 20 toneladas (98,1 kN a 196,2 kN) e foram as mais utilizadas pelas empresas de transmissão de energia elétrica norte americanas, até meados dos anos 1970, devido aos custos e à facilidade de instalação (Kovacs *et al.*, 1975). Quando maiores as cargas requeridas, os projetistas lançam mão de estruturas de aço em grelha (formado por uma trama de vigas de aço), de sapatas de concreto, de sapatas isoladas ou agrupadas, ou ainda, de estacas. Tirantes e chumbadores também são utilizados.

Segundo Andreadis *et al.* (1981), as fundações submetidas à tração podem ser compostas por placas, bulbos ou sapatas enterradas conectadas a elementos de reação, como cabos e hastes.

Para Rowe e Davis (1982a, 1982b), as fundações tracionadas são basicamente utilizadas em torres de transmissão de energia elétrica, cortinas de estacas prancha, muros de arrimo, pontes, estruturas de telhado e dutos de água, gás ou petróleo submetidos a pressões de tração. Dias (1987) relata que as linhas de transmissão de energia elétrica atravessam extensas áreas,

sendo, basicamente, compostas por torres metálicas com espaçamento médio de 400m. Segundo a autora, o problema das fundações destas torres torna-se bem complexo, quando se pensa, por exemplo, em uma linha de transmissão com 26 km, que contém 82 torres, somando 328 fundações. Nestes projetos há vários tópicos polêmicos que envolvem o assunto: (a) os ventos que atuam nos cabos geram esforços de compressão e tração, sendo as torres projetadas para resistirem à tração; (b) os mecanismos de resistência não são suficientemente conhecidos; (c) devido à extensão, há grande variabilidade nos perfis do solo; (d) há pouca bibliografia aplicável para solos brasileiros; e (e) 65% do território brasileiro é coberto por solo parcialmente saturado, cuja resistência depende da umidade, que varia sazonalmente. Em termos de carga, Paladino (1985, *apud* Dias, 1987) apresenta na Tabela 2.2 a magnitude das cargas atuantes nas torres de transmissão de energia.

Tabela 2.2: Cargas atuantes em torres autoportantes de transmissão de energia elétrica

Tipo de Cargas	Torres de Sustentação (kN)	Torres de Ancoragem (kN)
Compressão	150-800	300-1.800
Arrancamento	100-600	200-1.600
Horizontais	10-100	50-300

(Fonte: Paladino, 1985 *apud* Dias, 1987)

Trautmann e Kulhawy (1988) citam que, para as torres de transmissão de energia dos Estados Unidos, tipicamente, eram utilizados três tipos de sapatas: (a) estrutura tipo grelha composta por perfis metálicos, montada *in loco*; (b) sapata em concreto, moldada *in loco*; ou (c) placas de aço. Conforme exemplificado por Kulhawy (1983, *apud* Trautmann e Kulhawy, 1988), até os anos 1980, cerca da metade das estruturas de transmissão de alta tensão de todo os Estados Unidos eram assentadas em sapatas; para a década seguinte, cerca de 1/3 das novas estruturas seriam construídas sobre este tipo de fundação.

Birch e Dickin (1998) citam que as torres de transmissão de energia elétrica são, basicamente, constituídas por estruturas de treliças de aço, ancoradas em quatro fundações individuais. As torres de transmissão, além de suportarem o peso próprio da estrutura e o peso imposto pelos cabos de transmissão, atuam, principalmente, no suporte das forças de tração, do movimento de rotação e da torção imposto pelos ventos, atuantes em toda a estrutura (torres e cabos).

Bouazza e Finlay (1990) citam que as fundações tracionadas mais comumente utilizadas na construção civil são as sapatas e as placas, pois são fundações mais econômicas e resistentes aos esforços de tração, tanto para o ambiente marinho como para o terrestre. Ainda segundo os autores, as sapatas e as placas são tipicamente utilizadas para estruturas terrestres – exemplo: torres de transmissão de energia - ou para estruturas marinhas - exemplo: cabos de ancoragem de plataformas e dutos submersos.

Dyvik *et al.* (1991) e Andersen *et al.* (1991) citam que a companhia petrolífera norueguesa *Saga Petroleum A.S.* utiliza, como fundações, grupos de cilindros abertos na ponta e vedados no topo após a cravação no leito do mar, que trabalham à sucção à vácuo para resistir aos mais diversos tipos de esforços, entre eles à tração, provocados pelas tempestades em alto mar. Os autores salientam que a utilização deste tipo de fundação em detrimento às estacas, justifica-se pelo fator econômico, pois podem ser reaproveitados quando a plataforma for transferida de local.

Conforme Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999), como a intensificação da exploração de hidrocarbonetos tem aumentado a cada ano, há a necessidade de construção de estruturas marinhas que operem a maiores profundidades. Quanto maior a profundidade, maior é a capacidade de carga à tração requerida para as fundações, sendo que esta pode variar entre 20.000 kN a 70.000 kN (Le Tirant, 1979; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Ilamparuthi e Dickin, 2000). Ao passo que nas estruturas terrestres, a capacidade de carga à tração requerida é bem menor, por exemplo, 1.250 kN para o muro de contenção e ancoradouro de navios do porto de *Rhode Island* (Tudor, 1967; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999). Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) citam que as fundações submetidas aos esforços de tração são bastante comuns em estruturas como torres de transmissão de energia, de televisão, de telecomunicações e em cabos de sustentação de pontes.

Merifield *et al.* (2001) citam que muitas estruturas utilizam fundações submetidas a esforços de tração, tais como, as torres de transmissão de energia e as paredes de contenção. Merifield *et al.* (2006) citam que as fundações na forma de placas ou sapatas de concreto submetidas à tração podem ter formas circulares, quadradas, retangulares ou contínuas, sendo, comumente, utilizadas em estruturas nas quais atuam forças de tração, tais como, as torres de transmissão ou as estruturas resistentes ao empuxo lateral do solo, como cortinas de estacas prancha. Atualmente, este tipo de fundação tem sido adotado para promover solução simples e

econômica em estruturas de plataformas marinhas de exploração de petróleo e de gás. Segundo os autores, os esforços de tração não atuam somente em estruturas de fundações, mas também em tubulações de óleo e água enterradas.

O CIGRE (2006) define que a escolha do tipo de fundação e do tipo de torre para estruturas de transmissão de energia deve levar em consideração os carregamentos predominantes (esforços de momento, compressão e/ou tração) e o tipo de solo. As fundações podem ser divididas em três grupos: (a) isoladas; (b) ancoradas; e (c) inteiriças (CIGRE, 2006). Nas fundações isoladas e ancoradas cada base da torre é ancorada em cada elemento de fundação, já na fundação inteiriça, todos os elementos da base da torre são ancorados em um único elemento de fundação. Conforme o CIGRE (2008), os carregamentos impostos às estruturas das linhas de transmissão são oriundos dos efeitos meteorológicos (por exemplo, tempestades), ruptura de condutores e de cabos de sustentação e derretimento desuniforme do gelo. Segundo CIGRE (2008), o projeto de fundações de torres de transmissão de energia está coberto de incertezas, seja pela intensidade dos fenômenos naturais, que são probabilísticos por natureza, seja pela distribuição destes esforços para as fundações, ou seja, pela grande variabilidade dos parâmetros de resistência dos solos.

Pacheco *et al.* (2008) apresentam um trabalho onde resumem os estudos que vem sendo desenvolvidos pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), desde os anos 1970, com fundações de torres de transmissão de alta tensão submetidas à tração. Os autores citam que os resultados dos ensaios de verdadeira grandeza realizados pela UFRJ, ao longo dos últimos 30 anos, apresentam as melhores estimativas quando comparadas às teorias desenvolvidas na Universidade de Grenoble (exemplo: Ribier, 1962; Montel, 1963; Martin, 1963 e 1966; Biarez e Barraud, 1968; Porcheron e Martin, 1968; Trãn-Vô-Nhiêm, 1971; Martin, 1973; Batmanabane, 1973; Martin e Cochard, 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008). Pacheco *et al.* (2008) citam que os esforços de tração em torres de alta tensão podem ser permanentes ou eventuais. Os esforços permanentes ocorrem em torres localizadas nas extremidades das linhas (início e final) ou quando ocorre mudança de direção das linhas de transmissão; já os esforços de tração eventuais são provocados pelo vento ou pela ruptura mecânica dos cabos de transmissão. Os autores citam ainda que existem dois tipos de torres: (a) autoportante e (b) estaiada. Nestas existe um apoio central onde atuam esforços de compressão e laterais, sendo que os esforços de tração são suportados por cabos de aço; já naquelas, as fundações são projetadas para suportarem todos os tipos de esforços (permanentes ou eventuais, e tração ou compressão ou lateral).

2.2.1 Comportamento das Fundações Submetidas à Tração

Flicker e Teng (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) citam que a curva idealizada da carga à tração pela deformação é formada por um trecho inicial linear elástico. À medida que a carga aumenta, ocorre a formação de zonas de plastificação em torno da fundação, porém, apesar disso, a carga continua a aumentar até que seja atingida a carga máxima. Após o pico ocorre a queda da carga. Este comportamento corresponde a uma ruptura brusca e frágil.

Diversos autores (MacDonald, 1955; Marinpol'skii, 1965; Meyerhof e Adams, 1968; Sutherland *et al.*, 1982; Chattopadhyay e Pise, 1986; Ghaly *et al.*, 1991; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) citam que as fundações rasas e profundas submetidas à tração devem ser tratadas de forma diferente, pois ocorrem diferenças de comportamento no interior da massa do solo entre cada um dos tipos de fundação. No caso de fundações rasas, a superfície de ruptura atinge a superfície do solo. Já no caso de fundações profundas, esta ruptura ocorre localmente junto à fundação, não atingindo a superfície do terreno, independente do tipo de solo (Vésic, 1971 *apud* Tagaya *et al.* 1988; Meyerhof, 1973 *apud* Velloso, 1987 e Tagaya *et al.* 1988; Bouazza e Finlay, 1990; Merifield *et al.*, 2001).

A transição entre o comportamento de fundação rasa e de fundação profunda é definida como sendo a profundidade crítica (H_{cr}) (Tagaya *et al.*, 1988). Na maioria das vezes, a profundidade crítica (H_{cr}) é também expressa em termos do diâmetro da fundação, sendo definido como o embutimento crítico (H_{cr}/D) (Kovacs *et al.*, 1975).

Desde os estudos pioneiros realizados com areia não existe um consenso sobre qual o valor do embutimento crítico. Por exemplo, Baker e Konder (1965, Kovacs *et al.*, 1975; 1966, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) citam que o embutimento crítico, para a areia estudada pelos autores, ocorre para um embutimento de valor seis ($H_{cr}/D=6$). O mesmo valor foi definido por Turner (1962; *apud* Kovacs *et al.*, 1975), pois o autor verificou movimentação nula na superfície do terreno acima deste embutimento. Kananyan (1966; *apud* Kovacs *et al.*, 1975), através de seus ensaios (apresentados mais adiante), verificou que, com o aumento da profundidade, menor era a deformação na superfície do terreno, concluindo que a partir de um embutimento de 3, as fundações apresentavam um comportamento de fundação profunda. Kovacs *et al.* (1975), com base nos resultados dos ensaios realizados por Baker e Konder (1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975) e Kovacs (1967, *apud* Kovacs *et al.*, 1975), citam que pode

ser utilizado um valor igual a 6 para o embutimento crítico (H_{cr} / D), quando se trata de solos com alta viscosidade e menor que 6 para solos com baixa viscosidade. Já Meyerhof e Adams (1968, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) obtiveram valores de embutimentos críticos (H_{cr} / D) de 4,7 (areia fofa), 6,2 (areia média) e 8,2 (areia densa) para valores de ângulo de atrito (ϕ') de 33,5°; 38,5°; e 43,0°, respectivamente. Meyerhof (1973 *apud* Velloso, 1987 e Tagaya *et al.* 1988), posteriormente, definiu como valores críticos, o embutimento de 4 para areias fofas e argilas e 8 para areias densas; no caso de fundações rígidas, o embutimento para argilas aumenta 50% e praticamente dobra para as areias (fofas ou densas). Sutherland *et al.* (1982, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) obtiveram embutimentos críticos (H_{cr} / D) de 4,5 (areia fofa), 9,5 (areia média) e 10,5 (areia densa) para valores de ângulo de atrito (ϕ') de 33,5°; 38,5°; e 43°,0, respectivamente. Ilamparuthi e Dickin (2000), a partir da análise de elementos finitos, obtiveram embutimentos críticos da ordem de 5,0 para areias fofas, 6,5 para areias médias e 7,5 para areias densas.

Marinpol'skii (1965, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) cita que as fundações rasas e profundas apresentam comportamento mecânico distinto, pois nas primeiras ocorre a movimentação do solo sobre uma superfície circular até a superfície do terreno e nas segundas ocorre a ruptura por puncionamento, atingindo ou não a superfície do terreno. Além disso, Marinpol'skii (1965, *apud* Murray e Geddes, 1987) cita que para fundações muito rasas não ocorre deslizamento na superfície de ruptura, mas sim uma separação entre as duas partes.

Martin (1966, *apud* Pacheco *et al.*, 2008) e Biarez e Barraud (1969, *apud* Pacheco *et al.*, 2008) citam que, além do embutimento, a mudança de comportamento nas fundações é função do tipo e estado do solo – rígido ou mole.

Das (1978 e 1980, *apud* Krishna, 2000), a partir de execução de ensaios de laboratório realizados em argilas saturadas, com coesão não drenada (s_u) entre 5,18 kPa e 172,5 kPa, obteve as equações 2.18 e 2.19 para determinar o embutimento crítico (H_{cr} / D) desde solos.

$$H_{cr} / D = 0,107.s_u + 2,5 \leq 7,0, \text{ para fundações quadradas ou circulares} \quad (2.18)$$

$$H_{cr} / D = (0,107.s_u + 2,5).[0,73 + 0,27.(L / B)], \text{ para fundações retangulares} \quad (2.19)$$

Andreadis *et al.* (1981), a partir dos resultados de ensaios realizados em laboratório, verificaram que o fator de ruptura à tração ($N = \frac{P}{A.H.(\rho.g)} = \frac{P}{A.H.\gamma} = \frac{p}{H.\gamma}$) aumenta com o embutimento (H/D), tendendo para um valor constante. Para fundações rasas, a capacidade de carga à tração aumenta com o quadrado do diâmetro (D^2) e com o aumento do embutimento (H/D). Com o aumento da profundidade, a ruptura se torna mais localizada, tendendo a tensão de ruptura a ser linear em relação ao embutimento. Conforme os estudos de Andreadis *et al.* (1981), o aumento da espessura da placa proporciona aumento no valor da tensão de ruptura. Segundo os autores, este aumento é proporcionado pela redução do amolgamento do solo no canto superior da placa. Agora, a forma cônica apresentou substancial redução da resistência à ruptura em relação às formas de placa e cilindro, fato atribuído ao aumento do fluxo de solo abaixo do cone e à redução do confinamento.

De modo a verificar a interferência do ensaio no interior da massa do solo, Andreadis *et al.* (1981) utilizaram medidores de tensão, distribuídos radialmente e ao longo da profundidade. A tensão horizontal ao longo da profundidade varia de zero na superfície, aumentando com a profundidade até atingir um valor máximo, passando a reduzir até atingir o valor de zero na borda da placa. A profundidade onde ocorre a tensão horizontal máxima depende da distância vertical em relação à borda da placa. Para uma distância radial (horizontal) acima de cinco vezes o diâmetro da placa, a tensão horizontal máxima ocorre na metade da profundidade do embutimento. Para uma distância radial menor que cinco vezes, a tensão horizontal máxima se aproxima da borda da placa, e maiores são os valores da tensão horizontal. As tensões horizontais se estendem até uma distância radial de dez vezes o diâmetro das placas. As tensões horizontais medidas num determinado ponto no interior da massa do solo, durante o ensaio de arrancamento, apresentam um comportamento similar à curva de carga-deformação, aumentando com a deformação. Quando atingido o pico de carga de tração, esta permanece constante ou levemente decrescente com o aumento da deformação, enquanto que a tensão horizontal continua aumentando com menos intensidade, até a ruptura do material. Segundo os autores, isso ocorre devido ao fato de que, mesmo atingido a carga máxima à tração, o avanço das tensões horizontais, dentro da massa de solo, vão se propagando devido à movimentação dos grãos de areia. Além das tensões horizontais, Andreadis *et al.* (1981) também mediram as tensões verticais nas proximidades das placas. A variação da tensão vertical reduz, significativamente, com a distância vertical em comparação às tensões horizontais, sendo quase zero acima de cinco diâmetros.

Stewart (1985) cita que as fundações tracionadas assentes em solos argilosos apresentam dois comportamentos distintos: rasas e profundas. Nas fundações rasas, o comportamento mecânico é comandado pelo solo sobre a fundação, e na ruptura toda a massa de solo englobada dentro da superfície de ruptura sofre deformação, sendo que a superfície de ruptura atinge a superfície do terreno. Para fundações profundas, a ruptura se caracteriza por ser local, sendo que não ocorre a deformação de toda a massa de solo sobre a fundação, atingindo somente o solo, imediatamente, sobre a fundação e nas laterais. Segundo Stewart (1985), as fundações são consideradas rasas para um embutimento menor que 2 e as profundas têm um embutimento maior que 4,5. Para embutimentos intermediários o comportamento é misto.

Murray e Geddes (1987) verificaram, em seus ensaios de laboratório, que as curvas de carga-deformação para a areia densa apresentam um pico característico, sendo que após o pico, a carga cai até atingir um valor constante; para as areias fofas não ocorre pico, pois uma vez atingido o valor máximo, este se mantém com o aumento das deformações e/ou ocorrem estágios de oscilação de tensão com incrementos de deformação. Para os ensaios realizados em areia densa, os autores verificaram que o fator de carga à tração (N) e a deformação na ruptura aumentam com o embutimento e decresce com o aumento do comprimento. Ainda com os resultados, foi possível verificar que a carga de ruptura nas fundações retangular com relação 1:5 e 1:10 são muito próximos, sendo que para forma retangular com relação dimensional acima 1:10, já pode ser considerada uma fundação contínua. Os autores também verificaram que, para a areia densa, o aumento na rugosidade de fundação aumenta o fator de carga à tração (N) e a deformação na ruptura. O fator de carga à tração (N) para a areia média é menor em comparação à areia densa, porém na areia média a deformação é maior. Os autores também verificaram que existe uma única relação (curva única) do fator de carga à tração (N) pela deformação, independente do diâmetro das fundações, para a areia densa; já para areia média esta relação única não pode ser estabelecida.

Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) conduziram um trabalho experimental bidimensional (meia fundação) em laboratório, com o objetivo de explicar a forma e o tamanho das superfícies de ruptura em função do embutimento, densidade e estado - seco e imerso - da areia estudada. Os autores observaram (através de uma das faces transparente) que existe um comportamento distinto entre fundações rasas e profundas, sendo que o embutimento crítico (H_{cr} / D) ocorreu a 6,90, 5,80 e 4,90, para as areias densas, médias e fofas, respectivamente, na condição seca. Em relação ao comportamento das fundações rasas e profundas, as curvas

de capacidade de carga pela deformação apresentam dois comportamentos distintos, independente da compacidade das areias e do estado em que se encontram (seco ou imerso). Nas fundações rasas (Figura 2.5a), ocorrem três fases distintas: (a) pré-ruptura – rápido incremento de carga para uma baixa deformação; (b) pós-ruptura – decréscimo de carga, menor intensidade que no pré-pico, com o aumento da deformação; e (c) residual – deformação sem mudança na intensidade de carga. Para as fundações profundas (Figura 2.5b) ocorreram somente dois estágios: pré-ruptura e residual (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).

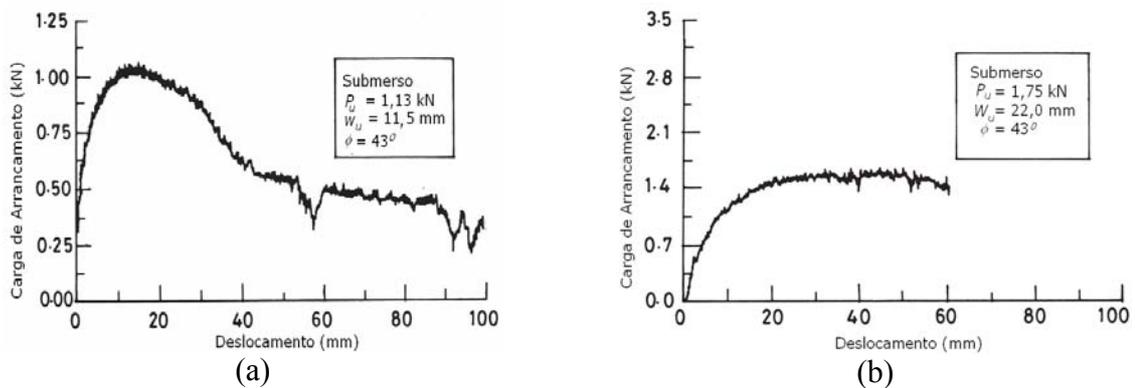


Figura 2.5: Resultados dos ensaios de arrancamento, curvas carga pelo deslocamento, para areia densa ($\phi' = 43^\circ$), no estado imerso, para fundação (a) rasa ($D=150 \text{ mm}$ e $H=536 \text{ mm}$) e (b) profunda ($D=100 \text{ mm}$ e $H=699 \text{ mm}$) (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999)

Martin (1966, 1973, *apud* Pacheco *et al.*, 2008) salienta que a profundidade crítica pode ser obtida: (a) calculando-se a capacidade de carga das fundações submetidas à tração utilizando as equações para fundações profundas e rasas; (b) representando-se as curvas de carga pela profundidade para ambas as fundações; (c) o ponto de interseção entre as duas curvas corresponde à profundidade crítica; e (d) considera-se a carga de ruptura aquela que apresentar o menor valor das duas equações – equação para fundações rasas com profundidade menor que a crítica e equação para fundação profunda com profundidade acima da crítica. A Figura 2.6 demonstra o procedimento a ser adotado.

Tagaya *et al.* (1988) discutem como deve ser feita a distinção prática entre o comportamento de fundação rasa e de fundação profunda. Os autores citam que o ponto de partida recai na determinação da profundidade crítica (H_{cr}). A recomendação é um procedimento matemático, que consiste em igualar a equação de Meyerhof (1973, *apud* Tagaya *et al.*, 1988 e Velloso, 1987) para fundações rasas com a equação de Vésic (1972, *apud* Tagaya *et al.*,

1988) para fundações profundas, eliminando o peso da fundação da primeira equação; assim, é obtida uma equação quadrática em função da profundidade (H), cuja solução fornece dois resultados; a profundidade crítica (H_{cr}) corresponde ao maior valor dos dois resultados fisicamente válidos. Desta forma, determinado a profundidade crítica (H_{cr}), pode-se determinar, por exemplo, a capacidade de carga ou deformação para as fundações rasas ($H < H_{cr}$) ou para as fundações profundas ($H > H_{cr}$), utilizando a metodologia que for mais conveniente.

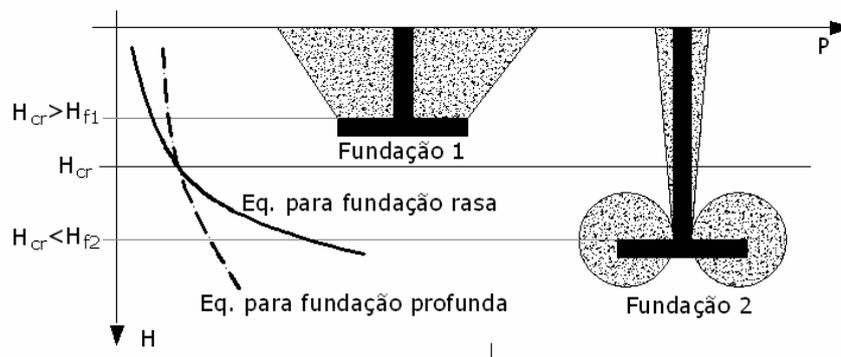


Figura 2.6: Forma prática para determinação da profundidade crítica (adaptado de Martin, 1966 e 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008)

Como pode ser visto, existe consenso na literatura em relação aos dois possíveis tipos de comportamento das fundações submetidas à tração: (a) rasa – superfície de ruptura emerge na superfície do terreno; e (b) profunda – ruptura local, sem aparecimento de fissuras na superfície do terreno. No entanto, o embutimento crítico apresenta diferentes valores, conforme mostrado. O embutimento crítico depende de diversos fatores, tais como tipo e estado do solo. Desta forma, este trabalho limitou-se a estudar somente fundações rasas, com embutimento máximo de 2,0.

2.2.2 Superfície de Ruptura das Fundações Submetidas à Tração

No que diz respeito aos formatos das superfícies de ruptura, tanto para fundações rasas, como para fundações profundas, os autores ao longo dos anos tentaram definir qual seria a forma ideal para representar cada uma delas.

Para as fundações rasas, os autores propuseram um formato cilíndrico, formado por uma linha reta com a vertical (Figura 2.7a) (Majer, 1955; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999);

tronco de cone (para fundação circular) e/ou pirâmide (para fundação quadrada ou retangular), formado por uma linha reta inclinada em determinado ângulo (α) com a vertical (Figura 2.7b) (Mors, 1959; Meyerhof e Adams, 1968; Clemence e Veesaert, 1977; Sutherland *et al.*, 1982; Bobbit e Clemence, 1987; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999); arco de circunferência convexa (Figura 2.7c) (Balla, 1961; *apud* Murray e Geddes, 1987; Kanakapura *et al.*, 1994; Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999 – Kananyan, 1966; *apud* Kovacs *et al.*, 1975 - Baker e Konder, 1966; Marinpol'skii, 1965; Chattopadlyay e Pise, 1986; Ghaly *et al.*, 1991; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999 – Murray e Geddes, 1987); parábola (Figura 2.7d) (MacDonald, 1963; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999); espiralada terminando ou não numa superfície linear na proximidade da superfície do terreno (Figura 2.7e) (Matsuo, 1967, 1968; Khadlikar *et al.*, 1971; *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999).

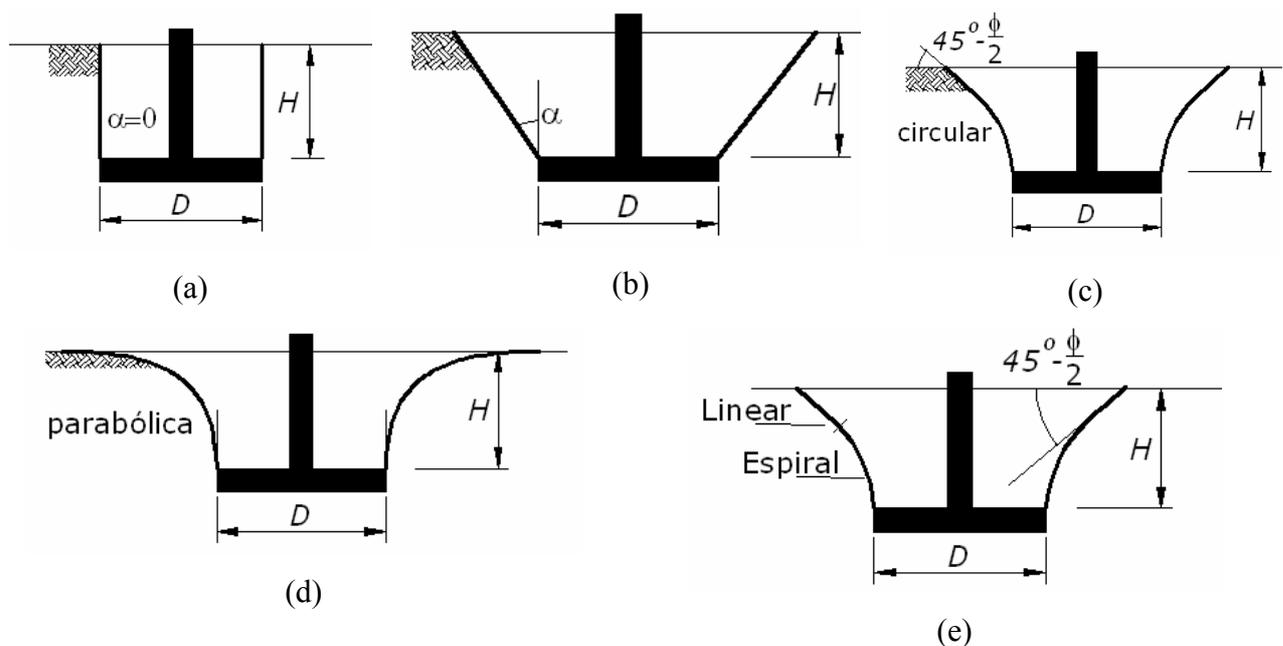


Figura 2.7: Superfícies de ruptura no solo com formato (a) cilíndrico; (b) cônico; (c) circular; (d) parabólico; e (e) espiralado terminado em linear na superfície (adaptado de *apud* Kovacs *et al.*, 1975)

Para as fundações profundas, os autores propuseram uma ruptura local na forma cilíndrica (MacDonald, 1963; Marinpol'skii, 1965; *apud* Ilamparuthi e muthukrishnaiah, 1999). Stewart (1985) estabelece que ocorre movimentação do solo somente nas extremidades da fundação.

Kananyan (1966; *apud Kovacs et al.*, 1975), através dos ensaios realizados, verificou que num primeiro momento (a uma carga de 70% a 80% da carga de ruptura) ocorria a formação de um plano radial de fissuras (a partir do centro da placa) na superfície do terreno; passando à formação de fissuras no formato circular que coincidia com o diâmetro da placa; após as fissuras radiais continuavam a se propagar com aumento nítido da deformação vertical do terreno até a ruptura. A ruptura era marcada pela formação de uma segunda fissura circular com um diâmetro de, aproximadamente, duas vezes o diâmetro das placas. O autor verificou que o plano de ruptura era curvo-linear, com um ângulo de inclinação da superfície com a horizontal (α) no valor de $45^\circ - \phi'/2$.

Martin (1966, *apud Pacheco et al.*, 2008) e Biarez e Barraud (1969, *apud Pacheco et al.*, 2008) citam que, para as fundações rasas, a superfície de ruptura surge na superfície do terreno, e muitos autores simplificam esta superfície como sendo um tronco de cone, cuja inclinação da superfície é representada por um ângulo com a vertical (α). Conforme os autores, para solos argilosos rígidos ($\alpha \approx -\phi'/4$) e granulares ($\alpha \approx -\phi'$), o ângulo de inclinação é negativo, ou seja, o diâmetro de fissuras visível na superfície do terreno é maior que o diâmetro da fundação – tronco de cone invertido. Para solos argilosos moles, o ângulo de inclinação é positivo ($\alpha \approx \tan^{-1}(\pi/15)$), sendo que o diâmetro de fissuras na superfície do terreno é menor que o diâmetro da fundação. Pacheco *et al.* (2008), de uma forma geral, salientam que para fundações rasas, a superfície de ruptura é comandada pelo tipo de reaterro realizado. Se o solo de reaterro tiver características melhoradas em relação ao solo natural, a superfície de ruptura passa a ser governada pelo solo natural, podendo a superfície ser cônica ($\alpha < 0$) (Figura 2.8a), porém se o reaterro apresentar propriedades mecânicas inferiores ao terreno natural, a superfície de ruptura provavelmente ocorre dentro da massa de solo reaterrada ($\alpha > 0$) (Figura 2.8c). Para fundações profundas, a superfície de ruptura não aparece na superfície do terreno, sendo que no caso dos solos rígidos ocorre uma ruptura local (Figura 2.8b), enquanto que nos solos moles a superfície de ruptura se propaga num ângulo de inclinação, da mesma forma que a rasa, até uma determinada altura, que é igual a profundidade crítica (Figura 2.8e).

No estudo experimental realizado por Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999), os autores observaram visualmente que para as fundações rasas ocorreu uma superfície de ruptura que pode ser aproximada por uma superfície linear inclinada (tronco de cone invertido), que emerge na superfície da areia, formando um ângulo (θ ou α) de $\phi'/2 \pm 2^\circ$ com a vertical,

sendo $\phi'/2 - 2^\circ$ para a areia fofa e $\phi'/2 + 2^\circ$ para a areia densa (Figura 2.9). Já para as fundações profundas, independente da compactidade da areia, a superfície de ruptura fica confinada dentro da massa de areia, no formato similar a de um balão (Figura 2.10), sendo que esta inicia da borda da fundação seguindo uma superfície linear, da mesma forma que as fundações rasas, formando um ângulo (θ) de $0,8.\phi'$ com a vertical, até fechar uma superfície côncava, de modo que a partir de determinada altura (aproximadamente duas vezes e meia o diâmetro da fundação) não ocorre mais deformação do solo. Este tipo de comportamento, tanto para as fundações rasas e profundas, é independente do estado seco ou imerso, bem como do formato e do tamanho das fundações.

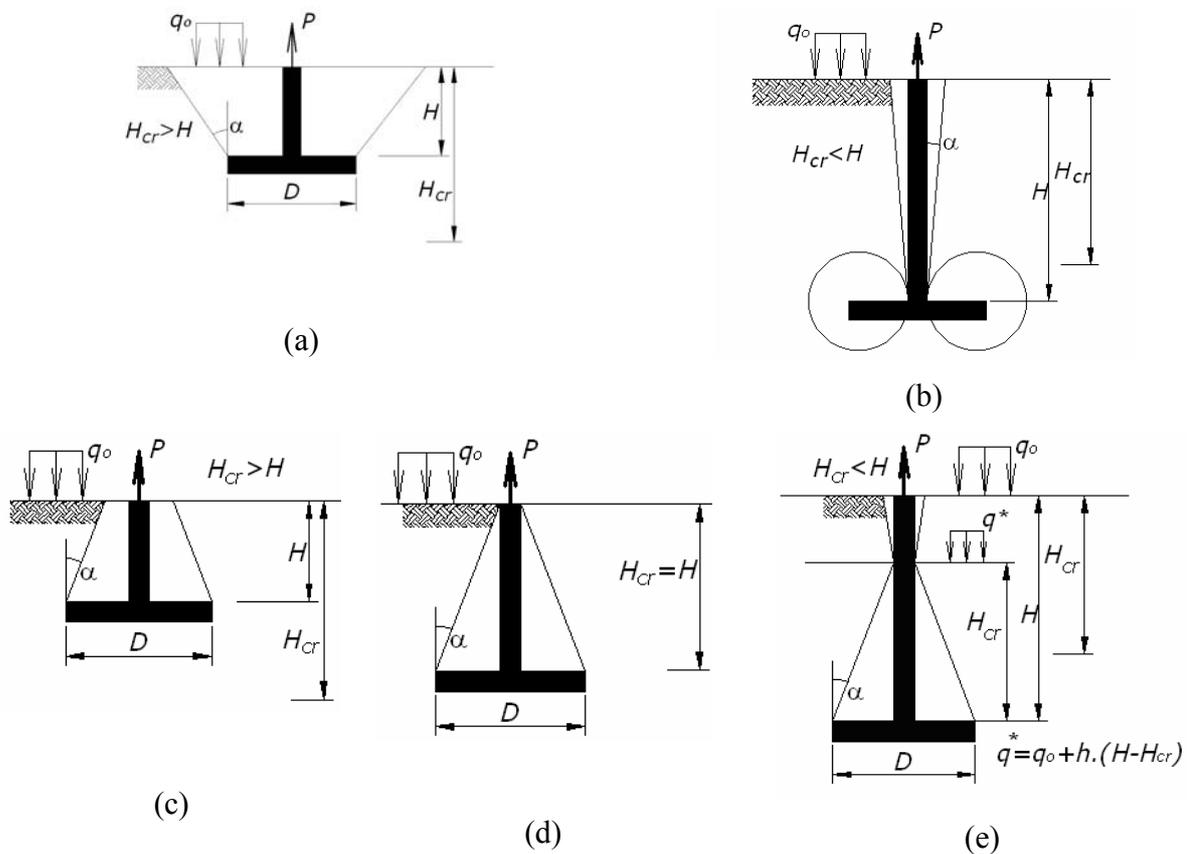


Figura 2.8: Superfície de ruptura das fundações: (a) rasa em solo rígido; (b) profunda em solo rígido; (c) rasa em solo mole; (d) intermediária em solo mole; e (e) profunda em solo mole (Martim, 1966 e 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008)

Considerando os diversos tipos de superfícies de ruptura indentificados pelos autores, verifica-se que ainda não há um consenso na literatura. Desta forma, a partir das provas de

carga a serem realizadas neste trabalho, será verificado o tipo de superfície gerada, tanto para a areia sem cimento, como para a areia cimentada.

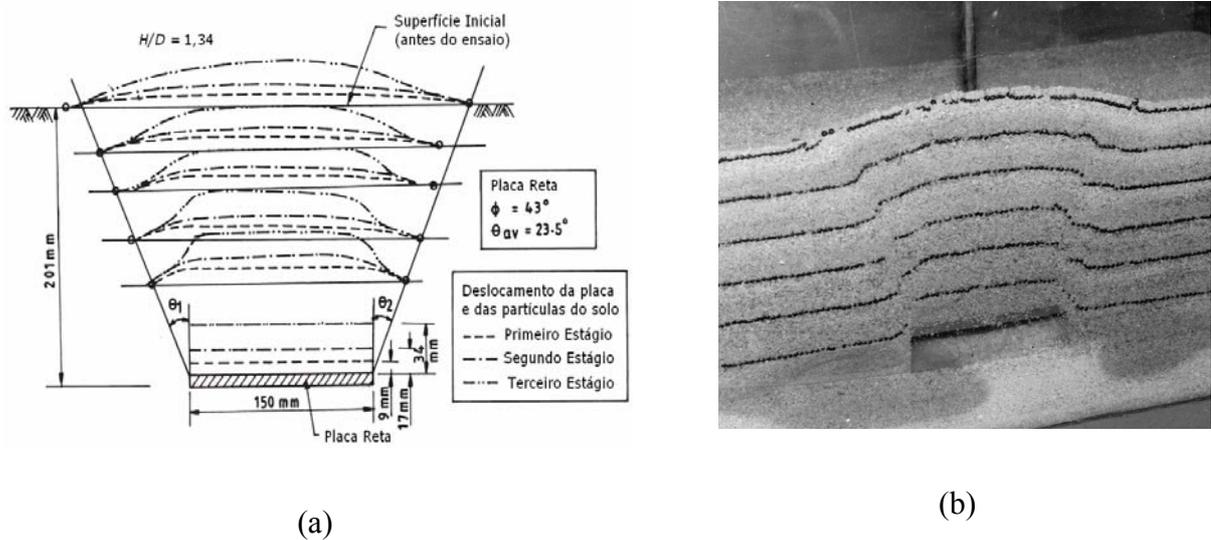


Figura 2.9: Formato da superfície de ruptura para uma fundação rasa (a) croqui e (b) fotografia (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999)

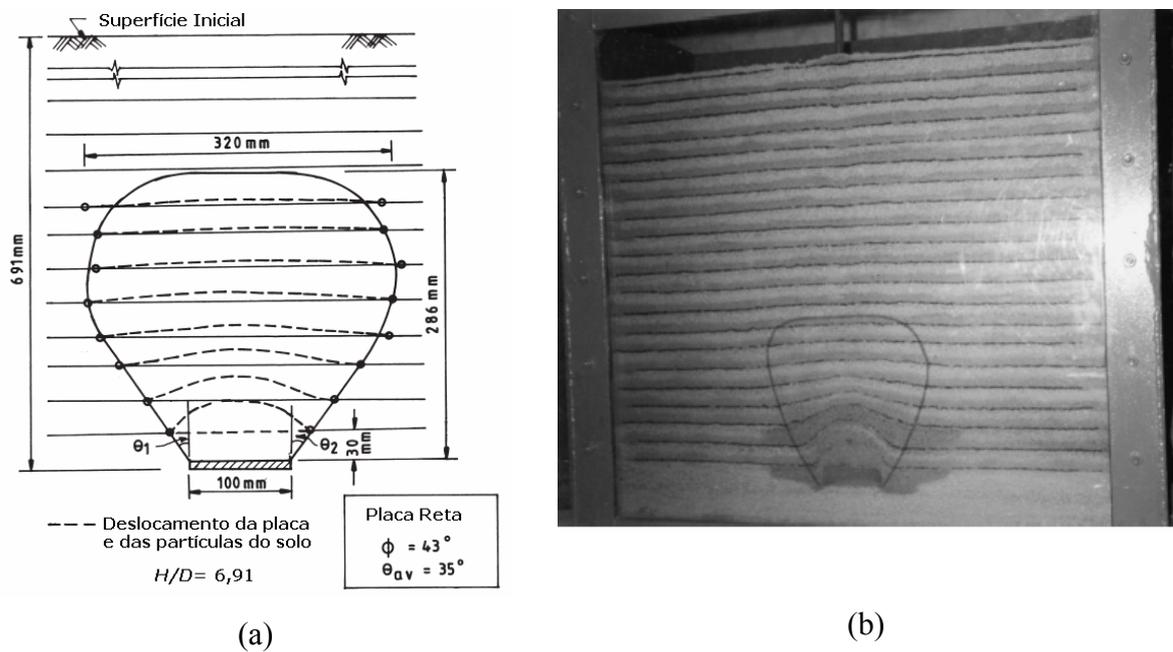


Figura 2.10: Formato da superfície de ruptura para uma fundação profunda (a) croqui e (b) fotografia (Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999)

2.2.3 Métodos Teóricos, Semi-Empíricos e Empíricos para Determinação da Capacidade de Carga a Ruptura à Tração

Flucker e Teng (1966; *Apud Kovacs et al.*, 1975) citam que existem, basicamente, três tipos de métodos para a determinação da capacidade de carga à tração de fundações rasas: (a) método do cone; (b) método do empuxo do solo; e (c) modelos semi-empíricos ou empíricos. Segundo os autores, o método do cone tenta contemplar a resistência ao cisalhamento da verdadeira superfície de ruptura do solo, envolto pela fundação (assumindo uma variedade de formas, pelos mais diversos autores), acrescido do peso do solo e da fundação. Já no método do empuxo do solo, também chamado método do cilindro/prisma de atrito, a superfície de ruptura real é desprezada, sendo que a capacidade de carga é determinada pelo atrito ao longo de um plano vertical delineado pelo perímetro da fundação, acrescido do peso do solo e da fundação (Kovacs *et al.*, 1975). Os métodos semi-empíricos (ou empíricos) são desenvolvidos a partir de ensaios de campo ou laboratório, sendo que, a partir destes ensaios, são inferidas equações que procuram descrever o comportamento de fundações semelhantes que deram origem ao modelo.

Para as fundações profundas, submetidas à tração, não existe uma distinção entre os métodos como é feito para as fundações rasas (Kovacs *et al.*, 1975).

A seguir, são apresentados os mais diferentes modelos para a determinação da capacidade de carga à tração de fundações em ordem cronológica, independente do tipo de fundação (rasa ou profunda) e do tipo de método (teórico, semi-empírico ou empírico), sem se ater a esta classificação.

Em fundações rasas, a carga de ruptura (equação 2.20) pode ser expressa pela soma do peso do solo acima da fundação envolto pela superfície de ruptura (W_s), do peso da fundação (W_f), da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (P_c), e da resultante da aderência e do vácuo gerada na interface da base e da lateral da fundação e do solo (P_s). A parcela correspondente à aderência e ao vácuo geralmente é desprezada quando se tem solos bem drenados como é o caso da areia.

$$P = W_s + W_f + P_c + P_s \quad (2.20)$$

O modelo de Jaky (1948, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) foi desenvolvido, originalmente, para a determinação da capacidade de carga de tubulões. O modelo baseia-se na formação de uma zona de tensões junto à ponta dos tubulões quando é carregado. Esta mesma zona de tensões é gerada quando uma estaca, de base alargada, no caso o tubulão, é submetida aos esforços de tração. Desta forma, a equação de Jaky pode ser utilizada para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas submetidas à tração, acrescido da parcela referente ao atrito lateral (Kovacs *et al.*, 1975) (equação 2.21).

$$P = c' . A . \cot(\phi') \left[\tan^2 \left(15 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{2 \cdot \pi \cdot \tan(\phi') - 1} - 1 \right] + [p_{e0} \cdot (H - 2,80 \cdot D) \cdot f_{c0}] \quad (2.21)$$

onde: p_{e0} = perímetro do fuste e f_{c0} = coeficiente de atrito (Tabelado) junto ao fuste em função do tipo e do estado do solo

Majer (1955, *apud* Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) propôs um modelo para a determinação da capacidade de carga, considerando uma superfície de ruptura cilíndrica (ou prismática), tendo como perímetro a própria base da fundação, sendo a capacidade de carga definida pelo peso da fundação, peso cilindro (ou prisma) de solo e resistência ao atrito formado junto à área do cilindro (ou prisma) de ruptura (equação 2.22). Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) citam que este foi um dos primeiros métodos desenvolvidos para determinação da capacidade de carga de fundações submetidas à tração. Posteriormente, diversos autores, como Mueller e Mors, definiram que a parcela de resistência de atrito era função do empuxo horizontal do solo, sendo que o coeficiente de empuxo passivo (k_p) apresentou os melhores resultados (Flucker e Teng, 1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975). Mors (1963, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) cita outros autores que definiram, empiricamente, através de ensaios de campo, a parcela de resistência ao atrito.

$$P = \gamma \cdot A \cdot (H - H_o) + 2 \cdot p_e \cdot k \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan(\phi') \quad (2.22)$$

O modelo desenvolvido por Mors (1959, *apud* Murray e Geddes, 1987; Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) somente considera o peso do solo contido em um tronco de cone invertido, ignorando a resistência ao cisalhamento dos solos. O ângulo de abertura do cone (α) depende do tipo de solo (Mors, 1959; *apud* Murray e Geddes, 1987), podendo variar entre 0 e $2 \cdot \phi'$ (Mors, 1959; *apud* Birch e Dickin, 1998). Kovacs *et al.* (1975) salientam que este método era o mais conhecido e comumente utilizado na época, sendo que a

capacidade de carga dependia, fundamentalmente, do ângulo de inclinação do cone (ou prisma, no caso de fundação retangular). Por exemplo, a Companhia Americana de Pontes (*American Bridge Company – ABC*) adotava um ângulo de 30°, dividido por um fator de segurança que dependia da carga a ser aplicada e da condição do solo; já no Tennessee (*Tennessee Valley Authority – TVA*), os valores do ângulo de abertura do cone (α) eram tabelados, variando entre 0° e 30°. Denberry (1962; *apud Kovacs et al.*, 1975) desenvolveu um ábaco para a determinação da capacidade de carga, que é função da área da fundação e da profundidade de embutimento, cujo valor obtido era multiplicado por um fator de segurança em função da classificação do solo.

Mueller (1961, *apud Kovacs et al.*, 1975) desenvolveu um modelo para fundações em concreto baseado na teoria do empuxo lateral, no qual foi considerada a parcela referente ao plano de cisalhamento ao longo da superfície prismática (ou cilíndrica), delimitada pelo perímetro da fundação, mais a parcela referente ao empuxo horizontal (equação 2.23). Em relação ao coeficiente de empuxo, o autor sugere o uso do coeficiente de empuxo ao repouso (k), no entanto, primeiramente, em função da segurança era utilizado o coeficiente de empuxo passivo (k_p), a ser determinado pela equação 2.24. Já Mors (1963, *apud Kovacs et al.*, 1975) sugere uma função exponencial para o coeficiente de empuxo passivo (k_p) (equação 2.25). Ireland (1963, *apud Krishna*, 2000), na mesma época, sugere que seja utilizado o coeficiente de empuxo ao repouso (k), tendo como valores de 0,5 para solos granulares e 0,4 para solos argilosos.

$$P = \frac{k \cdot \gamma \cdot H}{2} p_e \cdot H \cdot \tan(\phi') + p_e \cdot (H - H_0) \cdot f_c \quad (2.23)$$

$$k_p = 0,90 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.24)$$

$$k_p = \frac{2}{j+1} \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.25)$$

onde: f_c = coeficiente de atrito (tabelado) em função do tipo e do estado do solo contra o concreto, j = constante empírica (tabelado), função da configuração do solo e da fundação

Segundo Tagaya *et al.* (1988), o trabalho apresentado em 1961 por Balla foi o primeiro a considerar a resistência ao cisalhamento do solo ao longo de uma superfície de ruptura

inclinada não linear. O modelo de Balla (1961, *apud* Murray e Geddes, 1987; Kovacs *et al.*, 1975; Kanakapura *et al.*, 1994; Birch e Dickin, 1998; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Krishna, 2000) (equação 2.26), além do peso do solo, considera a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, sendo formada por um arco convexo (na forma circular). Segundo Kovacs *et al.* (1975), a superfície de ruptura do modelo de Balla, inicia verticalmente junto à fundação terminando (na superfície do terreno) numa seção linear, formando um ângulo de aproximadamente $45^\circ - \phi'/2$ com a horizontal. Porém, Balla não levou em consideração as tensões normais ao longo da superfície de ruptura, somente as verticais (Murray e Geddes, 1987; Kanakapura *et al.*, 1994). Os fatores de resistência da equação desenvolvida por Balla foram expressos em ábacos, que são dependentes do embutimento (H/D) e do ângulo de atrito (ϕ') (Birch e Dickin, 1998). Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) citam que o trabalho de Balla (1961, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) considera uma superfície de ruptura circular para fundações rasas, enquanto que MacDonald (1963, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) sugere uma superfície parabólica para profundidade menores que $1,75 \cdot D$ e uma superfície cilíndrica para profundidades maiores. Paterson e Urie (1964, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) compararam seus resultados experimentais com as equações desenvolvidas por Balla e verificaram que as estimativas foram: (a) excelentes para as areias; e (b) superestimadas para os solos argilosos. Flucker e Teng (1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975) salientam que as equações de Balla tem a vantagem de considerar as propriedades básicas da mecânica dos solos e as relações geométricas e não parâmetros, meramente, arbitrários. Ainda conforme Flucker e Teng (1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975), o modelo de Balla apresenta resultados superestimados devido ao fato da ruptura ser progressiva e, portanto, a totalidade da resistência ocorre somente em uma região limitada. Baker e Konder (1966, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Merifield *et al.*, 2006) obtiveram uma superfície de ruptura similar à encontrada por Balla.

$$P = H^3 \cdot \gamma \cdot b_1 + H^2 c' \cdot b_2 + W_f \quad (2.26)$$

onde: b_1 e b_2 = constante (ábacos), função do ângulo de atrito do solo e embutimento

Turner (1962, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) formulou um modelo empírico tendo como base os resultados de 50 ensaios de arrancamento. O autor propôs duas equações (2.27 e 2.28): uma para fundações com embutimento menor que 1,5 (função do quadrado do embutimento) e outra para embutimento maior ou igual a 1,5 (função da área da base da fundação).

$$P = 2,1 \cdot \sqrt{k[c' + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi')] (H/D)^2 \cdot (D^2 - D_0^2)}, \text{ para } H/D < 1,5 \quad (2.27)$$

$$P = 5,8 \cdot k[c' + \gamma \cdot H \cdot \tan(\phi')] \cdot (D^2 - D_0^2), \text{ para } H/D \geq 1,5 \quad (2.28)$$

Marinpol'skii (1965; *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Krishna, 2000) também propôs um modelo para o método do cone para fundações circulares rasas (embutimento menor que 6) e profundas. Segundo Kovacs *et al.* (1975), a equação 2.29 desenvolvida por Marinpol'skii é bastante similar à equação de Balla para solos não coesivos e estima, razoavelmente, bem os resultados de ensaios de campo (exemplo: Kananyan, 1966; *apud* Kovacs *et al.*, 1975). Porém, o modelo de Marinpol'skii apresenta resultados superestimados para solos coesivos (Kovacs *et al.*, 1975). Conforme Krishna (2000), a metodologia desenvolvida por Marinpol'skii considera a compressão do cilindro de solo acima da fundação, sendo que o avanço do arrancamento aumenta a compressão do solo e, conseqüentemente, aumenta a resistência de atrito. Este aumento na resistência de atrito provoca o aumento do diâmetro de ruptura, gerando uma superfície de ruptura curvilínea (Figura 2.11a).

$$P = \pi \cdot \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 - \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{\gamma \cdot H \cdot \left[1 - \left(\frac{D}{2} \right)^2 + k_a \cdot \tan(\phi') \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right) \right] + 4 \cdot [c' + \gamma \cdot H \cdot k_a \cdot \tan(\phi')] \cdot \frac{H}{D}}{1 - \left(\frac{D_0}{D} \right)^2 - \mu \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right)} + W_f \quad (2.29)$$

onde: μ = constante (ábaco), função do ângulo de atrito do solo

Para fundações profundas, Marinpol'skii (1965, *apud* Krishna, 2000) considera a resistência ao arrancamento como sendo a energia necessária para a expansão de uma cavidade cilíndrica de solo (Figura 2.11b), abaixo da fundação com uma determinada altura (H_q). A equação 2.30 é o modelo proposto para a capacidade de carga à tração para fundações profundas na condição limite de expansão.

$$P = \frac{\pi \cdot q_H \cdot (D^2 - D_0^2)}{2 \cdot [2 - \tan(\phi')]} + f \cdot (\pi \cdot D_0) \cdot [H - (D - D_0)] \quad (2.30)$$

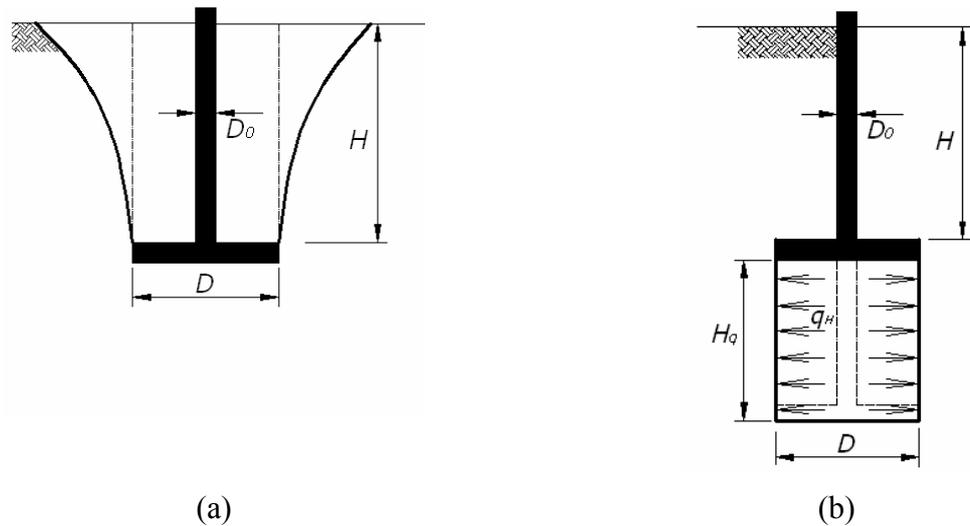


Figura 2.11: Superfície de ruptura para (a) fundação rasa e (b) fundação profunda (adaptado de Marinpol'skii, 1965; *apud* Krishna, 2000)

O modelo de Baker e Konder (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) é um método semi-empírico, desenvolvido através de modelo de placas rasas (embutimento menor que 6), circulares e reaterradas com areia. Os autores, através dos ensaios e da análise dimensional, obtiveram uma equação (2.31). Segundo os autores, o modelo também pode ser utilizado para fundações retangulares, para tanto, se deve determinar o diâmetro equivalente. Baker e Konder (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) também desenvolveram uma equação empírica para as fundações profundas submetidas ao arrancamento. Os autores ainda estimaram a capacidade de carga à tração de um tubulão com embutimento de 5,3 e verificaram resultados subestimados, tanto para seu modelo, como para o modelo de Balla.

$$P = C_1.H.D^2.\gamma + C_2.H^2.\gamma \quad (2.31)$$

onde $C_1 = 3,0$ e $C_2 = 0,67$ (constantes em função do ângulo de atrito, densidade relativa e índice de vazios)

Sutherland (1965, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Merifield *et al.*, 2006), inicialmente, verificou que o modo de ruptura é dependente também da densidade das areias. Alguns anos após, Sutherland *et al.* (1982, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) propuseram um modelo simplificado para a determinação da capacidade de carga de fundações rasas e profundas, considerando a superfície de ruptura como um plano, cuja inclinação é função da densidade relativa e do ângulo de atrito das areias. Sutherland *et al.*

(1982, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) verificaram que a superfície de ruptura apresenta uma inclinação (α) de $0,48.\phi'$, de $0,60.\phi'$ e de $0,65.\phi'$ para areias com ângulo de atrito (ϕ') de $33,5^\circ$, de $38,5^\circ$ e de 43° , respectivamente.

Matsuo (1967 e 1968, *apud* Murray e Geddes, 1987; Tagaya *et al.*, 1988; Kanakapura *et al.*, 1994; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) e Matsuo e Tagawa (1968; *apud* Kovacs *et al.*, 1975) adotaram um modelo de cone no qual consideraram a superfície de ruptura como sendo uma espiral logarítmica, terminando em uma reta, formando uma cunha invertida, próximo à superfície do terreno. O modelo (equação 2.32) desenvolvido pelos autores é válido para fundações rasas (embutimento menor que 5). A metodologia de Matsuo, posteriormente, foi adaptada também para fundações inclinadas por Katsumi e Nishihara (1978 e 1980, *apud* Tagaya *et al.*, 1988), que também passaram a considerar as tensões normais ao longo da superfície de ruptura, antes desprezadas pelas equações de Balla.

$$P = +\gamma.(D/2)^3.\kappa_1.(2.H/D)^{k_2} + c'.(D/2)^2.\kappa_3.(2.H/D)^{k_4} + W_f - \gamma.V_0 \quad (2.32)$$

onde: κ_1 , κ_2 , κ_3 e κ_4 = constantes (tabeladas) em função do ângulo de atrito do solo e embutimento

A metodologia criada na Universidade de Grenoble (Biarez e Barraud, 1968; *apud* Kovacs *et al.*, 1975 – Martin, 1966 e 1973; Martin e Cochard, 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008 e Garcia *et al.*, 2008) consiste numa modelagem empírica para fundações rasas e profundas. A metodologia tem como base os resultados de ensaios de laboratório e de campo, realizados em diversas configurações de fundações, tipos e condições de solo. Desta forma, a metodologia desenvolvida pelos autores pode ser utilizada para um vasto número de configurações. O modelo para fundações rasas baseia-se na resistência ao cisalhamento em uma superfície de ruptura que forma um ângulo (α) com a vertical, que pode ser negativo ou positivo (Figuras 2.8a e 2.8c). Para as fundações rasas, os autores desenvolveram diferentes equações (2.33 e 2.34), em função da inclinação das fundações em relação a horizontal (β). Para as fundações profundas, os autores desenvolveram duas metodologias: (a) uma para solos com ângulo de atrito inferior a 15° ($0^\circ < \phi' < 15^\circ$), que corresponde à soma da resistência do empuxo até uma altura de duas vezes a profundidade crítica e mais a resistência ao atrito acima daquela altura (Figura 2.8e); e (b) outra para solos com ângulo de superior a 15° ($\phi' > 15^\circ$) que é dependente

do tipo e da rigidez do fuste (Figura 2.8b), dada pela equação 2.35 (Biarez e Barraud, 1968; *apud* Kovacs *et al.*, 1975).

$$P = p_e \cdot \frac{D}{\cos(\beta)} [c' \cdot M_c + \gamma \cdot H \cdot (M_{\phi+\gamma}) + q_0 \cdot M_q] + \gamma \cdot A \cdot H + W_f \cdot \cos(\beta), \text{ para } \beta < 30^\circ \quad (2.33)$$

onde:

$M_c = M_{c0} \left[1 - \frac{1}{2} \cdot (\tan(\alpha)) \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right) \right]$; $M_{\phi+\gamma} = M_{\phi0+\gamma0} \left[1 - \frac{1}{3} \cdot (\tan(\alpha)) \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D} \right) \right]$;
 $M_q = M_{c0} \cdot (\tan(\phi') + \tan(\alpha)) \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot (\tan(\alpha)) \cdot \left(\frac{H}{p_e} \right) \right]$, sendo que os valores de M_{c0} e $M_{\phi0+\gamma0}$ são constantes, função do ângulo de atrito (ϕ') e ângulo da superfície de ruptura (α), podem ser obtidas em obtidas por meio de ábacos (Kovacs *et al.*, 1975) ou por equações (Pacheco *et al.*, 2008)

$$P = A \cdot (c \cdot N_c + 0,50 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\phi + q_0 \cdot N_q) + W_f \cdot \cos(\beta), \text{ para } \beta > 30^\circ \quad (2.34)$$

onde: N_c , N_ϕ e N_q são fatores de carga adimensionais dependentes do ângulo de atrito (ϕ') do solo e da inclinação (β), cujas equações podem ser encontradas em Pacheco *et al.* (2008)

$$P = A \cdot M_t \cdot (\gamma \cdot H \cdot \tan(\phi') + c'), \text{ para } \phi > 15^\circ \quad (2.35)$$

sendo: $M_t = \frac{12 \cdot \pi}{1 + 6 \tan(\phi') \cdot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right)} - 1,6$, para fundações circulares e $\frac{4 \cdot \pi}{1 + \frac{\pi}{2} \tan(\phi')}$,

para fundações quadradas a contínuas

Meyerhof e Adams (1968, *apud* Tagaya *et al.*, 1988; Krishna, 2000) propuseram um modelo semi-empírico para fundações contínuas que, posteriormente, foi adaptado para fundações retangulares e circulares. A partir de ensaios, os autores verificaram que a resistência à tração aumenta com o embutimento e que as superfícies de ruptura apresentaram distintas formas, no caso de areias densas. Já para argilas, ocorreu um complexo sistema de tensões de quebra, com desenvolvimento de significativa poro-pressão acima e abaixo das fundações. E por fim, para fundações profundas, as superfícies de ruptura foram semelhantes, tanto para areias, como para argilas (Krishna, 2000). As equações de Meyerhof e Adams (1968, *apud* Tagaya *et*

al., 1988; Krishna, 2000) são compostas por uma parcela de coesão e outra devido ao empuxo ao longo da superfície vertical, que é dependente do ângulo de atrito. As equações 2.36 e 2.37 são, respectivamente, para fundações contínuas rasas e profundas. Já as equações 2.38 e 2.39, são para fundações circulares e retangulares, respectivamente.

$$P = .2c' .H + \gamma .H^2 .k .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.36)$$

$$P = .2c' .H + \gamma .(2H_{cr} - H) .H .k .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.37)$$

$$P = (\pi .D) .c' .H + \frac{s}{2} (\pi .D) .H^2 .\gamma .k_u .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.38)$$

$$P = .2c' .H .(B + L) + \gamma .H^2 (2.s_u .B + L - B) .k_u .\tan(\phi') + (W_s + W_f) \quad (2.39)$$

onde: $k_u = 0,75$ a $1,00$ e $s =$ fator de forma, governado pelo empuxo em uma superfície convexa

Khadilkar *et al.* (1971, *apud* Murray e Geddes, 1987; Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) utilizaram a mesma metodologia adotada por Balla, porém a superfície de ruptura é formada por uma espiral logarítmica. No entanto, a resistência de atrito gerada ao longo da superfície de ruptura não foi considerada.

Meyerhof (1973 *apud* Velloso, 1987; Tagaya *et al.*, 1988) apresenta um modelo (equação 2.40) para determinação da capacidade de carga à tração, para fundações quadradas ou circulares, desenvolvido a partir da teoria da plasticidade. Velloso (1987) adaptou a equação proposta por Meyerhof para solos argilosos, onde inseriu um termo dependente da coesão do solo (equação 2.41).

$$P = \gamma .\frac{H^2}{2.D} .k_b .A + (W_s + W_f) .\cos(\beta) \quad (2.40)$$

$$P = \left(c' .\frac{H}{D} .k_c + \gamma .\frac{H^2}{2.D} .k_b \right) .A + (W_s + W_f) .\cos(\beta) \quad (2.41)$$

sendo: $k_b =$ constante dependente do ângulo de atrito (ϕ') e do ângulo de abertura do cone de ruptura (α), $k_c =$ constante com valor de 2, porém, na prática pode ser maior, devido a formação de fissuras de tração no solo

Vésic (1975, *apud* Tagaya *et al.*, 1988) cita que o comportamento de fundações profundas é similar ao comportamento dos tubulões quando submetidas à tração. O autor estabeleceu um modelo (equação 2.42) com base na teoria da plasticidade e da expansão da cavidade.

$$P = \left(\frac{2 - \sin(\phi')}{2} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\left(\frac{\pi - \phi'}{2} \right) \tan(\phi')} \right) \cdot \gamma \cdot A \cdot H + W_f \quad (2.42)$$

Das e Seeley (1977, *apud* Birch e Dickin, 1998) apresentaram uma equação alternativa para a metodologia apresentada por Meyerhof e Adams. Os autores ainda conduziram um trabalho em fundações inclinadas. Com este trabalho, os autores verificaram que a inclinação 45° de fundações rasas produziu um aumento de 45% na capacidade de carga à tração e uma inclinação entre 0° e 50° não produziu acréscimo de capacidade de carga para fundações profundas.

Clemence e Veesaert (1977, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999; Krishna, 2000) observaram que a superfície de ruptura geralmente é curva, mas se aproxima de uma superfície plana, com uma inclinação de 20° com a vertical, para areias densas com ângulo de atrito de 41°, podendo ser aproximado por $\phi'/2$. Já Bobbit e Clemence (1987, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) estabeleceram uma superfície na forma de um cone truncado invertido (com um ângulo, também, de $\phi'/2$ em relação à vertical) para estimar a capacidade de carga de fundações helicoidais. O modelo expresso por Clemence e Veesaert (1977, *apud* Krishna, 2000) é dado pela equação 2.43. Para o coeficiente de atrito em repouso (k), os autores citam que varia entre 0,6 e 1,5, podendo ser considerado um valor médio de 1,0.

$$P = \left(\frac{D \cdot H^2}{2} + \frac{H^3 \cdot \tan(\phi'/2)}{3} \right) \cdot \pi \cdot \gamma \cdot k \cdot \tan(\phi') \cdot \cos^2 \left(\frac{\phi'}{2} \right) + W_f + W_s \quad (2.43)$$

Andreadis *et al.* (1981) compararam seus resultados de ensaios de laboratório com diversos modelos teóricos. Os autores verificaram que os resultados teóricos distorcem muito dos resultados reais, devido às diferentes superfícies de ruptura, verificadas para os diferentes solos. Segundo os autores, a maioria dos modelos desenvolvidos até então são demasiadamente simplistas e, dificilmente, conseguem englobar todas as variantes da interação solo-estrutura.

Ovesen (1981, *apud* Tagaya *et al.*, 1988; Birch e Dickin, 1998) apresentou um modelo que possibilita estimar o comportamento de fundações em verdadeira grandeza, tendo como base os resultados de experimentos realizados em centrífuga. Este mesmo modelo possibilita corrigir o fator escala entre protótipo (modelo reduzido) para fundações reais. Para fundações rasas (embutimento menor que 3,5), Ovesen (1981, *apud* Birch e Dickin, 1998) ainda determinou a equação 2.44, que leva em consideração o efeito da forma da fundação.

$$P = \left[1 + (4.32 \cdot \tan(\phi') - 1.58) \cdot \left(\frac{H}{B_e} \right)^{1.5} \right] \cdot \gamma \cdot A \cdot H \quad (2.44)$$

onde: $B_e = 0,89 \cdot D$ (largura equivalente)

Segundo Rowe e Booker (1981) e Rowe e Davis (1982a, 1982b), diversos autores, entre os anos 40 e 80, definiram o comportamento tensão-deslocamento das fundações submetidas à tração, considerando o solo como um maciço homogêneo, isotrópico e com comportamento elástico. Conforme Rowe e Davis (1982b), muitos dos modelos desenvolvidos eram empíricos, muitas vezes, demasiadamente simplificados com base na suposição de uma superfície de ruptura. Além disso, não levavam em consideração a heterogeneidade (por exemplo, a variação do módulo de elasticidade - E - ao longo da profundidade), a anisotropia (Rowe e Booker, 1981), a rigidez da fundação, o estado inicial de tensões e a dilatância (Rowe e Davis, 1982b).

Rowe e Booker (1981) citam que um solo dificilmente apresenta um mesmo valor de módulo de elasticidade (E) ao longo da sua profundidade. Assim, os autores conduziram um trabalho teórico que considerou a anisotropia e a variação linear crescente do módulo de elasticidade com a profundidade. Consequentemente, mostraram os erros quando não são levadas em consideração a heterogeneidade e a anisotropia dos solos nos resultados dos ensaios à tração. Através das equações e ábacos desenvolvidos por Rowe e Booker (1981), é possível verificar que as deformações podem gerar erros superestimados da ordem de 40%, considerando o solo homogêneo, ou seja, solo com módulo de elasticidade constante, no caso de fundações rasas. Já as fundações profundas são pouco afetadas. Via de regra, para fundações com embutimento maior que 5,0, a heterogeneidade torna-se insignificante, com uma diferença percentual menor que 5%. O estudo apresentado pelos autores mostra que para solos homogêneos não há variação no deslocamento (menor que 11%) para valores de coeficiente de Poisson (ν) entre os valores de 0,0 e 0,5. Para fundações rasas e embutidas em solos muito heterogêneos, a

diferença pode chegar a 25% para uma variação do coeficiente de Poisson (ν) entre 0,0 e 0,5. Rowe e Booker (1981), em relação à anisotropia, verificaram que o deslocamento é maior quando $E_h < E_v$ e menor quando $E_h > E_v$. Os autores verificaram que a anisotropia não causa diferenças significativas nos deslocamentos, considerando o terreno anisotrópico e isotrópico, menores que 5% para terrenos não homogêneos e menores que 2% para terrenos homogêneos, sendo o mesmo nível de diferença verificado para diferentes embutimentos. Porém, Rowe e Booker (1981) verificaram que quando o módulo de cisalhamento independente (G_{vh}) é determinado a partir de parâmetros isotrópicos, as diferenças entre as deformações podem chegar a 16%. Como pode ser visto, a medição do módulo de cisalhamento independente (G_{vh}) é importante, sendo que sua dedução a partir de parâmetros isotrópicos pode gerar erros na previsão do deslocamento. A equação 2.45, de Rowe e Booker (1981), por exemplo, apresenta uma tentativa de representação da curva de carga pelo deslocamento, pela teoria da elasticidade, considerando uma variação linear do módulo de elasticidade com a profundidade. Neste caso, para determinar a carga de ruptura é necessário conhecer o deslocamento máximo da fundação.

$$P_{\Delta z} = \frac{B \cdot \Delta z \cdot E_0}{c_\infty} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{E_i / E_0}{M_{hD} \cdot R_N \cdot R_a} \quad (2.45)$$

onde: $P_{\Delta z}$ = corresponde à carga necessária para produzir um deslocamento Δz da fundação, c_∞ = fator de deslocamento em um semi-infinito isotrópico homogêneo, determinado a partir do coeficiente de Poisson (ν) e do formato da fundação, M_{hD} = constante (ábaco) que leva em consideração a espessura da camada na qual a fundação esta embutida, R_N = constante (ábaco) em função da relação E_i / E_0 e do embutimento, R_a = constante (Tabelado), que leva em consideração a anisotropia do solo. Os ábacos e as Tabelas dos valores das constantes M_{hD} , R_N e R_a podem ser obtidos em Rowe e Booker (1981)

Para solos coesivos e não coesivos, Rowe e Davis (1982b) desenvolveram modelos teóricos para a determinação da capacidade de carga de fundações submetidas à tração, em ambos os tipos de solo, a partir do método de elementos finitos (equação 2.46).

$$P = (c \cdot F'_c + \gamma \cdot H \cdot F'_\gamma) \cdot A \quad (2.46)$$

$$F'_\gamma = F_\gamma \cdot R_\psi \cdot R_R \cdot R_\kappa \quad (2.47)$$

$$F'_c = c' \cdot F_c + q_0 / c' \quad (2.48)$$

sendo: F_γ = fator de carga em função do ângulo de atrito e embutimento; R_ψ , R_R e R_κ = constantes (ábacos) que levam em consideração, respectivamente, a dilatância, a rugosidade da fundação e as tensões iniciais (ver em Rowe e Davis, 1982b); F_c = fator de carga em função do ângulo de atrito e embutimento (ver em Rowe e Davis, 1982a e 1982b)

Vermeer e Sutjiadi (1985, *apud* Birch e Dickin, 1998; Krishna, 2000), da mesma forma que Rowe e Davis (1982a,1982b), utilizaram o método de elementos finitos, considerando o material tendo um comportamento elasto-plástico para validar sua metodologia do estado limite, baseado na ruptura de um tronco de pirâmide invertido, tendo a superfície de ruptura um ângulo máximo igual a duas vezes a dilatância do material ($2 \cdot \psi$). A equação 2.49 foi obtida pelos autores para a determinação da capacidade de carga.

$$P = \left[1 + \left(\frac{H}{B} \right) \cdot \tan(\phi') \cdot \cos(\phi_{cv}) \right] \cdot A \cdot H \cdot \gamma \quad (2.49)$$

onde: ϕ_{cv} = ângulo de atrito do solo no estado crítico

Chattopadhyay e Pise (1986, *apud* Ilamparuthi e Muthukrishnaiah, 1999) propuseram um modelo teórico para a determinação da capacidade de carga de fundações horizontais rasas e profundas, submetidas à tração, embutidas em areia, assumindo uma equação exponencial para a superfície de ruptura, de modo a satisfazer as condições de contorno estabelecidas por Balla em 1961.

Murray e Geddes (1987), a partir da análise do equilíbrio limite e do equilíbrio de forças, definiram equações para o cálculo da capacidade de carga para as fundações contínuas (equação 2.50), circulares (equação 2.51) e retangulares (equação 2.52). Para as equações, definidas pelos autores, a partir do equilíbrio de forças, a resistência à tração é formada por duas partes: (a) peso do solo entre a superfície de ruptura e a base da fundação; e (b) pela resistência vertical ao atrito. Para o equilíbrio limite, os autores definiram uma superfície de ruptura linear, como se fosse um tronco de cone e, a partir da teoria da plasticidade, definiram as equações. Os autores ainda compararam os resultados experimentais com diversos outros

modelos. Para as fundações contínuas, o modelo de Vésic subestimou os resultados para a areia densa, mas para a areia média os resultados foram satisfatórios; o modelo de Meyerhof e Adams apresentou resultados satisfatórios para ambas as areias para as fundações lisas, apresentando resultados subestimados para as fundações rugosas; já as equações com base no equilíbrio de forças (Murray e Geddes, 1987) apresentaram resultados excelentes em areais densas e em fundações lisas, mas superestimaram os resultados para areia média; a utilização do modelo de Rowe e Davis (1982b) apresentou resultados satisfatórios para a areia densa, considerando uma dilatância (ψ) de 22° e para a areia média, considerando uma dilatância (ψ) de 0° , sendo todos os ensaios realizados com placas lisas. Para fundações circulares, o modelo de Murray e Geddes (1987), com base no equilíbrio de forças, apresentou resultados excelentes para as areias densas e superestimados para as areias médias; já o modelo de Murray e Geddes (1987), com base no equilíbrio limite, apresentou resultados superestimados para ambas as areias; por sua vez o modelo de Meyerhof e Adams apresentou resultados bons para a areia densa e superestimados para a areia média; os modelos de Sutherland e Balla – ambos insensíveis à variação do ângulo de atrito – subestimaram os resultados das areias densas e superestimaram os resultados das areias médias. Para fundações quadradas, as equações de equilíbrio limite dos autores mostraram-se superestimadas, porém os resultados foram melhores que os do modelo de Meyerhof e Adams.

$$P = \left[1 + \frac{H}{B} \tan(\phi') \right] B.H.\gamma, \text{ para fundações contínuas} \quad (2.50)$$

$$P = \left[1 + 2 \cdot \frac{H}{D} \cdot \left(\sin(\phi') + \sin\left(\frac{\phi'}{2}\right) \right) \cdot \left(1 + \frac{2.H}{3.D} \cdot \tan\left(\frac{\phi'}{2}\right) \cdot (2 - \sin(\phi')) \right) \right] A.H.\gamma, \text{ para} \quad (2.51)$$

fundações circulares

$$P = \left[1 + \frac{H}{D} \cdot \tan(\phi') \cdot \left(1 + \frac{B}{L} + \frac{\pi.H}{3.L} \cdot \tan(\phi') \right) \right] A.H.\gamma, \text{ para fundações retangulares} \quad (2.52)$$

Conforme Tagaya *et al.* (1988), a estimativa do fator de ruptura à tração (N), dos ensaios realizados pelos autores para os diferentes modelos, para as fundações rasas e profundas, independente da disposição da fundação no terreno (horizontal a 60° de inclinação), apresentou os seguintes resultados: (a) os modelos de Vésic (1971, *apud* Tagaya *et al.*, 1988), Meyerhof (1973, *apud* Velloso, 1987 e Tagaya *et al.*, 1988), Matsuo (1967 e 1968, *apud* Murray e Geddes, 1987 e Tagaya *et al.*, 1988), Ovesen (1981, *apud* Tagaya *et al.*, 1988)

apresentaram resultados superestimados para os resultados experimentais realizados em centrífuga; e (b) verificaram pouca diferença entre as estimativas pela metodologia de Tagaya *et al.* (1988) e os modelos desenvolvidos por Vésic (1971, *apud* Tagaya *et al.*, 1988), Meyerhof (1973, *apud* Velloso, 1987 e Tagaya *et al.*, 1988).

Conforme citado por Trautmann e Kulhawy (1988), o dimensionamento de fundações é composto por duas partes. Primeiramente, é verificado se a carga a ser aplicada é suportada pelo solo. Num segundo momento, verifica-se a deformação da fundação é compatível com os limites de deformação da estrutura. Trautmann e Kulhawy (1988) citam que a carga de ruptura para projeto de fundações rasas (embutimento - H/D - menor que 3,0), de torres de transmissão pode ser obtida pela metodologia apresentada pelos autores. Nesta metodologia, os autores citam que a carga de ruptura é formada por três parcelas: (a) resistência a cisalhamento lateral; (b) resistência ao cisalhamento da base; e (c) peso da fundação mais o peso do solo; para solos granulares, a parcela referente à resistência ao cisalhamento da base pode ser desprezada, pois não há aderência, tampouco existe sucção a vácuo. Quanto às deformações, Trautmann e Kulhawy (1988) desenvolveram um modelo empírico para determinação da curva carga-deformação de sapatas/placas, submetidas à tração. Os autores utilizaram resultados de diversas curvas carga-deformação, de trabalhos publicados ou não, de diversos tipos de fundação, tamanhos, profundidades de assentamento, assentadas em diferentes tipos de solo e sujeitos aos mais variados tipos de carregamento. Ao todo, os autores utilizaram 75 resultados de ensaios, divididos em dois grupos: (a) tipo de solos - 45 em solo granular e 30 em solo coesivo; e (b) tipo de fundação - 40 na forma de grelha e 35 na forma de placa de aço ou sapata de concreto - executados em 17 locais distintos, realizados em diversos países. Através da compilação dos dados e do tratamento estatístico (com 95% de confiança), obtiveram uma equação normalizada ($P_{\Delta z} / P - \Delta z / D$), a partir da qual é possível determinar a deformação a qualquer nível de carga, conhecendo o tamanho da fundação e a carga de ruptura à tração (equação 2.53).

$$\frac{\Delta z}{D} = \frac{0,013 \cdot P_{\Delta z} / P}{1 - 0,67 \cdot P_{\Delta z} / P} \quad (2.53)$$

Frydman e Shaham (1989, *apud* Krishna, 2000) propuseram um modelo semi-empírico para areias densas (equação 2.54) e fofas (equação 2.55), a partir de uma série de ensaios de laboratório em uma fundação retangular.

$$P = \left(1 + \frac{H}{B} \cdot \tan(\phi')\right) \left[1 + \frac{B/L - 0,15}{0,85} \cdot \left(0,51 + 0,235 \cdot \log\left(\frac{H}{B}\right)\right)\right] \cdot A \cdot H \cdot \gamma \quad (2.54)$$

$$P = \left(1 + \frac{H}{B} \cdot \tan(\phi')\right) \left(1 + \frac{B/L - 0,15}{1,70}\right) \cdot A \cdot H \cdot \gamma \quad (2.55)$$

Andersen *et al.* (1991) estimaram a capacidade de carga dos ensaios realizados à sucção à vácuo por meio do método do equilíbrio limite, utilizando os resultados da resistência ao cisalhamento obtido pelos ensaios de cisalhamento direto, triaxiais não drenados à compressão, à tração e cíclico. Conforme os autores, as estimativas de capacidade de carga apresentaram resultados excelentes, apesar de certas incertezas, tais como: (a) a tensão de ruptura nos ensaios de laboratório foram consideradas para uma deformação de 15%, sendo que em campo, a ruptura ocorre antes; (b) no ensaio estático, a carga aplicada de forma inclinada faz com que a fundação sofra deslocamento horizontal e de rotação, desta forma, apesar da força ter sido aplicada a 10°, para efeitos de estimativa, foi considerada uma inclinação de 7,5°; e (c) na estimativa não são consideradas as fissuras, apesar de terem aparecido nos experimentos. Andersen *et al.* (1991) ainda estimaram as deformações. Para a determinação das deformações verticais, horizontais e de rotação, os autores utilizaram o método de elementos finitos. Para o caso estático, conforme os autores, os resultados das estimativas foram excelentes, até 75% da carga de ruptura, sendo que após, a estimativa se mostrou superestimada para as deformações e para a rotação. Para os casos cíclicos, nos ensaios em que a carga foi aplicada no centro da fundação, as deformações e a rotação ficaram dentro dos limites máximo e mínimo estimados, porém, para os casos onde a carga foi aplicada de forma excêntrica, as estimativas foram superestimadas, em relação ao verificado pelos experimentos.

Kanakapura *et al.* (1994) apresentaram uma metodologia (equação 2.56) para a determinação da capacidade de carga de fundações contínuas rasas sujeitas a esforços de tração para qualquer tipo de solo ($c' \neq 0$ e/ou $\phi' \neq 0$). Os autores citam que a metodologia desenvolvida à tração é similar a metodologia introduzida por Terzaghi (1943, *apud* Simons e Menzies, 1977; Cintra *et al.*, 2003; Velloso e Lopes, 2004) para fundações submetidas à compressão. Da mesma forma, como mostrado por Terzaghi e Peck (1967, *apud* Simons e Menzies, 1977; Cintra *et al.*, 2003; Velloso e Lopes, 2004), que apresentaram ábacos para os fatores de capacidade de carga à compressão, Kanakapura *et al.* (1994) apresentaram ábacos para a

determinação dos fatores de capacidade de carga à tração. Os autores verificaram que a metodologia está apta para prever, com boa aproximação, a capacidade de carga em argila, em areias fofas e em areias de média compactidade, porém apresenta resultados superestimados para as areias densas.

$$P = c'.F_c.B + q_0.F_q.B + \frac{1}{2}.\gamma.F_\gamma.B^2 + W_s + W_f \quad (2.56)$$

onde: F_c , F_q e F_γ = fatores de carga que levam em consideração a coesão, a sobrecarga e o peso do solo, que podem ser obtidos pelos ábacos disponibilizados por Kanakapura *et al.* (1994)

Ghaly e Hanna (1994) desenvolveram um modelo teórico para determinar o comportamento de fundações-parafuso rasas, intermediárias e profundas, embutidas em areias com base no método do equilíbrio limite. Os autores citam que, a partir de trabalhos anteriores, verificaram que a superfície de ruptura, tanto para fundações rasas, como para fundações profundas, segue uma função espiral logarítmica. Para fundações rasas (equação 2.57), Ghaly e Hanna (1994) citam que a capacidade de carga, pelo seu modelo, é composta por dois componentes: (a) o peso do solo (entre superfície de ruptura, base da fundação e superfície do terreno); e (b) a resistência ao cisalhamento vertical junto à superfície de ruptura, que depende de um fator de cisalhamento que pode ser obtido através de um ábaco formatado pelos autores, que por sua vez é dependente do ângulo de atrito ($30^\circ < \phi' < 46^\circ$) e do embutimento ($2 < H/D < 10$). Para fundações profundas (equação 2.58), Ghaly e Hanna (1994) citam que a capacidade de carga pelo seu modelo é composta por três componentes: (a) peso do solo dentro da superfície de ruptura (na forma de um bulbo no entorno da fundação); (b) incremento de tensão, que atua na face superior do bulbo formado pela superfície de ruptura; e (c) resistência ao cisalhamento vertical junto à superfície de ruptura, que depende de um fator de cisalhamento que pode ser obtido através de um ábaco formatado pelos autores que por sua vez é dependente do ângulo de atrito ($30^\circ < \phi' < 46^\circ$) e do embutimento ($8 < H/D < 16$). Ghaly e Hanna (1994) salientam que a mudança de comportamento entre uma fundação rasa e uma fundação profunda não ocorre repentinamente, pois existe uma fase de transição. Os autores ainda citam que o embutimento crítico (H_{cr}/D) para areias com compactidade densa, média e fofa é de 14, 10 e 8, respectivamente, porém na prática a mudança de comportamento já ocorre em 11, 9 e 7, respectivamente. Assim, para o comportamento intermediário, Ghaly e Hanna (1994) estabeleceram um modelo misto que leva em consideração parcialmente as equações da

fundação rasa e da profunda. Ghaly e Hanna (1994) compararam os resultados experimentais realizados por diversos autores (Radhakrishna, 1976; Mitsch e Clemence, 1985 e Kluym *et al.*, 1986; *apud* Ghaly e Hanna, 1994) em areias com ângulos de atrito variando entre 35° e 46°, com os resultados estimados pelo modelo desenvolvido e verificaram diferenças entre 5% e 37%.

$$P = (FF_{ss} + FW_{ss}) \cdot \gamma \cdot H^3, \text{ para fundações rasas} \quad (2.57)$$

$$P = (FW_{ds} + F_{ds}) \cdot \gamma \cdot H^3 + P_{ds}, \text{ para fundações profundas} \quad (2.58)$$

$$P_{ds} = \gamma \cdot \pi \cdot \left\{ \left[\frac{h}{\alpha \cdot \cos(\phi') + \beta \cdot \cos\left(\frac{3 \cdot \pi}{4} + \frac{3 \cdot \phi'}{2}\right)} \right] \left[e^{\frac{\pi}{2} \cdot \tan(\phi)} \cdot \cos(\phi') + \beta \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \phi'}{2} - \frac{\pi}{4}\right) \right]^2 \cdot (H - h) \right\}^2$$

sendo: FF_{ss} e FW_{ss} = fatores de carga em função do ângulo de atrito do solo e do embutimento, que podem ser obtidos pelos ábacos disponibilizados por Ghaly e Hanna (1994); FW_{ds} e F_{ds} = fatores de carga em função do ângulo de atrito do solo e do embutimento, que podem ser obtidos pelos ábacos disponibilizados por Ghaly e Hanna (1994); $h = 6 \cdot B$ para $\frac{\pi}{12} \leq \phi' < 17 \cdot \frac{\pi}{180}$, $5 \cdot B$ para $\frac{\pi}{9} \leq \phi' < 23 \cdot \frac{\pi}{180}$ e $4 \cdot B$ para $\frac{\pi}{9} \leq \phi' < 23 \cdot \frac{\pi}{180}$

Birch e Dickin (1998) compararam seus resultados numéricos com a estimativa do fator de carga à tração (N), utilizando diversos métodos criados por diferentes autores, verificando que: (a) os modelos de Meyerhof e Adams e de Murray e Geddes foram conservadores em cerca de 30%; (b) os modelos de Mors e de Rowe e Davis apresentaram valores subestimados em mais de 20%; (c) os modelos de Ovesen e de Vermeer e Sutjiadi apresentaram valores com uma diferença dentro dos 20%, o que, conforme Birch e Dickin (1998) era o esperado, pois o primeiro foi desenvolvido a partir de resultados experimentais de centrífuga e o segundo foi baseado no método de elementos finitos; e (d) o método de Balla apresentou o melhor desempenho com uma diferença de apenas 3% entre a previsão e os resultados obtidos da análise numérica realizada por Birch e Dickin (1998).

Manjunath (1998, *apud* Krishna, 2000) considerou a superfície de ruptura como sendo um complexo arco espiral. A equação desenvolvida, pelo autor, utiliza os mesmos fatores de carga (F'_c , F'_q e F'_γ , dependentes, respectivamente, da coesão, da sobrecarga e do peso do solo) adotados no modelo de Rankine para fundações rasas submetidas à compressão. A equação 2.59 expressa o modelo para uma fundação contínua.

$$P = L.(c'.F'_c + q_0.F'_q + 0,5.\gamma.F'_\gamma + \gamma.H) \quad (2.59)$$

Rameshbabu (1998, *apud* Krishna, 2000) realizou uma série de ensaios de arrancamento em laboratório, utilizando fundações rasas de diversos formatos, em uma areia com compactidade média e densa, sendo alguns na condição submersa. O autor, a partir dos seus resultados, bem como de um banco de dados experimentais realizados por outros autores, desenvolveu equações para a determinação da capacidade de carga para fundações contínuas (equação 2.60) e quadradas/circulares (equação 2.61).

$$P = 3,24.(D^2 / A)^{0,34} .A.H.\gamma.\tan(\phi') \quad (2.60)$$

$$P = 3,74.(D^2 / A)^{0,31} .A.H.\gamma.\tan(\phi') \quad (2.61)$$

A capacidade de carga em argilas não drenadas, comumente, é expressa pela equação 2.62 (Rowe e Davis, 1982a), quando se trata de fundações retangulares ou circulares. Já para fundações contínuas, a capacidade de carga é em termos da carga de ruptura linear (equação 2.63 (Rowe e Davis, 1982a; Merifield *et al.*, 2001; Thorne *et al.*, 2004).

$$p_u = \frac{P_u}{A} = (c_u N_{co} + \gamma.H) = s_u .N_c \quad (2.62)$$

$$p_{ul} = \frac{P_u}{B} = (s_u N_{coL} + \gamma.H) = s_u .N_{cL} \quad (2.63)$$

Rowe e Davis (1982a) apresentaram um trabalho no qual avaliaram o comportamento, por elementos finitos, de fundações assentes em argilas, na condição: não drenada, homogênea e isotrópica. Os autores avaliaram a condição de descolamento imediato (não atuam forças como de sucção e de aderência) e o não descolamento da fundação; o efeito do formato e da

espessura da fundação; além do efeito da rugosidade. Em relação ao efeito do formato da fundação, os autores verificaram que a capacidade de carga para fundações circulares corresponde a metade da carga das fundações contínuas, porém, quanto maior o embutimento, menor é esta diferença, tanto que, para as fundações com embutimento maior que 4, o formato da fundação não tem influência.

Gunn (1980, *apud* Merifield *et al.*, 2001), por meio da análise de elementos finitos, obteve uma solução analítica para a determinação do fator de capacidade de carga linear, de fundações contínuas para argilas não drenadas (N_{cl}) (equação 2.64). Já Yu (2000, *apud* Merifield *et al.* 2001) adaptou o modelo da expansão da cavidade para argilas não saturadas, assumindo que a capacidade de carga é alcançada tão logo que a zona de plastificação do solo alcance a superfície do terreno, para a qual é possível determinar o fator de capacidade carga linear para argilas não drenadas (N_{cl}) por meio da equação 2.65.

$$N_{cl} = \frac{p_{ul} - \gamma \cdot H}{s_u} = 2 \cdot \ln(2 \cdot H / D) \quad (2.64)$$

$$N_{cl} = \frac{p_{ul} - \gamma \cdot H}{s_u} = 2 \cdot \ln(2 \cdot H / D) + 1 \quad (2.65)$$

Merifield *et al.* (2001), a partir da análise limite com a utilização da modelagem por elementos finitos, obtiveram novas equações (2.66 e 2.67) para a determinação do fator de capacidade de carga para argilas não drenadas (N_{cl}), que apresentaram erros da ordem de 5% para fundações profundas e de 2,5% para fundações rasas (embutimento menor que 5), em relação aos resultados experimentais.

$$N_{cl} = \frac{p_{ul} - \gamma \cdot H}{c_u} = 2,56 \cdot \ln(2 \cdot H / D), \text{ limite inferior} \quad (2.66)$$

$$N_{cl} = \frac{p_{ul} - \gamma \cdot H}{c_u} = 2,26 \cdot \ln(2 \cdot H / D), \text{ limite superior} \quad (2.67)$$

Thorne *et al.* (2004), também através de elementos finitos, estimaram a carga de ruptura em fundações contínuas submetidas à tração, assentes em terrenos argilosos e carregadas rapidamente. Os autores verificaram que o comportamento das fundações assentes em argilas não drenadas é governado pelos parâmetros adimensionalizados, que são função do

embutimento (H/D), do sobrepeso do solo, da resistência ao cisalhamento do solo ($\gamma.H/s_u$) e da tensão de cavitação do líquido no qual a fundação está imerso (u_c/s_u). Para fundações profundas, a capacidade de carga passa a ser regida somente pela tensão de cisalhamento do solo.

Pacheco *et al.* (2008) citam que em fundações submetidas à tração, as deformações cisalhantes comandam os deslocamentos; já nas fundações submetidas à compressão os recalques são comandados pelas deformações volumétricas. Desta forma, uma mesma tensão num mesmo solo, produz menores deslocamentos à tração do que recalques à compressão. Assim, para o dimensionamento das fundações à tração somente são consideradas as equações de equilíbrio limite de tensões, enquanto que nas fundações à compressão, além do equilíbrio limite de tensões, são levados em consideração os limites de recalques.

CIGRE (2008) apresenta um trabalho cujo principal objetivo é definir um modelo probabilístico de calibração de fatores de capacidade de carga de modelos teóricos, tendo como base alguns resultados de provas de carga de verdadeira grandeza.

Como pode ser visto, nesta seção foram apresentadas diversas metodologias para previsão do comportamento (carga, tensão ou fator de carga à ruptura) das fundações submetidas à esforços de tração, desenvolvidos desde os anos 1950. A maior parte dos modelos foi desenvolvida para areias com distintas compacidades, havendo também modelos para solos coesivos e argilas não drenadas. Assim, considerando a existência de diversos modelos, há a necessidade de verificação da precisão das estimativas das cargas de ruptura destes. Para tanto, uma vez realizadas as provas de carga proposta para este trabalho, com areia cimentada ou não, efetuou-se a aplicação de todos os métodos aqui apresentados, para verificar a eficiência de cada um deles.

2.2.4 Ensaios de Laboratório e de Campo Submetidos à Tração

Os ensaios à tração, basicamente, podem ser separados em duas categorias: (a) campo; e (b) laboratório. Os ensaios de campo, geralmente, são realizados com fundações de verdadeira grandeza ou nas próprias fundações, onde são simuladas as condições dos solos e o tamanho das fundações reais aos que serão implantadas. Já os ensaios de laboratório são realizados em protótipos de tamanho reduzido, sendo divididos em dois subgrupos: (b1) centrífuga e (b2) câmaras ou caixas. Nestas, não se controlam as tensões (o sobrepeso ou empuxo do solo), pois

há somente a atuação da gravidade natural (g); enquanto nas centrífugas, as tensões atuantes no solo são controladas pela aceleração centrífuga ($n.g$).

Na engenharia, frequentemente, simulações em modelos reduzidos são utilizadas em conjunto com as análises teóricas devido à natureza complexa da estrutura real. Os modelos reduzidos também são preferidos devido aos custos, riscos e dificuldades dos ensaios na estrutura real. Quando se ensaia modelos reduzidos, além das relações escalares dimensionais, deve-se adaptar as leis comportamentais que atuam sobre a estrutura real (Atkinson, 1993). Por exemplo, no caso da mecânica dos solos, o comportamento dos solos é comandado pelas tensões efetivas e por este motivo, estas tensões devem ser mantidas nos modelos reduzidos. A Figura 2.12a representa o estado de tensões ($\sigma_p = g \cdot \rho \cdot z_p$) em uma determinada profundidade (z_p) no interior de uma massa de solo (ρ). Já a Figura 2.12b representa este mesmo solo sendo ensaiado em centrífuga, a uma profundidade z_m , que neste caso, é menor em um fator escalar (n) em relação a profundidade no interior da massa do solo $\left(z_m = \frac{z_p}{n} \right)$.

Desta forma, para manter a mesma tensão entre o protótipo e o modelo reduzido ($\sigma_m = \sigma_p$), o modelo reduzido deve ser acelerado a $n.g$, como previsto pela equação 2.68.

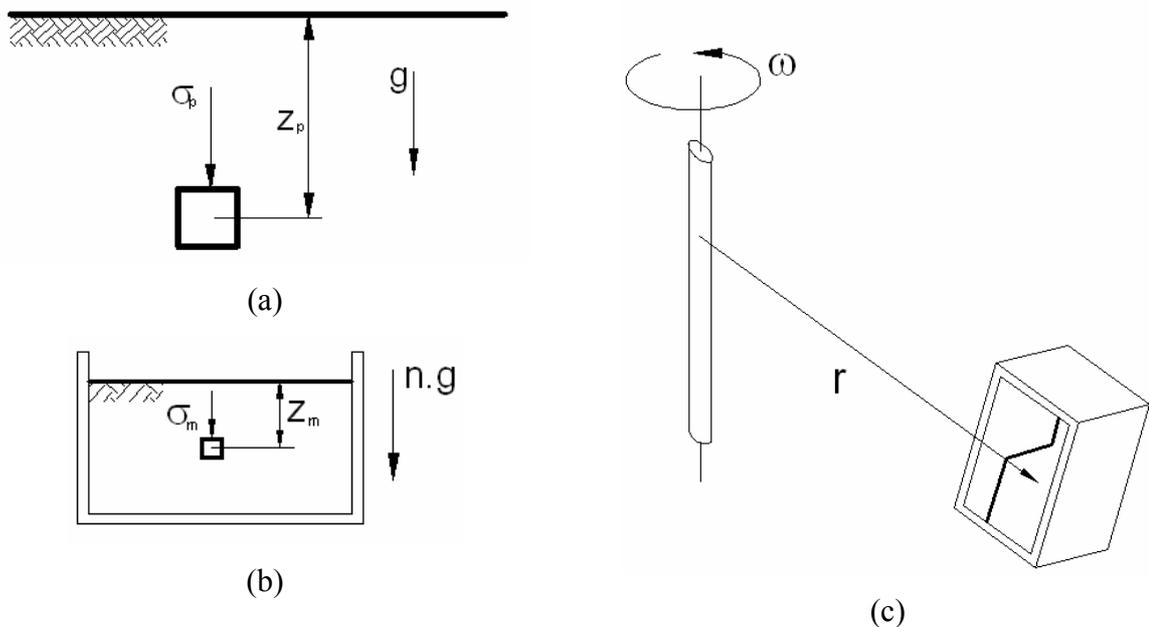


Figura 2.12: representação: (a) do protótipo; (b) do modelo reduzido; e (c) da centrífuga (Atkinson, 1993)

$$\sigma_m = \sigma_p \rightarrow a \cdot \rho \cdot z_m = g \cdot \rho \cdot z_p \rightarrow a \cdot z_m = g \cdot z_p \rightarrow a \cdot \frac{z_p}{n} = g \cdot z_p \rightarrow a = n \cdot g \quad (2.68)$$

Conforme apresentado por Atkinson (1993), um equipamento de centrifuga geotécnica pode ser representado pelo croqui da Figura 2.12c. Segundo o autor, no equipamento de centrífuga, um motor gira a uma velocidade angular constante (ϖ) em torno de um eixo vertical, o qual impulsiona um braço com comprimento r , projetando o modelo reduzido para a posição horizontal, o qual produz a aceleração centrífuga ($a = n \cdot g = \varpi^2 r$). O uso deste equipamento de centrífuga para ensaios de fundações submetidas à tração já foi utilizado por diversos autores, como será mostrado a seguir sem ater aos resultados.

Murray e Geddes (1987) citam que os ensaios de laboratório, não centrifugados, não são totalmente adequados para as fundações reais de verdadeira grandeza. No entanto, a partir dos ensaios de laboratório, a medição de diferentes parâmetros se torna mais fácil, pois sua medição precisa em campo nem sempre é possível. Com ensaios de laboratório pode-se inferir o comportamento das fundações em campo e, a partir do adequado tratamento numérico, pode-se estimar o comportamento em campo.

Conforme citado por Krishna (2000), entre outros pesquisadores, ensaios realizados em modelos reduzidos nem sempre podem ser extrapolados de forma satisfatória, para as fundações com verdadeiras grandezas, pois as fundações submetidas à tração não são proporcionais ao tamanho da fundação. O autor cita ainda que o deslocamento na ruptura e as curvas de carga *vs* recalque apresentam padrões diferenciados entre fundações de pequenas e grandes dimensões.

Tendo como base estas considerações, nesta seção são compilados alguns exemplos de ensaios de arrancamento realizados por diversos autores ao longo das últimas décadas.

Kananyan (1966, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) realizaram um total de 30 ensaios de arrancamento com placas nos diâmetros de 0,40 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m e 1,20 m assentes a uma profundidade de 1,00 m. Dos 30 ensaios, 17 foram realizados com as placas horizontais e 13 inclinadas. Os ensaios foram realizados em areia aluvial fina com peso específico uniforme de 18,4 kN/m³. Através dos ensaios, o autor verificou o formato e o mecanismo relacionando à superfície de ruptura.

Andreadis *et al.* (1981) realizaram ensaios de arrancamento em um tanque de metal (diâmetro de 2,44 m e profundidade de 1,22 m), preenchido com areia fofa à média compactidade, homogênea e saturada, com a utilização de ancoragem de diversas formas – placas, cilindros e cones, com diâmetros variando entre 50 e 140 mm. Os autores pretendiam verificar a influência da forma do sistema de ancoragem e sua configuração. Os autores observaram que, apesar do fator de ruptura à tração (N) aumentar consideravelmente para diâmetros menores de 50 mm, o fator escala reduz com o aumento do diâmetro da fundação, até não variar para diâmetros acima de 50 mm. Ressalta-se, os cuidados em comparar modelos reduzidos de pequenas dimensões com protótipos e/ou fundações de tamanho médio a grande.

Murray e Geddes (1987) realizaram diversos ensaios de arrancamento em laboratório em areias médias e densas. Para os ensaios, foram utilizadas placas retangulares variando entre 1:1 e 1:10 (largura:comprimento), sendo a largura de 50,8 mm e placas circulares com diâmetros entre 50,8mm e 88,9 mm. Alguns ensaios foram realizados com placas lisas e outros com placas rugosas.

Tagaya *et al.* (1988) realizaram ensaios em centrifuga, nos quais variaram os parâmetros geométricos, a profundidade de assentamento (rasa e profunda), a forma da fundação (circular e retangular - relação entre largura e comprimento 1:2 e 1,5:100) e a posição da placa (horizontal ou inclinada a 45°). Os resultados experimentais foram comparados com a modelagem de elementos finitos desenvolvida pelos autores.

Dyvik *et al.* (1991) e Andersen *et al.* (1991) apresentaram um trabalho experimental, desenvolvido pelo Instituto Norueguês de Geotecnia, que foi contratado pela companhia petrolífera norueguesa *Saga Petroleum A.S.* para verificar e projetar as fundações de plataformas de petróleo a serem instaladas no campo de Snorre, localizado no Mar Norte. Segundo apresentado por Dyvik *et al.* (1991), o local da instalação das plataformas possuía uma profundidade de 310 m. As fundações foram constituídas por quatro grupos, sendo que cada grupo de fundação foi formado por três cilindros abertos na base e fechados no topo. Cada cilindro de 700 m² e deveria ser cravado a 13m em argila mole. Os autores sugeriram a realização de ensaios em modelo reduzido (diâmetro externo de 91,4 cm, cravados a uma profundidade de 82 cm), em campo experimental de argila, que apresentasse condições similares ao leito marinho, uma vez que os modelos para argilas até então desenvolvidos (Goodan, 1961; Wang *et al.*, 1977 e Fuglasang e Stensen-Back, 1991; *apud* Andersen *et al.*, 1991) não conseguiram descrever o real comportamento das fundações a serem executadas no

campo de Snorre. O objetivo dos ensaios não era a extrapolação dos resultados para verdadeira grandeza, mas sim a comparação dos resultados experimentais com modelos analíticos e a validação desses para o projeto das fundações em verdadeira grandeza. Foram realizados quatro ensaios, um estático e três cíclicos, sendo um com cargas excêntricas, com esforços foram aplicados com 10° de inclinação com a vertical, no baricentro do grupo de cilindros e de forma excêntrica. A cravação dos cilindros foi lenta (duas horas) com o topo aberto, sendo que, após a cravação, o topo foi vedado.

Dickin e King (1997) realizaram ensaios em centrífuga, mantendo a proporcionalidade entre a fundação modelada por elementos finitos (altura de 1 m) e o protótipo da fundação ensaiada (altura de 25 mm e aceleração de 40. *g*), de modo a comparar os resultados. Os autores verificaram que o embutimento crítico variou entre 7 e 9, para as compacidades fofa, média e densa. Os autores verificaram que a modelagem, para ambos os modelos de material (modelo elástico e elasto-plástico de Lade) e ambos os ensaios (triaxial e compressão a deformações planas) para definição dos parâmetros geotécnicos, apresentaram resultados de fator de carga à tração (*N*) superiores aos experimentais.

Birch e Dickin (1998) realizaram ensaios em centrífuga, de modo a comparar os resultados experimentais com as análises numéricas, mantendo a proporcionalidade nos ensaios (diâmetros da fundação de 75 mm e 50 mm, para uma aceleração da câmara de 53,33 *g* e 80 *g*). As fundações simuladas na modelagem numérica possuíam uma largura de base quadrada de 4,0 m.

Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) conduziram um trabalho experimental bidimensional em laboratório, com o objetivo de explicar a forma e o tamanho das superfícies de ruptura em função do embutimento, densidade e estado - seco e imerso - da areia estudada, como já discutido anteriormente. Os ensaios foram realizados em uma caixa de areia com dimensões de 1,0 m x 0,5 m x 1,2 m, em aço sendo uma das faces laterais composta por uma placa transparente, de modo a visualizar as superfícies de ruptura. Como fundações, foram utilizadas duas meias placas retas de aço com diâmetro de 100 mm e 150 mm e outras duas meias placas côncavas (no formato de guarda-chuva) com mesmo diâmetro. As faces cortadas das fundações foram assentadas junto à parede transparente, de modo a visualizar a movimentação do solo ao longo dos ensaios, sendo, as camadas de areia intercaladas por finas camadas de grãos escuros para facilitar a identificação das deformações. A areia foi ensaiada em três compacidades: (a) fofa – peso específico de 15,5 kN/m³ e ângulo de atrito de 33,5°;

(b) média – peso específico de $16,5 \text{ kN/m}^3$ e ângulo de atrito de $38,5^\circ$; e (c) densa – peso específico de $17,0 \text{ kN/m}^3$ e ângulo de atrito de $43,0^\circ$. Além do estado seco, os ensaios foram conduzidos no estado imerso em água, nos quais antes da execução do arrancamento uma coluna de água de 300 mm aplicava pressão à superfície da areia, por no mínimo 5 horas.

Dickin e Laman (2007) realizaram um estudo no qual compararam os resultados de fundações quadradas ($25 \times 25 \text{ mm}$) e retangulares (25×25 , 50 , 125 e 200 mm), assentes nos embutimentos de 1 a 8, assentes em areia (quartzídica, seca, fina com coeficiente de uniformidade de 1,5, tamanhos dos grãos entre $0,125 \text{ mm}$ e $0,25 \text{ mm}$) nas condições fofa ($\gamma_d = 14,5 \text{ kN/m}^3$) e densa ($\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$), ensaiadas em centrífuga (câmara com dimensões de $0,57 \times 0,46 \times 0,23 \text{ m}$), comparando os resultados às simulações numéricas por elementos finitos. Os ensaios em centrífuga foram realizados a uma aceleração de 40 vezes a gravidade ($40. g$) de forma a simular fundações com largura de $1,0 \text{ m}$.

Nesta seção apresentou-se uma série de exemplos de ensaios de tração, tanto de campo como de laboratório. Também foram abordados os aspectos relacionados ao efeito escala, ou seja, comparação entre resultados de ensaios de laboratório com provas de carga realizadas em campo. Desta forma, optou-se em realizar provas de carga à tração em campo, com a utilização de fundações em verdadeira grandeza, pois pretende-se neste trabalho estudar o comportamento deste tipo de fundações em função de parâmetros geotécnicos e geométricos.

2.2.5 Uso do Método de Elementos Finitos

A utilização do método de elementos finitos já é uma ferramenta consagrada na engenharia. Desta forma, esta modelagem não será descrita neste trabalho, no entanto pode-se citar os trabalhos de Desai e Chistian (1997), Zienkiewics e Taylor (2000), De Vos e Wenham (2005) e Gokhale *et al.* (2008) como referências básicas. A seguir serão apresentados exemplos de aplicação do método por elementos finitos para fundações submetidas à tração.

Rowe e Davis (1982a,1982b) utilizaram o método de elementos finitos, considerando o comportamento dos materiais como um modelo elasto-plástico. No caso das argilas não drenadas, submetidas a carregamentos rápidos (tempo de dissipação da poro-pressão inferior ao intervalo de carregamento), os autores consideraram as deformações e a ruptura plástica no interior do solo (resistência ao cisalhamento) e a ruptura na interface solo-estrutura (descolamento), como resultado da introdução de elementos de junta na malha de elementos finitos. Nas argilas as equações são acrescidas de fatores de majoração na carga de ruptura,

devido ao efeito da sucção à vácuo, gerada entre a base da fundação e o solo no qual foi assentada. Embora a simulação numérica determine a carga de colapso, na prática o nível de deformações plásticas pode ser tão elevado que a ruptura ocorre a tensões menores que a tensão de colapso. Nos modelos analíticos, os autores citam que os parâmetros geotécnicos são reduzidos, ou no caso da modelagem numérica, pode-se utilizar um fator de redução entre o comportamento elástico e não-elástico ou pode-se fixar um nível de deformações para os ensaios de campo. Nas comparações realizadas por Rowe e Davis (1982a), entre a modelagem elástica e elasto-plástica, ficou evidente que a tensão de ruptura é quatro vezes menor que a tensão elástica de colapso. A capacidade de carga, nos casos intermediários em que ocorre “o descolamento” na interface do solo e fundação, depende do estado de tensões iniciais (pré-adensamento) e do embutimento da fundação. Os autores verificaram que a rugosidade da fundação não afeta a tensão de ruptura, especialmente, para fundações profundas. Os autores também verificaram o aspecto geométrico quanto à espessura da fundação, concluindo que o aumento da espessura em fundações profundas de superfície rugosa não altera a capacidade de carga; já nos casos de superfície lisa, a capacidade de carga diminui com o aumento da espessura da fundação. Por fim, Rowe e Davis (1982a) concluíram que a capacidade de carga em fundações circulares rasas é duas vezes maior que sapatas corridas, sendo esta diferença maior quanto maior for o embutimento.

No caso das areias, Rowe e Davis (1982b) inseriram em suas equações fatores de correção, considerando os efeitos da dilatância, da rugosidade das fundações e das tensões iniciais. Os autores observaram que em muitos solos ocorre dilatação (conseqüentemente o aumento do volume) durante as deformações plásticas, o que interfere significativamente no comportamento das fundações tracionadas. Desconsiderar a dilatação subestima os valores da tensão de ruptura que pode chegar até um percentual de 50%. Para um fluxo associado ($\phi' = \psi$), o erro aumenta exponencialmente com o aumento do ângulo de atrito, já para um fluxo não associado ($0 \leq \psi \leq \phi'$) o incremento do erro com o aumento do ângulo de atrito reduz linearmente. Considerando que a tensão máxima não ocorre simultaneamente em toda a massa do solo, a consideração de um fluxo associado gera valores de carga de ruptura superestimados, logo, a consideração do fluxo não associado, com um valor de dilatância menor que o ângulo de atrito e que gere fatores de correção proporcionais ao ângulo de atrito, parece ser mais correta. Rowe e Davis (1982b) citam ainda que a tensão de ruptura para fluxo associado é comandada somente pela dilatância, sendo independente do estado inicial de tensões. Os autores mostraram que para um fluxo não associado, a variação do valor do

coeficiente de empuxo ao repouso (k) entre 0,5 e 2,0 gera erros na estimativa da tensão de ruptura que são menores que 6% e 13%, respectivamente, considerando que o coeficiente empuxo ao repouso (k) dos solos varia entre 0,4 e 1,0 solos, o erro é menor que 10%.

Rowe e Davis (1982b) verificaram que os diferentes tipos de superfície da fundação (rugosidade) não afetam a curva carga-recalque e nem o valor da carga de ruptura. Porém, Murray e Geddes (1987) verificaram resultados distintos ao utilizarem placas de aço polidas e placas rugosas jateadas com areia.

Tagaya *et al.* (1983) citam que as metodologias convencionais, assumindo o solo como um corpo elástico e plástico-rígido, já são bem conhecidas para a determinação da capacidade de carga de fundações submetidas à tração. Os autores utilizaram o método de elementos finitos, considerando as equações constitutivas desenvolvidas por Lade (apresentadas, por exemplo, por Duncan e Chang, 1970 e Lade e Duncan, 1975) para materiais de comportamento elasto-plástico para simular o comportamento carga-deformação dos ensaios experimentais realizados em centrífuga. Nas análises feitas pelos autores, quanto menor a malha de elementos finitos, maior a carga de ruptura e maior a zona de ruptura. Os autores explicam que a carga de ruptura é maior devido ao fato de que elementos menores exigem uma maior energia para se deformarem e, conseqüentemente maior a carga mobilizada. Agora, o número de incrementos praticamente não alterou o formato das curvas de carga pela deformação e nem o valor da carga de ruptura. Os autores citam que para não haver influência significativa nos resultados das análises quanto às condições de contorno, na parte inferior da malha, as deformações verticais devem ser nulas ($\Delta y = 0$), enquanto que as deformações horizontais podem ser nulas ou livres ($\Delta x = 0$ ou $\Delta x \neq 0$); já nas laterais, as deformações verticais podem ser mantidas livres ($\Delta y = 0$ ou $\Delta y \neq 0$). Tagaya *et al.* (1983) citam que, nas análises elasto-plásticas, conhecer as tensões iniciais do solo é fundamental. Quando as tensões iniciais não puderem ser medidas, estas são calculadas em função do ângulo de atrito, podendo ser utilizada a equação clássica de Jaky (1944, *apud* Ortigão, 2007) para ângulos de atrito de até 38° e a equação desenvolvida por Ochiai (1976, *apud* Tagaya *et al.*, 1983) para ângulos de atrito com valores superiores a 38°. Como pode ser visto, as equações de Lade (Duncan e Chang, 1970 e Lade e Duncan, 1975) definem constantes que são função dos parâmetros geotécnicos característicos do solo, obtidos a partir de ensaios triaxiais. Estas constantes descrevem o comportamento tensão-deformação elástico, a função de plastificação e a função potencial plástica (fluxo associado e não associado). Tagaya *et al.* (1983), em seu trabalho, estudaram a

influência da variação dos parâmetros geotécnicos em cada um dos três grupos de constantes. Na variação dos parâmetros elásticos, os autores não verificaram influência significativa na tensão desvio dos ensaios triaxiais, somente verificaram aumento de deformação volumétrica com o aumento do coeficiente de Poisson. Agora, variando as constantes da função de plastificação, os autores verificaram uma variação de até 10% nos valores da tensão desvio, enquanto que não houve alteração volumétrica. Já a variação das constantes da função potencial plástica representou uma grande influência na variação volumétrica e uma influência significativa para altos valores de ângulo de atrito (areias muito densas); isso significa que a dilatância afeta a capacidade de carga à tração, sendo maior quanto maior for a dilatância do material. Na comparação entre os resultados experimentais com os resultados da análise por elementos finitos, realizada por Tagaya *et al.* (1983), verificaram-se que os valores estimados de carga de ruptura pelo método de elementos finitos sempre foram inferiores aos experimentais; por outro lado, os resultados estimados, a partir da metodologia de Meyerhof, sempre foram inferiores a qualquer um dos resultados das análises por elementos finitos.

No segundo trabalho de Tagaya *et al.* (1988), os autores variaram os parâmetros geométricos dos ensaios realizados na centrifuga, diferentemente, do primeiro trabalho (Tagaya *et al.*, 1983) que foi um estudo paramétrico com a variação principalmente dos parâmetros geotécnicos e condicionantes do método de elementos finitos. Tagaya *et al.* (1988) variaram a profundidade de assentamento (rasa e profunda), a forma da fundação (circular e retangulares - relação entre largura e comprimento 1:2 e 1,5:100) e a posição da placa (horizontal ou inclinada a 45°). Além dos ensaios de centrifuga e da análise pelo método de elementos finitos, compararam os resultados obtidos com a estimativa de previsão do comportamento elaborada por outros autores. A partir da análise dos resultados experimentais, os autores perceberam que: (a) o efeito tridimensional (fator de forma) não varia com a profundidade, além disso, o resultado de qualquer fundação retangular pode ser interpolado entre o resultado da fundação quadrada e continua; (b) a resistência de uma fundação circular é equivalente a uma fundação quadrada de mesma área ($B = \sqrt{\pi/4} \cdot D = 0,886 \cdot D$); (c) as estimativas pelo método de elementos finitos apresentaram boa aproximação com os resultados experimentais; e (d) o embutimento que define a transição entre o comportamento de fundação rasa e profunda, para os ensaios realizados foi identificado como sendo entre 6 e 8 para um ângulo de atrito das areias estudadas entre 32° e 42°, independente da inclinação da fundação (assentamento horizontal ou inclinado a 45°).

Dickin e King (1997) apresentaram um trabalho no qual analisaram o comportamento de fundações verticais assentes em areia fofa e densa por meio do modelo de elementos finitos, considerando o comportamento dos materiais como sendo elástico não linear, proposto por Duncan e Chang (1970), e elasto-plástico, segundo o modelo apresentado por Lade e Duncan (1975). Os parâmetros dos solos foram obtidos em laboratório por meio de ensaios triaxiais e ensaios de deformação plana. Para o modelo de Duncan e Chang (1970), o fator de carga à tração (N) aumenta com o embutimento (H/D) até um valor de 8, tanto para a areia densa como para a areia fofa; além disso, para a areia fofa há pouca diferença no valor do fator de carga à tração (N) entre os parâmetros obtidos pelos ensaios triaxiais e os obtidos nos ensaios de deformação plana. Em areia densa, os resultados com os parâmetros dos ensaios de deformação plana são 20% superiores. Para o método de elementos finitos, considerando o modelo elástico-plástico proposto por Lade e Duncan (1975), o fator de carga à tração (N) aumenta com o embutimento (H/D) até um valor de 7, tanto para a areia densa como para a areia fofa, decrescendo após, para ambas as areais. Os resultados não apresentaram diferença significativa considerando um ângulo de atrito constante e variável com o embutimento.

Birch e Dickin (1998) apresentaram um trabalho no qual descreveram a modelagem numérica por elementos finitos de fundações de concreto de base piramidal, utilizadas em torres de transmissão de energia elétrica, embutidas em areia densa. As fundações simuladas têm uma largura de base quadrada de 4,0 m, fuste quadrado de 1,0 m e embutimento de 4,8m. Além disso, as fundações têm uma inclinação de 20° com a vertical, que é coincidente com as bases das torres que são chumbadas nas fundações. Os autores salientam que este tipo de estrutura impõe esforços verticais de tração e esforços horizontais. No estudo foi utilizado um modelo tridimensional, sendo que cada elemento possuía 8 nós, tendo sido criado um modelo com 1.600 elementos e outro com 10.000 elementos. Nas interfaces laterais areia-fundação foi admitido atrito (22°) e tensões de compressão, mas foram restringidos os esforços de tração. Na base da fundação junto à interface da areia, foi permitido o descolamento, sem a geração de tensões. Nas análises, os autores consideraram a fundação como elástica e a areia como tendo um comportamento elasto-perfeitamente plástico, sendo os parâmetros da areia obtidos a partir dos ensaios triaxiais convencionais. Os autores salientam que o comportamento tensão-deformação da areia densa é dependente da tensão confinante (peso da areia) e por este motivo utilizaram-se como referência a tensão confinante de 50 kN/m², similar ao sobrepeso do solo a 2/3 da profundidade de embutimento da fundação

($\sigma_v = \frac{2}{3} \cdot \gamma \cdot H = \frac{2}{3} \cdot 16,4,8 = 51,2 \text{ kN/m}^2$). Verificou-se no estudo que ocorreu uma maior deformação junto à lateral da fundação, que sofreu movimentação (face direita) em função da inclinação (20° com a vertical) e da força aplicada (vertical e a direita), verificaram-se planos definidos de ruptura assimétrica, sendo que a superfície de ruptura da face contrária à aplicação da força (esquerda) praticamente vertical e na face de aplicação da força (direita), seguindo um plano inclinado, cuja inclinação é maior que a inclinação da fundação. Na comparação entre os resultados numéricos ($N_{\text{médio}}=3,5$ e $z/L=1,1\%$) e experimentais ($N_{\text{médio}}=2,9$ e $z/L=2,0\%$), os autores verificaram que o fator de carga à tração (N) das análises numéricas foi 20% maior e a deformação de ruptura ocorreu a 40% em relação aos resultados experimentais. A diferença observada nos valores médios do fator de carga à tração ($N_{\text{médio}}$) é devido à curva de tensão-deformação elasto-perfeitamente plástica, que não leva em consideração o efeito pós-pico de amolecimento dos ensaios triaxiais das areias densas, considerada no método de elementos finitos; já o fato da ruptura na modelagem numérica ocorrer praticamente na metade da deformação em relação aos ensaios, pode ser devido ao comportamento extremamente rígido da metodologia dos elementos finitos.

Ilamparuthi e Dickin (2000), de modo a entender melhor o comportamento carga versus deformação, de uma fundação de 100 mm de diâmetro, fizeram uma análise pelo método de elementos finitos, para um modelo axissimétrico, considerando o comportamento das areias com diferentes características (areia fofa com ângulo de atrito de 35° e peso específico de 15,5 kN/m³; areia média com ângulo de atrito de 38° e peso específico de 16,0 kN/m³ e areia densa com ângulo de atrito de 43° e peso específico de 16,5 kN/m³) como sendo isotrópico, multilinear e com endurecimento a grandes deformações. Para tanto, realizaram um estudo paramétrico variando o embutimento ($H/D = 2, 4, 6, 8, 10$ e 12), o ângulo de atrito das areias e as características tensão-deformação. Os resultados das análises numéricas se aproximam das estimativas de diversos modelos clássicos desenvolvidos na década de 80 (Meyerhof e Adams, 1968; Ovesen, 1981; Andreadis e Harvey, 1981; Sutherland *et al.*; 1982; e Murray e Geddes, 1987; *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2000), sendo as diferenças de no máximo 50% para as piores aproximações. Já na comparação entre os resultados experimentais de areias densas de diversos autores (Baker e Konder, 1966; Andreadis e Harvey, 1981; e Ilamparuthi, 1991; *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2000), os resultados numéricos apresentaram boa aproximação entre os embutimentos de 5 e 8; já para

embutimentos abaixo de 5, os valores numéricos foram subestimados e acima de 8, os resultados numéricos foram superestimados na ordem de 30%.

Krishna (2000) apresenta uma análise paramétrica utilizando o método das diferenças finitas, por meio do software FLAC, variando os parâmetros geotécnicos do solo e a geometria. O modelo definido foi bidimensional (plano) para simulação de fundações contínuas. Para o solo, o autor utilizou os modelos de Mohr-Coulomb com amolecimento/enrijecimento para as areias e Cam-Clay para as argilas. A extrapolação dos resultados para fundações maiores não foi bem sucedida, pois não existe proporcionalidade em função do tamanho da fundação. Nas análises paramétricas, o autor variou a largura da fundação ($B = 0,5\text{m}$, $0,75\text{m}$ e $1,0\text{m}$) e o embutimento ($H/D = 1, 3, 4, 6$ e 8). Em termos de parâmetros geotécnicos, para as areias, variou o peso específico ($\gamma = 12,92 \text{ kN/m}^2$, $14,71 \text{ kN/m}^2$, $15,14 \text{ kN/m}^2$ e $16,68 \text{ kN/m}^2$), o módulo de elasticidade ($E = 6 \text{ MPa}$, 15 MPa , $19,6 \text{ MPa}$ e 22 MPa) e a dilatância ($\psi = 0^\circ$, 5° , 10° e 15°) em conjunto com o ângulo de atrito crítico (ϕ_{cv}), de modo a manter fixo o ângulo de atrito em $32,5^\circ$. Para as argilas, os autores consideraram uma argila normalmente adensada, nas condições drenadas e não drenadas, argila pré-adensada a 25kPa , 50kPa , 100kPa e 200kPa , na condição drenada. O autor também fez um estudo paramétrico considerando duas camadas de areia, sendo a primeira densa e a segunda fofa, e vice-versa, reaterradas em espessuras variadas. A partir deste estudo, o autor verificou que (1) em areias: (a) a resistência à tração aumenta com o embutimento e com a dilatância; (b) o embutimento crítico (H_{cr}/D) depende da dilatância; e (c) os ábacos de tensão pela deformação normalizados podem ser utilizados para determinar a resistência à tração e o deslocamento para vários solos com diferentes geometrias; (2) em argilas: (a) a resistência em argilas normalmente adensadas não drenadas é maior que na condição drenada; e (b) há a possibilidade de utilização dos ábacos normalizados para determinação da resistência e da deformação não drenada e drenada de argilas normalmente adensadas e drenada para as argilas pré-adensadas. Nos casos onde foram utilizadas duas camadas de areia com compacidades distintas, verificaram-se que as curvas de carga pela deformação ficaram localizadas entre as curvas dos ensaios reaterrados somente com areia densa e fofa.

Merifield *et al.* (2001) citam trabalhos que tentam explicar o comportamento de fundações submetidas à tração, especialmente, em areais ou solos bem drenados. Já para argilas não drenadas, o número de trabalhos é bem menor. Conforme Merifield *et al.* (2001) a capacidade de carga de fundações submetidas à tração embutidas em solos argilosos é dependente do

formato e do tamanho da fundação, da profundidade de embutimento, das tensões iniciais e das propriedades do solo. Grande parte dos estudos para argilas foram baseados em estudos analíticos e empíricos, obtidos a partir de ensaios realizados em modelos reduzidos (Meyerhof e Adams, 1968; Vésic, 1971; Meyerhof, 1973; Das, 1978, 1980; Ranjan e Arora, 1980; e Das *et al.*, 1985; *apud* Merifield *et al.*, 2001). Na área numérica, Merifield *et al.* (2001) citam que o trabalho mais expressivo foi de Rowe e Davis (1982a), apesar de haver outros trabalhos anteriores mais limitados (Ashbee, 1969; Davie e Sutherland, 1977; *apud* Merifield *et al.*, 2001). Desta forma, Merifield *et al.* (2001) propuseram um criterioso estudo numérico de elementos finitos formulado a partir do teorema de análises de limites superior (campo de equilíbrio de velocidade cinematicamente admitido) e inferior (campo de equilíbrio de tensões estaticamente admitido), desenvolvido por Sloan (1988, *apud* Merifield *et al.*, 2001) e Sloan e Kleemen (1995, *apud* Merifield *et al.*, 2001), para avaliar a estabilidade de fundações submetidas à tração em argilas não saturadas. Nos casos onde não ocorre o descolamento imediato, ocorre a formação de efeitos de sucção à vácuo e poro-pressão, cujos efeitos para fundações submetidas à tração ainda não são bem conhecidos. Desta forma, Merifield *et al.* (2001), em seus estudos, consideraram o descolamento imediato, porém ressaltam que as estimativas podem ser conservadoras. O fator de carga à tração em argilas não saturadas (N_c) pode ser aproximado por duas equações exponenciais que são dependentes do embutimento (determinado a partir da profundidade de embutimento e do tamanho da fundação) (H/D), do peso específico do solo (γ) e da coesão não drenada da argila (s_u). A diferença entre os resultados das equações desenvolvidas pelos dois teoremas é menor que 2,5% para fundações rasas ($H/D < 5$), podendo chegar a 5% para fundações profundas, sendo que a equação pelo teorema do limite superior é sempre mais conservadora.

Merifield *et al.* (2001) compararam suas modelagens com os modelos e os dados experimentais de outros autores. O modelo fica limitado dentro das curvas do fator de carga à tração em argilas não saturadas (N_c) *versus* embutimento estabelecidas por Gunn (1990; *apud* Merifield *et al.*, 2001), ou seja, para o limite superior, o modelo de Merifield *et al.* (2001) é mais conservador e para o limite inferior é menos conservador. Já, o modelo de Yu (2000; *apud* Merifield *et al.*, 2001) é bastante próximo da equação do limite inferior estabelecido por Merifield *et al.* (2001), sendo levemente menos conservador para embutimentos inferiores a três. O modelo de Rowe e Davis (1982a), praticamente, coincide com os modelos de Merifield *et al.* (2001), tanto para limite inferior como para limite superior, até um

embutimento de três, porém, é extremamente conservador para embutimentos acima de três. Em termos de ensaios experimentais, os resultados obtidos em laboratório por Rowe (1978, *apud* Merifield *et al.*, 2001) e Das (1980, *apud* Merifield *et al.*, 2001) apresentam resultados satisfatórios em comparação com as equações de Merifield *et al.* (2001); já em comparação com os dados experimentais de Meyerhof (1973, *apud* Merifield *et al.*, 2001), todos se mostraram conservadores com percentuais acima de 50%.

No estudo apresentado por Merifield *et al.* (2006), foi utilizada a análise de limite inferior para determinar o efeito da forma das fundações submetidas à tração. Para tanto, lançaram mão dos procedimentos tridimensionais desenvolvidos por Lyamin (1999, *apud* Merifield *et al.*, 2006), bem como do software de elementos finitos SNAC axissimétrico. Na comparação entre os dois modelos, os autores verificaram que para os resultados do fator de ruptura à tração (N), o modelo de elementos finitos apresenta valores a maior que os da análise de limite inferior, da ordem de 4 a 14%, sendo maior quanto maior o ângulo de atrito (compacidade). A relação entre fatores de ruptura à tração de fundações quadradas e sapatas contínuas, ($N_{quadradas} / N_{contínuas}$) assentes em areias aumenta de forma linear com o embutimento. O modelo de análise de limite inferior adotado se aproxima razoavelmente bem a diversos modelos teóricos, porém, a escolha do melhor modelo que se aplica a um determinado problema é difícil. Considerando os efeitos da rugosidade entre a fundação e o solo, bem como a dilatância, no modelo adotado, os resultados numéricos se aproximam razoavelmente bem aos dados experimentais. Por fim, a relação entre fatores de ruptura à tração de fundações quadradas e circulares ($N_{quadradas} / N_{circular}$), assentes em solos, variados ângulos de atrito (entre 20° e 40°), que pela relação de áreas deveria ser de 1,27 ($4/\pi$), varia de forma crescente do valor 1,1 – para um embutimento de 1 – até um valor assintótico de 1,27 - para um embutimento acima de 10 – tendo um valor médio de 1,2.

Dickin e Laman (2007) realizaram um estudo no qual compararam os resultados de experimentos realizados em centrifuga com as simulações numéricas por elementos finitos, utilizando o software PLAXIS, através do modelo hiperbólico elasto-plástico com enrijecimento (*hardening*). Nas análises numéricas, os autores, primeiramente, verificaram a influência do tamanho da malha de elementos finitos, variando em 48 a 1.000 elementos para um determinado caso, sendo que o tamanho da malha não apresentou grandes mudanças nos resultados. A determinação do coeficiente de empuxo ao repouso (k) para a areia fofa foi determinada através da equação de Jaky. Para a areia densa, considerando que o valor

fornecido pela equação de Jaky é subestimado, Dickin e Laman (2007) realizaram simulações prévias para diversos valores de k entre 0,2 e 0,9, e apesar da pouca variação nos resultados para o intervalo simulado, foi adotado o valor de 0,34 para a areia densa. Os resultados de carga pela deformação pré-pico numéricos se aproximam bem dos resultados experimentais, tanto para as fundações rasas e profundas, como para o estado fofo ou denso da areia. A modelagem se torna falha no segmento pós-pico, como por exemplo, no caso de fundações rasas assentes em areia densa, já que nos ensaios ocorreu uma redução da carga pós-pico, no entanto na simulação numérica esse valor permanece constante.

O uso da modelagem numérica para soluções de problemas de engenharia vem crescendo cada vez mais. Nesta seção foram apresentados diversos trabalhos que recorreram as ferremetas numéricas para a verificação do desempenho das fundações submetidas á tração. Nos tempos atuais a utilização desta ferramenta é quase que requisito para qualquer trabalho acadêmico na área da geotecnia. Desta forma, para este trabalho lançou-se mão da modelagem numérica por elementos finitos para simular as provas de carga executadas. A simulação das provas de carga serviu como base para as análises paramétricas, onde se investigou a influência dos parâmetros geométricos e paramétricos.

2.2.6 Sistema Multicamadas

Stewart (1985) cita que a capacidade de carga no caso da areia aumenta com o embutimento e com a sua compacidade. O autor, de modo a verificar a influência deste material em reaterros de fundações submetidas à tração, realizou ensaios substituindo as últimas camadas do reaterro de argila por areia. Para os ensaios, foi utilizada uma placa metálica com diâmetro de 50 mm e para argila foi utilizada uma argila artificial formada por glicerina e bentonita. Ao todo, o autor realizou sete ensaios (todos com a primeira camada de argila), sendo: (a) três somente com argila a um embutimento (H/D) de 1,5; (b) três com acréscimo de camadas de areia densas de modo a ter embutimentos (H/D) de 3, 6 e 9; e (c) um com um embutimento de 9 com reaterro de areia fofo. A partir dos ensaios (ver resultados na Figura 2.13), concluiu-se que, com as camadas complementares de areia, houve aumento na capacidade de carga, provocado pelo aumento do peso da massa do solo, pela resistência extra mobilizada pelo atrito das camadas de areia e pelo aumento das tensões iniciais da argila. Ainda pelos resultados, o autor observou também que o aumento das tensões iniciais, provocado pelo sobrepeso da areia, resultou num crescente aumento da capacidade de carga (linear) até certo embutimento, quando a capacidade de carga não mais variou com o aumento das tensões

iniciais. Stewart (1985) observou também que nos casos com embutimento de 6 e 9 (independente da compactidade da areia), as curvas de carga-deformação se sobrepuseram, independente da quantidade de areia sobre a camada de argila, até o ponto em que as deformações atingiram a areia. Após as deformações atingirem a areia, para os embutimentos de 6 e 9, a resistência final passou a ser comandada por esta, aumentando em aproximadamente 5% em relação a argila para o embutimento de 6, quadruplicando para um embutimento de 9. Enquanto que a areia densa gera um acréscimo de capacidade carga de até quatro vezes em relação à argila, a areia fofa gera um aumento de duas vezes. A capacidade de carga para os ensaios somente com areia, teoricamente, é a mesma, porém a um nível de deformação muito inferior. Assim, verifica-se que é possível aumentar a capacidade de carga à tração em argilas acrescentando camadas de areia, porém quando grandes deformações não forem possíveis, o ideal é realizar o reaterro somente com areia ou assentar a fundação acima da argila.

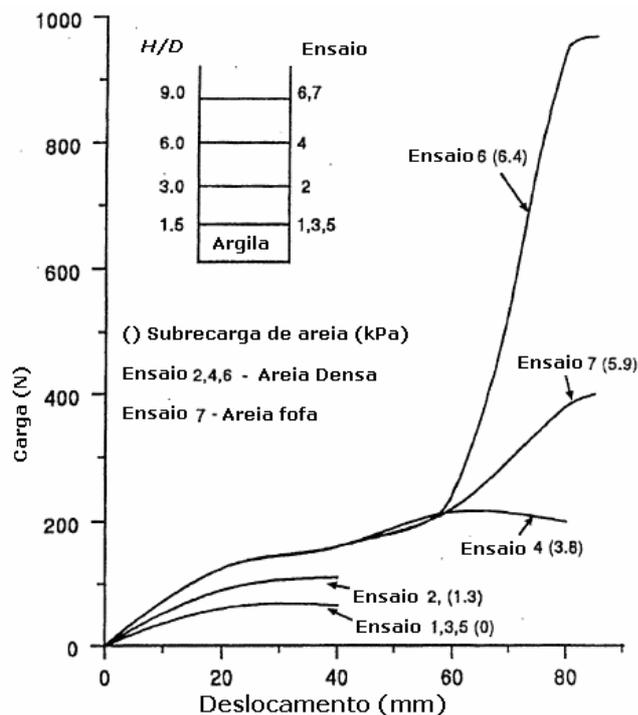


Figura 2.13: Curva de carga-deformação dos ensaios realizados por Stewart (1985) (Figura adaptada)

Bouazza e Finlay (1990) realizaram um trabalho de arrancamento de fundações cujo reaterro foi feito em camada da mesma areia, em diversas compactidades. A primeira camada de

reaterro foi feita com areia densa (ângulo de atrito - $\phi' = 43,7^\circ$) e sobre esta foi colocada uma segunda camada de areia fofa (ângulo de atrito - $\phi' = 33,8^\circ$) ou de média compactidade (ângulo de atrito - $\phi' = 39,0^\circ$). Os ensaios foram realizados em um tanque em aço com diâmetro de 500 mm e altura de 700 mm, com fundação com diâmetro de 37,5 mm e espessura de 3 mm. A espessura da segunda camada de areia foi expressa, pelos autores, de forma relativa em relação ao diâmetro da fundação (H_2/D). Os autores realizaram os ensaios em diferentes embutimentos e diferentes espessuras da segunda camada - $H/D = 2$ e $H_2/D = 0$ e 1, $H/D = 3$ e $H_2/D = 0, 1$ e 2, $H/D = 4$ e $H_2/D = 0, 1, 2$ e 3, e $H/D = 5$ e $H_2/D = 0, 1, 2, 3$ e 4. A partir dos resultados, os autores verificaram que para uma espessura relativa da segunda camada igual a unidade, independente do embutimento, os resultados da carga última são iguais, tanto para a areia fofa, como para a de média compactidade. Para uma espessura relativa maior que um ($2 < H_2/D < 4$) a carga última é sempre maior para a segunda camada de areia média. Assim, Bouazza e Finlay (1990) concluíram que para uma espessura relativa maior que a unidade, a compactidade da segunda camada define a capacidade de carga final da fundação. Os autores ainda verificaram que para um mesmo embutimento, quanto maior a espessura relativa da segunda camada menor é a capacidade de carga.

Enquanto que os dois trabalhos anteriores (Stewart, 1985; Bouazza e Finlay, 1990) trataram de experimentos com sistemas de duas camadas, Manjunath (1998, *apud* Krishna, 2000) propôs um trabalho teórico, no qual trata de fundações rasas contínuas em terreno composto por duas camadas de materiais coesivos e friccionais ($c'_1 - \phi'_1$ e $c'_2 - \phi'_2$). O autor considerou um formato de curva espiralada para cada material. A equação 2.69 proposta pelo autor, da mesma forma como foi proposto para uma camada homogênea, é dependente dos fatores de carga (F'_c, F'_q e F'_γ , dependentes, respectivamente, da coesão, da sobrecarga e do peso do solo).

$$P = L \cdot \left[\left(\frac{c'_1 \cdot H_1 + c'_2 \cdot H_2}{H} \right) \cdot F'_c + q_0 \cdot F'_q + 0,5 \cdot \left(\frac{\gamma_1 \cdot H_1 + \gamma_2 \cdot H_2}{H} \right) \cdot F'_\gamma + (\gamma_1 \cdot H_1 + \gamma_2 \cdot H_2) \right] \quad (2.69)$$

Kumar (2003) também desenvolveu um modelo teórico para fundações circulares e outro para sapatas corridas submetidas à tração, a partir da teoria de análise de limite de ruptura superior, para duas camadas diferentes de areia. Para tanto, o autor assume a determinação de um “ângulo de atrito médio”, superfície de ruptura linear e fluxo associado. Após a elaboração

das equações, Kumar (2003) comparou os resultados obtidos pelas suas equações com os resultados dos ensaios de Bouazza e Finlay (1990), verificando que a carga de ruptura aumenta com: (a) a diminuição da espessura da segunda camada (areia média ou fofa), sendo a primeira camada densa; (b) o aumento do embutimento, mantendo a mesma relação entre a espessura da primeira e da segunda camada; e (c) a substituição da segunda camada de areia fofa por areia média. Já os resultados das equações foram levemente superestimados, sendo a diferença entre os valores estimados e experimentais maior, quanto maior o embutimento, exceto para o embutimento de 3, cujos valores estimados coincidem com os valores experimentais. O autor lembra que as equações também podem ser utilizadas para uma única camada de areia, porém são válidas somente para fundações rasas.

Sakai e Tanaka (2007) propuseram um estudo numérico por elementos finitos (modelo elastoplástico com fluxo não associado, lei de deformação endurecimento/amolecimento, modelo de plastificação de Mohr-Coulomb e função de plastificação de Ducker-Prager) para análise do comportamento tensão-deformação e do processo de ruptura para fundações submetidas à tração, aterradas por um sistema de duas camadas. Os resultados numéricos foram comparados com ensaios realizados em laboratório. Os ensaios de laboratório foram realizados em um tanque cilíndrico com diâmetro de 59 cm, que permite um embutimento de dois, sendo utilizados discos de aço com diâmetros de 5, 10 e 15 cm. Com o disco de diâmetro de 10 cm foram realizados os ensaios de duas camadas diferentes de areia ($G=2,64$, $D_{50}=0,16$ mm, $e_{máx.}=0,98$, $e_{mín.}=0,61$ e sem material pulverulento) nas compacidades fofa ($D_r=5\%$ e $\gamma=1,35$ g/cm³), média ($D_r=53\%$ e $\gamma=1,48$ g/cm³) e densa ($D_r=95\%$ e $\gamma=1,63$ g/cm³). Sakai e Tanaka (2007) concluíram que as previsões numéricas representaram muito bem os resultados experimentais, concluindo que a modelagem numérica está apta para prever o comportamento das fundações à tração, embutidas num sistema de dupla camada de areia. Os autores verificaram uma tendência linear que varia entre 0,10 kN (somente areia média) a 0,17 kN (somente areia densa) para a dupla camada formada por areia média e densa, aumentando quando a primeira camada é densa e diminuindo quando a primeira camada é média. Em termos de escala, os autores verificaram em relação ao fator de ruptura à tração (N) que: (a) para areia densa o valor de N diminui com o tamanho do disco; (b) isso também ocorre para um sistema de dupla camada, quando a primeira for densa e a segunda média ou fofa; e (c) para a areia média, fofa e dupla camada, quando a primeira for média ou fofa e a segunda densa não havendo variação significativa de N .

Os trabalhos anteriores mostram que é possível o aumento de resistência à tração de fundações quando se procede à substituição por outro com melhores características ou a melhora das propriedades do próprio solo em uma ou mais camadas do reaterro. Na próxima seção será abordado o efeito do melhoramento das propriedades de todo o reaterro.

2.2.7 Fundações com Reaterros Reforçados

O estudo dos reforços em fundações à tração constitui-se em uma área bastante promissora, em particular a adoção de soluções para o aumento da resistência da camada de reaterro. São soluções bastante simples, como por exemplo, o controle e o melhoramento da compactação do reaterro com o próprio material escavado, como sugerido por Dias (1987), Pacheco *et al.* (2008) e Garcia *et al.* (2008). Outras soluções, também bastante simples sugerem o controle da compactidade das areias em diferentes camadas, como recomendado pelos trabalhos de Bouazza e Finlay (1990) e Kumar (2003). Já o trabalho de Stewart (1985) estuda a influência no comportamento tensão vs deformação da substituição de camada de argila por areia. Abreu (2008), em suas práticas de construção e reforço de fundações de torres de transmissão existentes ou a serem construídas (para novos projetos), em áreas alagadas ou sujeitas a enchentes, verificou que o reaterro executado com pedregulho apresentou resultados satisfatórios, pois como citado pelo autor, ocorre o aumento do peso sobre as fundações e também a diminuição dos efeitos da erosão e do assoreamento.

Ilamparuthi e Dickin (2001a) salientam que a capacidade de carga à tração de fundações embutidas em areias naturais, conforme demonstrado por inúmeros autores, é basicamente regida pelo embutimento, pelo diâmetro e pelo peso do solo. Porém, os autores citam que o incremento destes parâmetros nem sempre é possível e, em muitos casos, não é viável economicamente. Como solução, os autores citam a utilização de agrupamento de fundações ou reforço do solo (coesivo ou não), estudo que teve início nos anos 70 (Hanna *et al.*, 1972; Khandilkar e Gokhale, 1972; Radhakrishna, 1976; Das e Jin, 1987; Ghaly e Hanna, 1994; Hanna e Ghaly, 1994; *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2001a, 2001b).

Quando se trata de reforçar os solos, melhorando as propriedades mecânicas com vistas a aumentar a resistência à tração, o número de trabalhos é restrito. Basicamente, estes trabalhos tratam do reforço dos solos por meio da introdução de geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas ou geocomposto) (Johnston, 1986; Subbarao *et al.*, 1988; Selvadurai, 1989 e 1993; Krishnaswamy e Parashar, 1991 e 1994; *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2001a, 2001b). Em 2007,

Consoli *et al.* (2007) publicaram um trabalho inédito de ensaios realizados em centrífuga com reaterro cimentado.

Ilamparuthi e Dickin (2001a) desenvolveram um trabalho de fundações submetidas à tração, assentes em areias com diversas configurações de geogrelhas. Os autores utilizaram três compacidades de areia (fofa – 34,5° com 15,3 kN/m³; média – 39,5° com 16,6 kN/m³ e densa – 43,0° com 17,2 kN/m³), três diâmetros (60 mm, 80 mm e 100 mm) de fundações no formato de tronco de cone invertido, com inclinação de 25° e base plana, três embutimentos ($H/D=2, 3$ e 4) e cinco configurações de geogrelha de polipropileno (abertura no formato de diamante – 8 x 6 mm, espessura de 3,1 mm nas emendas, resistência máxima de 7,68 kN/m e deformação máxima de 20,2%). Os ensaios foram realizados em uma caixa de madeira com dimensões de 760 mm x 760 mm x 900 mm. Em cada uma das configurações foram utilizados dois discos de geogrelha, um assente acima e outro abaixo da base da fundação, espaçados entre si, sendo preenchidos com brita granítica uniforme com diâmetros entre 6 mm e 10 mm. Ilamparuthi e Dickin (2001a) definiram basicamente as seguintes configurações, inicialmente para a fundação com diâmetro de 100 mm: (I) locaram o primeiro disco no topo da fundação e o segundo a uma profundidade de 0,5. D abaixo; (II) locaram o primeiro disco na base da fundação e o segundo a 0,5. D acima; (III) com um espaçamento de 0,75. D entre os discos locados a mesma distância em relação a base; (IV) idem ao III porém com uma cinta de altura igual ao espaçamento circundando o perímetro dos discos, formando uma espécie de gabião; e (V) sem reforço de geogrelha, somente com brita, mantendo a mesma espessura de III e IV. Complementarmente foram realizados ensaios sem reforço e sem brita. Conforme Ilamparuthi e Dickin (2001a), o comportamento entre a areia sem reforço e com brita (configuração V) é similar, inclusive ocorrendo a ruptura para o mesmo deslocamento, sendo que para os ensaios com brita a tensão de ruptura é maior (em torno de 25% em relação a somente à areia). O comportamento das curvas carga vs. deformação dos ensaios com reforço foi distinto, em relação aos sem reforço. Independentemente da configuração do reforço, a resistência aumenta mais rapidamente a baixas deformações e a carga de ruptura aumenta (podendo representar até 25% para areia densa e até 7 vezes para areia fofa), para maiores deformações (comportamento dúctil). Na comparação entre os ensaios com reforço (configurações I a IV), os autores verificaram que a configuração III apresentou maior resistência, porém, após o pico esta cai mais rapidamente em relação às demais configurações. A configuração I apresenta um pico de carga e, após, um pico de queda, passando a aumentar continuamente mesmo após 40% de deformação (típico comportamento de endurecimento – *hardening*). A configuração

II apresenta um pico de carga, acompanhado de uma redução contínua de carga. Já a configuração IV, conforme os autores, apresentou o melhor resultado, apesar de ter sido a segunda maior carga, apresentou pouca queda de carga após o pico, mantendo-se constante com o aumento das deformações (até o limite de 40% de deformação estudada). Posteriormente, os autores verificaram para a configuração IV que a carga aumenta proporcionalmente com aumento do diâmetro dos discos de geogrelha (D_R), para ensaios adotando $D_R = 3 \cdot D$. Ilamparuthi e Dickin (2001a) salientam que a relação entre as cargas de ruptura para a areia com reforço (configuração IV) e sem reforço (somente areia) diminui com o aumento do embutimento, com o aumento da compactidade e do diâmetro. Em termos de superfícies de ruptura, os autores verificaram que, para todos os casos com reforço foi possível a identificação e medição da superfície de ruptura, assim como para a areia de média compactidade e densa sem reforço; já para a areia fofa sem reforço não foi possível a identificação nítida e tampouco sua medição. Para as areias reforçadas, o ângulo de abertura do tronco cone da superfície de ruptura, medido em relação à vertical, é maior ($\pm 15\%$ de $\phi'/2$), em relação às areias não reforçadas ($\pm 10\%$ de $\phi'/2$).

Ilamparuthi e Dickin (2001b), ao determinarem o fator de carga à tração (N), verificaram que houve a sobreposição dos resultados sem reforço, gerando uma curva única independente do embutimento e diâmetro das fundações para a mesma areia, porém não verificaram o mesmo comportamento para as areias com reforço, havendo uma curva para cada diâmetro, sendo que o valor do fator de carga à tração (N) diminui com a diminuição do diâmetro da fundação. Por outro lado, se for considerado o diâmetro efetivo como sendo o diâmetro da área de ruptura no topo do reforço, e a altura efetiva, como função da distância da superfície do terreno até o topo do reforço, tem-se a sobreposição das curvas para cada compactidade da areia. Os autores utilizaram diversos modelos teóricos de capacidade limite (Majer, 1955; Balla, 1961; Meyerhof e Adams, 1968; Vésic, 1971; Murray e Geddes, 1987; *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2001b) e empíricos (Ovesen, 1981; Ilamparuthi, 1991; Frydman e Shaham, 1989; *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2001b) para estimar o fator de carga à tração (N), a partir dos estudos realizados com reforço de geogrelha, verificando que o método de Majer (1955, *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2001b), com coeficiente de empuxo modificado ($k = 0,8 \cdot \sqrt{k_p}$) apresentou os melhores resultados com erro de 5% para as areias média e densa e 10% para a areia fofa. Por fim, propuseram uma relação hiperbólica, partindo do mesmo princípio de Konder (1963, *apud* Ilamparuthi e Dickin, 2001b), entre a deformação e o fator

de carga à tração, através da qual se pode determinar qualquer curva carga vs deformação da areia reforçada com geogrelha.

O trabalho de Sawwaf e Nazir (2006) objetivou estudar o comportamento de fundações verticais (quadradas e retangulares/contínuas), tracionadas, assentes em solo não coesivo (areia seca com: $D_{10}=0,152$ mm, $C_{cu}=4,071$ e $C_c=0,771$) e por meio da inserção de estacas metálicas (total de quatro alinhadas e paralelas as placas), com o objetivo de reforçar as fundações tracionadas, ou seja, aumentar a carga de ruptura. Os autores estudaram a influência do comprimento, do diâmetro das estacas, do afastamento entre a placa e as estacas e o espaçamento de estaca à estaca, além da profundidade e do tamanho de embutimento das placas e compactidade da areia ($\gamma_d=16,34$ kN/m² e 19,95 kN/m², $e_m = 0,305$ e 0,593, $D_r = 50\%$ e 73,3%, $\phi'=37^\circ$ e 41°). Os 54 ensaios realizados pelos autores foram executados em um tanque com dimensões de 1,0 x 0,5 x 0,5 m. Sawwaf e Nazir (2006) verificaram que: (a) aproximando as estacas da placa, ocorre um aumento da carga de ruptura à tração, sendo que acima de uma distância de quatro vezes em relação ao tamanho do lado da placa – se quadrada – ou base – se contínua - não ocorre incremento de carga; (b) um considerável incremento na carga de ruptura (praticamente constante) com o aumento do comprimento das estacas até atingir um valor constante, que depende do embutimento da fundação; (c) a diminuição do espaçamento entre as estacas provoca aumento da carga de ruptura, mais significativo para um espaçamento menor de 1,5 vezes em relação à largura/lado da placa; (d) o aumento do diâmetro das estacas também proporciona aumento da carga de ruptura, chegando a dobrar para uma relação entre o diâmetro das estacas e largura/lado da placa acima de 0,16; (e) a capacidade de carga das fundações aumenta consideravelmente com o embutimento, porém a inserção do reforço em conjunto com o aumento do embutimento não representa grandes ganhos de carga, pois o efeito do sobrepeso causado pelo embutimento é pronunciadamente maior do que a resistência passiva gerada na frente da placa com a inserção das estacas; e (f) a carga de ruptura máxima é obtida com as estacas inseridas paralelamente (na vertical) em relação às placas. A inclinação tanto a favor ou contra o topo da placa provoca a redução da capacidade de carga, sendo a inclinação contra o topo mais danosa.

Bhattacharya *et al.* (2008) realizaram ensaios de laboratório de arrancamento em argila reforçada com geotêxtil. Os ensaios foram realizados em um tanque com as dimensões de 650 x 650 x 800 mm, com placas de 50 x 50 mm e 75 x 75 mm, assentes horizontalmente, para os embutimentos (H/D) de 2, 3 e 4. Como reforço, os autores utilizaram uma camada de

geotêxtil (marca: Woven, espessura de 0,3566 mm, tensão de ruptura: 64,68 N/mm² e deformação axial máxima de 19%), quatro vezes maior que as placas, assentes paralelamente acima das placas a uma profundidade de $H/4$, $H/2$ e $3H/4$. Como argila, os autores utilizaram caulinita ($\gamma_u = 18$ kN/m², $C_u = 12$ kN/m², $\phi_u = 4^\circ$ e $E = 7,5$ MPa). Paralelamente, Bhattacharya *et al.* (2008) realizaram a modelagem numérica por meio de elementos finitos, utilizando o modelo não linear de Ducker-Prager, no Software ANSYS. Numa primeira análise, os autores verificaram que a tensão de ruptura aumenta com a inserção do geotêxtil, bem como a diminuição da deformação para uma mesma tensão. Além disso, verificaram uma diferença entre 10 a 12% a maior para os resultados da modelagem em comparação com os resultados dos ensaios. Tanto para os ensaios com e sem reforço, a carga de ruptura aumenta com o embutimento. Já a tensão de ruptura diminui para um maior afastamento do reforço, para um mesmo embutimento. Os autores também realizaram um estudo paramétrico, onde verificaram que: (a) o fator de carga à tração (N) diminui com o aumento do afastamento do geotêxtil, para todos os embutimentos; e (b) a deformação de ruptura aumenta com o aumento do afastamento do geotêxtil, independente do embutimento. Os autores, por fim, estimaram os fatores de carga à tração para argilas não saturadas ($N_c = P_u / s_u$) pelo modelos de Nene e Gang (1991, *apud* Bhattacharya *et al.*, 2008), fazendo uma comparação com os resultados dos ensaios e modelagem numérica, chegando as seguintes conclusões: (a) os resultados experimentais se aproximam dos resultados das análises numéricas (maiores entre 10% e 12%) e dos resultados estimados pelo modelo citado acima (maiores entre 5% e 6%); (b) o valor de N_c aumenta com o embutimento tendendo a uma constante acima de um valor de embutimento de 4; (c) o valor de N_c diminui com o afastamento do geotêxtil; e (d) os valores de N_c passam a ter os constantes aproximados de 16, 15,3, 14,5 e 14, para o geotêxtil assente, respectivamente, a $H/4$, $H/2$, $3H/4$ e sem reforço.

Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008) realizaram ensaios de arrancamento em centrífuga na *University of Western Australia* (Figura 2.14a), com aterro de areia cimentada. Para os ensaios, foi utilizada uma placa de alumínio quadrada de 30 mm de lado e 5 mm de espessura, fixa no centro a uma haste de aço quadrada com seção de 7 mm x 7 mm, assente a uma profundidade de 45 mm ($H/D = 1,5$) sobre uma argila escavada (caulinita), no formato de tronco de pirâmide invertida, com base quadrada de 60 mm x 60 mm. Os reaterros foram realizados com areia fina quartzosa ($D_{50} = 0,19$ mm, $0,52 < e_m < 0,81$) com e sem adição de 1%, 3% e 5% de cimento Portland (tipo III), em substituição ao peso seco da areia e teor de

umidade de 12%. Os reaterros foram feitos de modo a obter índices de vazios de 0,74 para a areia não cimentada e entre 0,73 e 0,68, para os teores de 1% a 5% de cimento. Após o reaterro, a câmara da centrífuga era submetida a uma aceleração de cinquenta vezes a da gravidade (50. g) e, após 20 horas de cura, era realizado o ensaio de arrancamento a uma velocidade constante de 0,1 mm/s. A Figura 2.14b apresenta os resultados dos ensaios de arrancamento. Segundo Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008), a adição de cimento aumenta consideravelmente a resistência ao arrancamento, por exemplo, 5% de adição de cimento aumentou em cinco vezes a capacidade de carga e 1% de cimento foi responsável por dobrar o valor da capacidade de carga. Os autores também mostraram que uma maior cimentação torna o reaterro mais rígido e, conseqüentemente, a ruptura ocorre a menores deformações (ver Figura 2.14b). Além disso, a diminuição do índice de deformação não representa risco para a estrutura, pois em geral o projeto prevê uma deformação limite inferior à deformação de ruptura. Na comparação com outros parâmetros do solo cimentado, foi verificado que a tensão de ruptura dos ensaios de arrancamento segue: (a) tendência linear com módulo cisalhante a baixas deformações (G_0) e com a tensão máxima do ensaio de mini CPT (q_c); (b) aumento potencial com a tensão de ruptura dos ensaios de compressão simples ($\sqrt{q_{RCS}}$); e (c) tendência linear com o intercepto coesivo (c') limitado ao peso total da massa cimentada, pois a partir de uma determinada cimentação ocorre a mobilização total de todo bloco sem ruptura, o que também foi verificado numericamente (Consoli *et al.*, 2007; Ratley *et al.*, 2008). Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008) verificaram que a simulação numérica representa bem os resultados realizados em centrífuga até a tensão de ruptura. Por fim, os autores verificaram que o aumento da cimentação provoca aumento da superfície de ruptura, tanto visualmente pelos ensaios, como pelos vetores da análise numérica, até um ponto que ocorre o deslocamento de toda a massa cimentada, sem a ruptura.

Como pode ser visto, as técnicas de reforço de reaterro basicamente se dividem em dois grupos: (a) introdução de elementos de reforços no reaterro, antes e após sua execução; e (b) mistura de agentes cimentantes no solo a ser utilizado no reaterro. Em termos de comportamento, verifica-se que ambas as técnicas produzem aumento da capacidade de carga das fundações, porém a introdução elementos de reforço, como geossintéticos, pode aumentar a flexibilidade, enquanto que a introdução de cimento, por exemplo, aumenta a rigidez, reduzindo as deformações. Deste ponto de vista, a mistura de cimento, é mais vantajosa, pois

além do aumento da capacidade de carga, a redução das deformações é benéfica quando se tem estruturas mais rígidas.

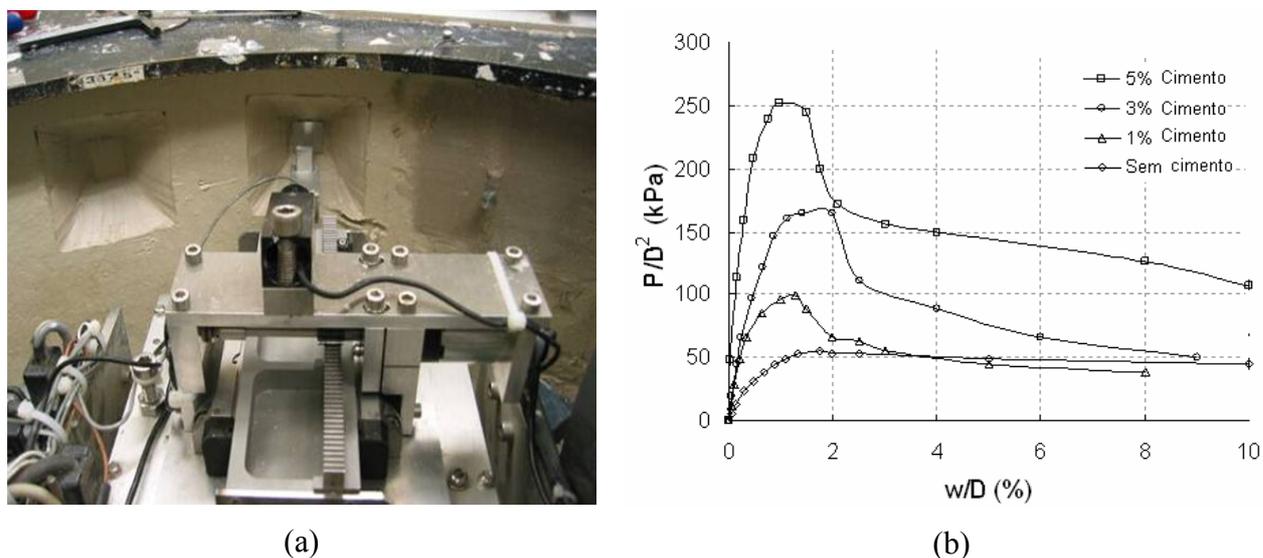


Figura 2.14: (a) vista interna da centrífuga na *University Western Australia* e (b) resultados dos ensaios de arrancamento para diferentes teores de cimento (Consoli *et al.*, 2007 e Ratley *et al.*, 2008)

2.2.8 Experiências Brasileiras

Os primeiros ensaios publicados no Brasil, realizados em solo residual, referem-se a cidade de Adrianópolis/RJ, na década de 70 (Pacheco *et al.*, 2008). Segundo Barata *et al.* (1978, 1979; *apud* Pacheco *et al.*, 2008) e Danziger (1983, *apud* Pacheco *et al.*, 2008), os ensaios em verdadeira grandeza foram realizados em um solo residual maduro de gneiss intemperizado. Conforme os autores, foram realizados quatro ensaios (diâmetros de 2,0 m a 3,0m, com embutimento de 1,0 m), em duas séries com a ruptura da forma de tronco de cone ($\alpha = \phi'/4$) e ruptura na forma cilíndrica ($\alpha = 0$), cujos resultados se aproximaram bem dos resultados estimados pelo método da Universidade de Grenoble (Martin, 1966 e 1973; Martin e Cochard, 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008).

Pacheco *et al.* (2008) relatam a realização de ensaios em verdadeira grandeza na cidade de Itapeva/SP, nos anos 80, em um solo argiloso de origem sedimentar (espessura média de 10 m), da idade Cenozóica, bastante laterizado. Segundo os autores, os ensaios simularam as

fundações metálicas em grelha (1,35 x 0,5 m, com profundidades entre 1,28 e 1,46 m), de sustentação de cabos de tração de torres estaiadas, com aplicação de carga inclinada. Conforme Pacheco *et al.* (2008), os aterros foram bem compactados (com parâmetros de resistência superiores ao solo natural). Na comparação dos resultados de campo com os valores estimados pelo método da Universidade de Grenoble (Martin, 1966 e 1973; Martin e Cochard, 1973; *apud* Pacheco *et al.*, 2008), os autores verificaram que: (a) as fundações mais rasas apresentaram melhores resultados quando adotados os parâmetros geotécnicos (c' e ϕ') obtidos à menores deformações (5%) no ensaio de cisalhamento; e (b) as fundações mais profundas apresentaram melhores resultados quando adotados os parâmetros geotécnicos (c' e ϕ') obtidos à maiores deformações (10%).

Dias (1987) aplicou, em seu trabalho, o estudo da pedologia em um projeto de uma linha de transmissão, com o objetivo de definir parâmetros geotécnicos a serem empregados nos projetos de fundação. A autora realizou ao todo 10 provas de carga em verdadeira grandeza no campo experimental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), na propriedade da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), localizado na cidade de Cachoeirinha/RS. As sapatas em concreto armado, com base quadrada de 1,0 m, espessura de 0,35 m e fuste de 0,35m x 0,35m, foram assentes a uma profundidade de 2,3 m. Destas, 4 foram assentes na horizontal e 6 inclinadas. Após a abertura das cavas e concretadas as sapatas, foram executados os reaterros com o solo natural, com controle (compactado em camadas de 30 cm a 85% do peso específico máximo e com umidade ótima) e sem (reaterro em camada única e compactação superficial – roda da retroescavadeira) controle de compactação. Em termos do comportamento carga-recalque, a autora verificou que em todos ocorria aumento linear na carga (até 80 kN), com baixíssima deformação (da ordem de 0,01%) (devido à aderência do solo na base e lateral da fundação), passando para uma fase de endurecimento não linear até a ruptura (deslocamento entre 0,02% e 0,075%; mobilização da resistência ao cisalhamento do solo) seguida de uma fase de fluxo livre (grande deslocamentos). As fundações verticais com controle de compactação apresentaram maior resistência (269 kN). Já, as fundações verticais sem o devido controle apresentaram menor resistência (172 kN), ou seja, uma redução de 64%. A resistência das fundações inclinadas com controle de compactação (201 kN) resultaram em uma carga de 75% da fundação vertical. Já, as fundação inclinadas sem controle (117 kN) resultaram em 58% da carga em relação a inclinada com controle. Dias (1987) aplicou os métodos de Grenoble e do Cone, utilizando os dados obtidos nos ensaios de laboratório. O método de Grenoble estimou bem os

resultados das provas de carga realizadas em campo. O método do Cone subestimou os resultados em 50% para os ensaios com controle de compactação e estimou com boa aproximação os ensaios reaterros sem controle.

Mantáras (1995) utilizou a modelagem numérica por elementos finitos (FEM) para estimar os resultados obtidos em campo por Dias (1987). O autor utilizou o software CRISP 90, considerando dois modelos de comportamento dos materiais: (a) elasto-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb; e (b) pseudo-elástico não linear. Com base neste estudo, o autor pode observar que: (a) as simulações numéricas apresentaram um erro da ordem de 10%, utilizando o modelo pseudo-elástico não linear, com os parâmetros obtidos dos ensaios pressiométricos; (b) o modelo elasto-perfeitamente plástico subestimou os resultados dos ensaios de campo e não apresentou resultados realísticos de deslocamento; e (c) as estimativas de deslocamento não ofereceram resultados satisfatórios, somente no tramo elástico inicial e na ruptura, para o modelo pseudo-elástico não linear.

Garcia *et al.* (2008) apresentaram um trabalho no qual determinaram a capacidade de carga estimada pelos métodos da Universidade de Grenoble e do Cone, de uma fundação hipotética, com dimensões padrão de torres de linhas de transmissão (quadrada de base 2,0 m e profundidade de 2,5 m), submetida à tração, no qual os reaterros considerados têm as mesmas características geotécnicas do terreno: (a) natural (período de pouca chuva) (a1) adequadamente compactado ($\gamma = 16,8 \text{ kN/m}^3$, $c' = 34 \text{ kPa}$ e $\phi' = 33,5^\circ$) e (a2) reaterro mal compactado ($\gamma = 13,0 \text{ kN/m}^3$, $c' = 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 32,9^\circ$); e (b) inundado (b1) adequadamente compactado ($\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$, $c' = 32 \text{ kPa}$ e $\phi' = 26,7^\circ$) e (b2) reaterro mal compactado ($\gamma = 13,0 \text{ kN/m}^3$, $c' = 1 \text{ kPa}$ e $\phi' = 31,6^\circ$) com solo residual da cidade de Bananal/SP. Por meio deste estudo, Garcia *et al.* (2008) chegaram as conclusões que: (a) para um reaterro bem compactado, a capacidade de carga na situação de umidade natural e inundado variou em somente 1%; (b) para um reaterro mal compactado, na condição de inundada tem-se uma redução na capacidade de carga da ordem de 43% a 59% em relação ao período pouco chuvoso; e (c) o método do Cone, mais conservador em comparação ao método de Grenoble, gera erros da ordem de 44% a 63% na condição bem compactado.

2.3 SOLO CIMENTO

O Instituto Americano do Concreto (ACI) define o solo cimentado como sendo “*a mistura de solo e uma quantidade medida de cimento e água, compactada a uma alta densidade*” (ACI, 2009). Assim, segundo ACI (2009), o solo cimentado corresponde à mistura de solo/agregado, cimento Portland, água e adição ou não de outros materiais cimentícios, adequadamente, compactado e curado de modo a se obter um material rígido com determinadas características técnicas de aplicação na área da engenharia. Já a ABNT (1990, 1992a, 1992b, 1992c) apresenta definição semelhante: “*Produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem...*”.

Assim como no concreto, a pasta de cimento une as partículas, porém, no solo cimentado as partículas não são totalmente envoltas pela pasta de cimento (ACI, 2009). Vendruscolo (2003) define que a mistura do solo com cimento é similar ao concreto, sendo que a diferença está, basicamente, no tipo de agregado empregado. Enquanto que no concreto as partículas de cimento envolvem o agregado granular (pedra britada e areia) ligando suas partículas, no solo cimento as partículas de cimento envolvem grãos de solos finos, resultando assim em ligações menos resistentes comparadas às do concreto (Vendruscolo, 2003).

Conforme ACI (2009), o solo cimentado ainda é caracterizado por um material capaz de satisfazer as características de durabilidade e/ou resistência, de modo a resistir aos carregamentos impostos (trânsito, no caso de estradas) ou resistir aos fenômenos naturais (ciclos de gelo/degelo, secagem/molhagem, erosão e abrasão sobre condições de fluxo, etc.); diferentemente do solo melhorado com cimento, que tem o objetivo de melhorar uma propriedade específica.

Do ponto de vista ambiental, a USAGE (1995) define que a avaliação da eficiência da técnica de solo cimento, para aplicação em técnicas de estabilização e *liners*, consiste na realização de uma série de ensaios químicos (lixiviação, extração química, caracterização tóxica e outros) e físicos (resistência à compressão simples, permeabilidade, durabilidade, densidade e outros). Segundo a USAGE (1995), a eficácia consiste em manter o material estabilizado e íntegro ao longo dos anos. Desta forma é necessária uma constante avaliação deste material ao longo do tempo, com a realização de ensaios de durabilidade pós-tratamento. Geralmente, os ensaios

empregados para avaliação da durabilidade consistem em submeter o material estabilizado a ciclos de molhagem/secagem e gelo/degelo.

Segundo a ACI (2009), o solo cimentado tem larga aplicação na engenharia geotécnica, sendo utilizado como base de pavimentos flexíveis ou rígidos de estradas de rodagem e pista de aeroportos; proteção de taludes de barragens e margens de rios, revestimento de canais, reservatórios e lagoas; base de diques; e estabilização de fundações. Também têm aplicação ambiental, como a estabilização de solos contaminados e *liners* de fundo e cobertura (Cruz, 2003; Knop, 2003; Lemos, 2006).

O solo cimentado em fundações tem sido utilizado para construções que exigem capacidade de carga elevada. A ACI (2009) cita como exemplos: (a) as fundações da usina nuclear de Koeberg, localizada na África do sul, onde uma camada de 5,5 m de areia saturada foi estabilizada com 5% de cimento Portland de modo a aumentar a coesão e prevenir a liquefação; (b) em 1980, a estabilização com cimento de uma camada de 3,7 m de espessura de um depósito calcário pouco consistente, em detrimento da execução de pilares e tubulões, para a construção de 38 edifícios comerciais em Tampa, Flórida, geraram uma economia da ordem de 400 mil dólares; (c) o reaterro de um bolsão de argila mole (com 10,7 m de profundidade e um volume de 44.100 m³), tratado com cimento, na barragem de Cochiti, centro-norte do Novo México, proporcionou um material com características mecânicas semelhantes ao arenito que compõe o terreno; e (d) a substituição de solo cimentado (com 10% de cimento) por concreto nas fundações (89.900 m³) da barragem de Richland Creek, Texas, proporcionou uma economia de 7,9 milhões de dólares.

Desde os anos 1990, o comportamento de solo cimentado já vem sendo estudado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Entre os diversos trabalhos realizados, pode-se exemplificar as dissertações e teses de Prietto (1996), Vendruscolo (1996), Garcia (1998), Heineck (1998), Sales (1998), Rotta (2000), Cruz (2003), Knop (2003), Vendruscolo (2003) Prietto (2004), Foppa (2005), Medero (2005), Rotta (2005), Dalla Rosa (2006), Lemos (2006), Knop (2007), Cruz (2008) e Dalla Rosa (2009). Estes estudos foram direcionados para a investigação do comportamento destes materiais, por meio de ensaios de laboratório, bem como, a sua aplicação prática em fundações.

Segundo a ACI (2009), quase todos os tipos de solos podem ser tratados com cimento, exceto solos orgânicos, argilas altamente plásticas, solos com elevados índices de sulfatos e solos

arenosos com baixíssima reação. Já solos granulares são particularmente adequados, sendo que os solos com grãos finos (entre 5% e 35% passante na peneira nº 200 – abertura de 75 μ m) são mais facilmente misturáveis e, em geral, são mais econômicos pois requerem teores de cimento menores (ACI, 2009). A NBR-12.253 (ABNT, 1992b) define que sejam empregados somente solos nos quais a totalidade dos grãos passe na peneira com abertura de 75 mm e que no máximo 45% dos grãos fiquem retidos na peneira com abertura de 4,8 mm; bem como se enquadrem nos grupos A1, A2, A3 e A4 da classificação da norma americana ASTM D 3282.

Conforme a ACI (2009), as propriedades do solo cimentado podem ser influenciadas por diferentes fatores, tais como: tipo e composição do solo, teor de cimento e água, grau de compactação, tipo e uniformização da mistura e condições de cura. Clough *et al.* (1981), através dos resultados de seus ensaios, verificaram que o comportamento de uma areia cimentada é influenciado drasticamente pelo teor de agente cimentante, densidade da areia, pressão confinante e distribuição granulométrica.

Como pode ser visto, o solo cimentado já é uma técnica de tratamento de solo promissora, sendo a mesma já utilizada com sucesso em diversas áreas da geotecnia. Esta técnica já vem sendo estudada na Universidade Federal do Rio Grande do Sul desde meados dos anos 1990. Entre os diversos trabalhos, podem-se destacar aqueles que utilizaram a areia de Osório/RS, a qual também foi utilizada nas provas de carga à tração realizadas neste trabalho.

2.3.1 Propriedades Macroestruturais Afetadas pela Adição de Cimento

A análise macroestrutural é aquela que avalia o desempenho de um solo cimento do ponto de vista do comportamento do maciço como um todo. A verificação do desempenho é feita através da caracterização física do material (ensaios de granulometria, compactação, etc.), resistência mecânica (ensaios de compressão não confinada ou simples, flexão, compressão diametral, etc.), permeabilidade, durabilidade (ciclos de molhagem/secagem, etc.), lixiviação, etc. Os ensaios para determinação das propriedades, acima descritas, do ponto de vista geotécnico, são de simples execução, em comparação com os outros mais complexos, como, compressão triaxial ou centrífuga.

Conforme ACI (2009), a adição de cimento causa mudanças na umidade ótima e no peso específico seco máximo em relação ao solo natural. De forma geral, a flocculação tende a aumentar a umidade ótima e diminuir o peso específico seco, porém em solos com alta

densidade a tendência é o aumento do peso específico seco. Para um determinado teor de cimento, quanto mais densa a mistura, maior será a resistência à compressão e quanto maior o tempo entre a mistura e a compactação, menor será o peso específico máximo e também a resistência à compressão.

A resistência à compressão simples é o parâmetro mais utilizado para a caracterização do solo cimentado, pois representa a eficiência da mistura (solo, cimento e água) e o grau de enrijecimento do novo material (ACI, 2009). Por exemplo, Ruver e Hörle (2004) verificaram que uma adição de 10% de Cimento Portland a um solo residual de arenito proporcionou um aumento de 10 vezes na resistência à compressão. Já Cruz (2008) verificou para a areia fina que a resistência à compressão simples aumenta de forma exponencial com o teor de cimento. Verificou ainda que quanto maior o índice de vazios e a porosidade, menor é a resistência à compressão simples. ACI (2009) cita que a resistência à compressão simples também é influenciada pelo tempo de cura e pelo tipo de solo, de modo que a resistência para longos períodos de cura é maior para solos mais granulares.

Conforme Cruz (2003), a permeabilidade é drasticamente afetada pela adição de cimento Portland. Pelos ensaios realizados, o autor verificou que para um mesmo peso específico e mesmo teor de umidade, a permeabilidade diminuiu de forma exponencial, com o aumento do cimento; por exemplo, um aumento no teor de cimento de 20% para 30% de cimento Portland, reduziu em 10 vezes a permeabilidade do solo residual de arenito. Segundo ACI (2009), a permeabilidade de um solo cimentado reduz com a adição de cimento, sendo que esta também reduz para maiores tempos de cura. A percolação em meses frios pode ser até dez vezes maior em relação aos meses quentes, como decorrência do fechamento das trincas, expansão térmica e crescimento das algas entre as fissuras. Para um sistema de multicamadas, a percolação é maior no sentido longitudinal a interface em relação ao sentido transversal, podendo ser até 20 vezes maior.

O solo cimentado, inevitavelmente, apresenta retração durante a secagem. A retração tem como consequência a fissuração, cujo grau está intimamente relacionado ao tipo de solo, ao teor de cimento, à quantidade de água, à compactação e ao tipo de cura. Por exemplo, um solo argiloso apresenta alto índice de retração, porém as fissuras apresentam menor abertura e são mais próximas, em relação a um solo granular (ACI, 2009).

Do ponto de vista de fundações à compressão, Consoli *et al.* (2003) mostram que a utilização de camadas cimentadas como reforço de fundação aumenta, consideravelmente, a capacidade de carga do solo. Os autores ainda verificaram uma diminuição das deformações e o novo material (solo cimentado) apresenta, como consequência, um comportamento claramente frágil. Agora, segundo Consoli *et al.* (2007), a superfície de ruptura do novo material é drasticamente afetada para os diferentes teores de cimentação.

Em termos de fundações submetidas à tração, Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008), em ensaios de arrancamento em centrífuga, verificaram um considerável aumento na resistência à tração (linear) com o aumento do teor de cimento Portland. Os autores também verificaram uma diminuição na deformação junto à tensão de pico com o aumento do teor de cimento.

2.3.2 Propriedades Microestruturais Afetadas pela Adição de Cimento

As propriedades microestruturais são aquelas relacionadas ao comportamento do material cimentado, de modo a entender como o agente cimentante age na estrutura do solo, e, conseqüentemente, em suas propriedades. As análises podem ser de caracterização microestrutural, com a utilização de difração de raio-x e microscópio eletrônico, ou ainda, de análise comportamental mecanicista, a partir de ensaios de compressão triaxial, *ring shear*, cisalhamento direto, etc.

Os solos cimentados são fortemente influenciados pelas tensões confinantes. Baixas tensões confinantes conferem ao material uma característica de tensão de pico e grande expansão (dilatância), passando para um estágio de amolecimento (“*softening*”), semelhante às areias densas. O aumento na tensão confinante provoca uma inversão no comportamento, passando a apresentar um comportamento dúctil-compressivo de endurecimento (“*hardening*”) (Gens e Nova, 1993; Leroueil e Vaughan, 1990).

Coop e Atkinson (1993) estabelecem três tipos de comportamentos em função da intensidade das tensões confinantes. Na primeira categoria se enquadraram os solos cimentados, cuja tensão confinante é tão alta a ponto de mobilizar a tensão de plastificação na fase de carregamento isotrópico. Na segunda categoria, a tensão confinante é intermediária, sendo que a tensão de plastificação é atingida na fase de cisalhamento, preservando a matriz durante a fase de carregamento isotrópico. Nesta categoria, a tensão de pico é governada pela parcela friccional, como no solo não cimentado. Na terceira categoria, a resistência de pico obtida para um solo cimentado a baixas tensões de confinamento é resultante da parcela coesiva

proporcionado pelo agente cimentante. A resistência de pico, neste caso, ocorre a baixas deformações.

Conforme Leroueil e Hight (2003), o fenômeno de plastificação é caracterizado pela quebra da estrutura cimentícia de forma gradual. Este fenômeno se reflete no comportamento com a redução na rigidez e na resistência. Também é caracterizado por deformações plásticas e irreversíveis. Coop e Atkinson (1993) citam que o ponto de plastificação corresponde à fase de início das tensões de plastificação, que provocam uma notável variação volumétrica e um afastamento da trajetória de tensões da trajetória linear.

Em solos não coesivos, o comportamento mecânico é comandado pela fricção entre os grãos e a compactidade. Segundo Wood (1990), o comportamento friccional é formado por duas partes: (a) ângulo de atrito no estado crítico; e (b) ângulo de dilatância. O autor salienta que este é constante e aquele é variável, sendo dependente do nível de tensões.

Apesar do comportamento friccional ser intrínseco dos solos não coesivos, Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que a dilatância observada em solos cimentados é marcante sob baixas tensões de confinamento, principalmente, devido ao fato de que a taxa máxima de dilatação ocorre à deformações maiores, em relação a deformação na resistência de pico.

Cuccovillo e Coop (1999), ao estudarem dois solos cimentados, verificaram que em um solo a tensão de pico ocorreu próxima a tensão de plastificação, seguido de perda de carga e deformações de compressão; no outro solo, cisalhado a baixas tensões, a tensão de pico ocorreu após a plastificação, sendo verificado um comportamento de dilatação e com deformações plásticas. No primeiro caso, a resistência foi comandada pela parcela coesiva do solo, já no segundo, o comportamento foi comandado pela parcela friccional.

Ismail *et al.* (2002) reforçam a idéia anterior. Em seu trabalho, os autores utilizaram diferentes agentes cimentantes, dosados de modo a se obter a mesma resistência à compressão simples, onde verificaram diferentes comportamentos para cada um dos agentes cimentantes utilizados. Como exemplo, pode-se citar que o cimento Portland proporcionou uma forte dilatância, seguindo um comportamento de *hardening* após a tensão máxima, enquanto que o gesso apresentou um comportamento de *softening*.

Segundo Akinmusuru (1987), o aumento na tensão confinante, de uma forma geral, aumenta a rigidez e a resistência de pico. Para um solo cimentado com as mesmas características, o aumento no teor de agente cimentante proporciona um compósito mais frágil na ruptura.

Conforme citado por Clough *et al.* (1981), solos com alta cimentação apresentam alta rigidez, ou seja, um comportamento frágil na ruptura, tanto para baixas ou altas tensões confinantes. Já os com média ou fraca cimentação mostram uma transição entre o comportamento frágil e dúctil, com o aumento da pressão confinante.

Akinmusuru (1987) cita dois fatores importantes que geralmente são esquecidos: quantidade de água e tempo de cura. A quantidade de água pode ser um indicativo do grau de hidratação do cimento. O tempo de cura e o teor de agente cimentante são fatores-chave na resistência de pico. O aumento do teor de cimento e o tempo de cura proporcionam um aumento da tensão de pico e aumento na rigidez. O autor cita, por exemplo, que o valor do módulo de deformação em 28 dias é aproximadamente o triplo, em relação a um tempo de cura de 7 dias. A tensão confinante, o tipo e o teor de agente cimentante e o tempo de cura interferem, significativamente, no módulo de deformação e na resistência; no entanto, o comportamento mecânico, praticamente, não é afetado pelo teor de umidade desde que haja água suficiente para a hidratação do cimento.

Huang e Airey (1993) citam que o aumento da densidade ou compactação da matriz também tem fator importante na resistência e na rigidez do material cimentado, apesar de que densidades muito altas reduzem a importância das ligações da cimentação.

Saxena e Lastrico (1978) reforçam a idéia de que a coesão (parcela coesiva) é determinística a baixas deformações, em um solo cimentado. Para grandes deformações, caracterizada também pela quebra da estrutura cimentada, a resistência ao cisalhamento é comandada pelo ângulo de atrito do solo (parcela friccional).

Em solos não coesivos, a adição de um agente cimentante gera um componente de resistência extra – coesão, porém o ângulo de atrito permanece praticamente inalterado, em relação ao solo não cimentado (Clough *et al.*, 1981). Segundo o autor, o agente cimentante também proporciona aumento na resistência devido ao seu componente físico, ao preencher os vazios da matriz e aumentar a densidade do material.

Akinmusuru (1987) cita que a adição de cimento proporciona coesão a um material sem cimentação, porém, o ângulo de atrito é pouco afetado. Os autores também verificaram que a coesão aumenta com o tempo de cura e com o aumento do teor de cimento, enquanto o ângulo de atrito não é afetado.

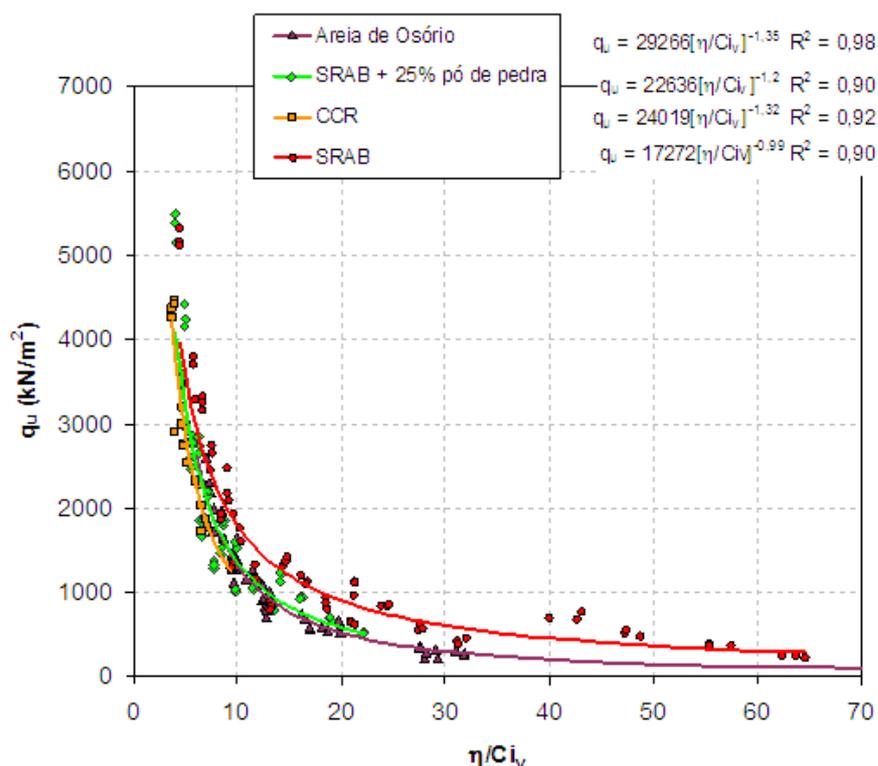
2.3.3 Dosagem de Solo Cimentado

O concreto, por ser o material de construção mais utilizado na engenharia civil, possui uma metodologia de dosagem já consagrada desde os primórdios do século XX, sabendo-se que a resistência do concreto é determinada pelo teor de água/cimento.

Quanto ao solo cimentado, um dos primeiros trabalhos a tentar obter parâmetros de dosagem foi o trabalho de Larnach (1960 *apud* Vendruscolo, 2003). O autor cita que não é possível estabelecer uma relação entre as propriedades de resistência, a partir do fator água/cimento, da mistura solo cimento, pois na compactação não é possível a eliminação total do ar. Nos seus estudos, verificou que existe uma correlação entre o teor total de vazios (água + ar) do solo (nove parte de areia fina para uma parte de argila) e a quantidade de cimento (V_v/V_c), com a resistência à compressão simples (q_{RCS}).

A NBR-12.253 (ABNT, 1992b) estabelece critérios para a dosagem de solo cimentado para fins da aplicação em pavimentação. A norma é bastante prática por sugerir teores de cimento Portland para determinados tipos de solo. A dosagem consiste em, primeiramente, caracterizar fisicamente o solo em termos de granulometria, ensaios de compactação e limites de liquidez e plasticidade. Em seguida, deve ser realizada uma bateria de ensaios de compressão simples, com diversos teores de cimento, no grau de compactação máximo. A dosagem corresponde ao menor teor de cimento que apresentar uma resistência média de 2,1 MPa.

Estudos recentes na UFRGS, realizados por Foppa (2005), Bittencourt *et al.* (2006), Lopes Júnior (2007) e Cruz (2009), para diferentes tipos de solo cimentados com cimento Portland, mostram que a correta dosagem é obtida quando à compressão simples é correlacionada à relação entre a porosidade e a quantidade de cimento em volume (η/Ci_v) (Figura 2.15) e não em função do fator vazios/cimento (V_v/V_c). O fator vazios/cimento (V_v/V_c) somente tem validade para um mesmo teor de umidade, pois se mantem a mesma quantidade de vazios, aumentando o teor de umidade, baixando consequentemente, a resistência (Foppa, 2005).



Observações: solos residual de arenito Botucatu – SRAB (Foppa, 2005), concreto compactado a rolo – CCR - mistura de pedra britada mais areia fina (Bittencourt *et al.*, 2006), solos residual de arenito Botucatu – SRAB mais pó-de-pedra (Lopes Júnior, 2007) e areia de Osório (Cruz, 2008)

Figura 2.15: correção entre a resistência à compressão simples (q_{RCS}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v), para diferentes materiais cimentados (Cruz, 2008)

Cruz (2008) estudou a areia fina de Osório/RS cimentada com diferentes teores de cimento Portland em várias porosidades, a fim de validar um método de dosagem, a partir do qual fosse possível determinar os parâmetros de resistência e de rigidez. Cruz (2008), a partir da Figura 2.16, verificou que quanto maior for a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v), menor será a resistência do material, independente da tensão de confinamento. O autor mostra que, para as diferentes tensões de confinamento, o material apresenta o mesmo comportamento, e que quanto maior a tensão de confinamento, maior será a resistência do material. O autor salienta ainda que, a partir de um dado valor de porosidade, quantidade de cimento e tensão de confinamento, é possível determinar a resistência do material, de modo a validar o uso da relação porosidade pela quantidade de cimento em

volume (η/Ci_v), na dosagem de areia-cimento. Por fim, Cruz (2008), em seu trabalho, obteve equações nas quais desenvolveu os parâmetros de resistência da areia cimentada (c' e ϕ') e do módulo cisalhante (G_o), a partir da relação da porosidade com a quantidade de cimento em volume (η/Ci_v).

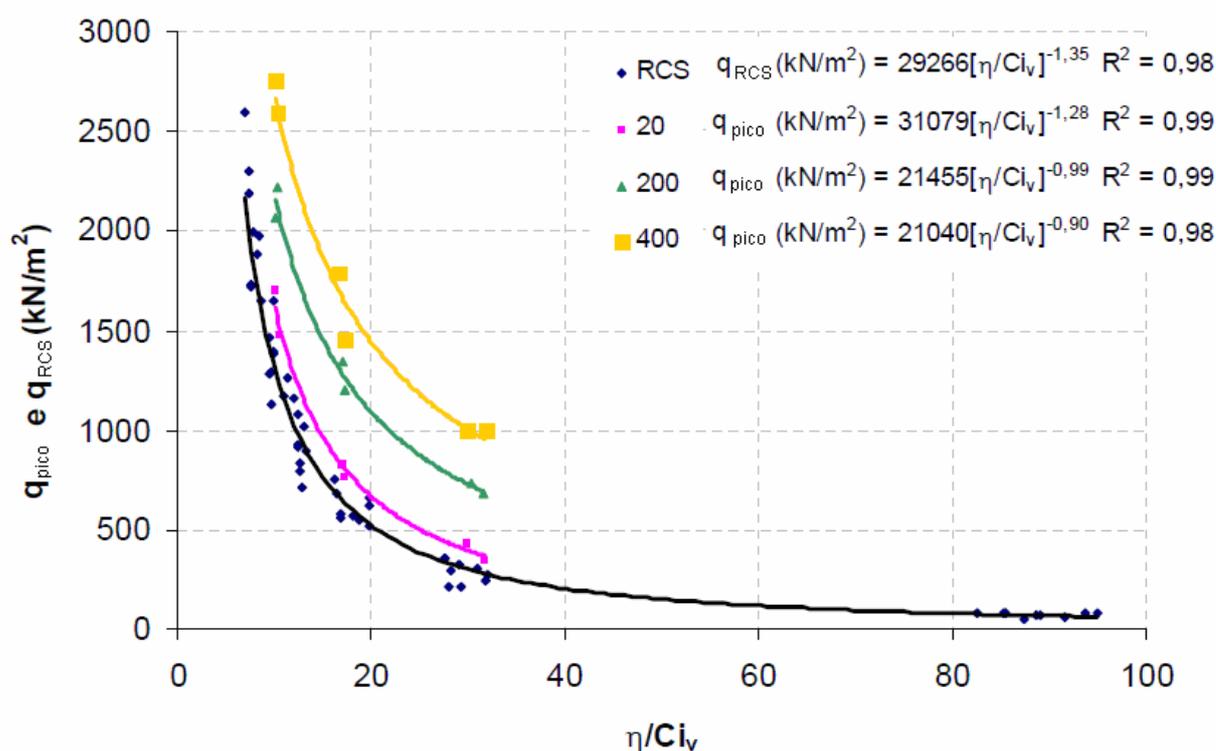


Figura 2.16: correção entre tensão de ruptura a diferentes tensões de confinamento (resistência a compressão simples - q_{RCS} e tensão de pico nos ensaios triaxiais - q_{pico}) e a relação da porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v) (Cruz, 2008)

2.3.4 Execução do Solo Cimento

O CIGRE (2006) propõe um caderno técnico enfatizando os principais cuidados que se deve ter na execução de fundações de torres de transmissão de energia. Conforme o CIGRE (2006) deve haver interação entre o projeto e todas as fases da execução, de modo que o projeto de fundações proposto deve ser constantemente avaliado durante a sua execução. Assim, o solo cimento não deve fugir a esta regra.

Diversas entidades norte americanas (por exemplo: *American Cement Portland, Federal Highway Administration, Federal Aviation Agency, Coal Promotion Ash Association, American Concrete Institute, etc.*) propõem metodologias para dimensionamento, execução e monitoramento do solo cimentado (ACI, 2009). No Brasil, a ABNT (1990, 1992a) estabelece a metodologia dos ensaios para a verificação de desempenho mecânico, a partir de ensaios à compressão simples.

Quanto à mistura, a ACI (2009) cita que pode ser feita de duas formas: (a) mistura no próprio local; e (b) mistura em central – misturador rotativo ou tipo moinho. Quando a mistura é realizada no próprio local, previamente à aplicação do cimento, o solo deverá ser escarificado e deverá possuir umidade inferior ao da mistura, de forma a evitar a formação de grumos. A ACI (2009) recomenda um tempo máximo de 60 minutos entre a mistura e a compactação, devendo o tempo de transporte ser, preferencialmente, inferior a 30 minutos, quando produzido em central.

Conforme a ACI (2009), o primeiro cuidado na execução da mistura diz respeito à temperatura ambiente, não sendo recomendada uma temperatura inferior a 7° C, devendo ser tomadas medidas para evitar o congelamento do solo cimentado, nos primeiros 7 dias de cura. Em caso de chuva, é recomendado interromper a execução e, havendo o evento na fase de compactação, os serviços deverão ser concluídos imediatamente.

Neste trabalho utilizou-se as dosagem definidas por Cruz (2008), sendo que a mistura da areia e do cimento foi feita em campo. A eficiência da mistura em campo e procedimento de cura não controlada foram determinados por ensaios de compressão simples, onde os resultados de campo foram comparados com os resultados dos corpos de provas moldados em laboratório realizados por Cruz (2008).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL, CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente trabalho abrange a análise numérica dos resultados de campanha experimental, que envolve ensaios de laboratório e ensaios de campo (moldagem, preparação e execução de provas de carga à tração).

Para atender a esta finalidade é necessária a caracterização do local de estudo, através de ensaios de campo e de laboratório. Assim, conhecido o problema a ser estudado (fundações submetidas a esforços de arrancamento), definidos os materiais envolvidos (areia não coesiva, agente cimentante e tipo de fundação) e conhecido o ambiente de inserção do problema (campo experimental), foi possível definir o programa experimental, com base em um projeto de experimento minimamente dimensionado, capaz de estabelecer os dados de entrada necessários para formular e calibrar o modelo numérico, bem como estabelecer uma análise paramétrica dentro de uma gama de variações que o problema a ser solucionado possa vir a ter.

No primeiro momento, foram definidos os ensaios de laboratório para a caracterização dos solos envolvidos (areia de Osório e solo residual do campo experimental). Apesar de haver inúmeros trabalhos dedicados à caracterização dos solos estudados, foram efetuados alguns ensaios para verificação e confirmação das propriedades, principalmente da areia, pois devido ao grande volume utilizado (mais de 15 m³ comerciais) não foi possível o acompanhamento da sua extração e transporte. Foram realizados ensaios de determinação de umidade natural, análise granulométrica, determinação do peso específico dos grãos e limites de consistência. A umidade natural do solo do campo experimental foi determinada periodicamente como medida de controle, devido aos períodos de variação climática em que os ensaios de campo foram realizados. A análise granulométrica foi realizada em ambos os solos, sendo executados dois ensaios para a areia (por peneiramento, um com lavagem e outro sem lavagem – devido

ao baixíssimo teor de finos) e três para o solo do campo experimental: dois por sedimentações e dois por peneiramento, sendo uma amostra obtida do ensaio de sedimentação e a outra amostra lavada sem a utilização de defloculante. Desejava-se com isso a verificação da necessidade do uso de defloculante para dissolução das partículas finas aderidas ao material grosseiro antes do processo de lavagem. Foi feita a determinação da massa específica dos grãos para uma amostra de ambos os solos. A determinação dos limites de consistência (limite de liquidez e plasticidade) foi realizada somente para o solo do campo experimental, pois a areia de Osório/RS é um material não plástico. Para o limite de plasticidade foram realizados cinco ensaios e para o limite de liquidez foram quatro ensaios.

Para a execução dos ensaios de campo foram executadas provas de carga à tração (arrancamento), realizadas com placas de aço reaterradas com areia compactada com e sem a adição de cimento (3% e 7% em relação o peso seco da areia). Quanto à geometria, foram utilizadas placas circulares de aço com diâmetros de 30 cm e 45 cm, assentes em profundidades distintas com embutimentos de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0. Quanto ao tamanho e forma da cava, foi definido um formato prismático de base quadrada, com a aresta cinco vezes o diâmetro da placa utilizada. Quanto à dosagem, utilizou-se a metodologia apresentada por Cruz (2008), que realizou seu trabalho de laboratório com a mesma areia e tipo de cimento utilizados na presente pesquisa. A Tabela 3.1 apresenta o resumo das características das provas de carga realizadas. Para todas as dosagens foi utilizado um mesmo teor de água (10% em massa, em relação à soma da massa seca da areia e do cimento) – adotado por Cruz (2008), mesmo peso específico aparente úmido ($\gamma=17,0 \text{ kN/m}^3$) e mesmo tempo de cura (7 dias).

Durante os trabalhos de campo, foi necessária execução de ensaios auxiliares *in situ*, tais como, determinação da umidade da areia e peso específico aparente úmido, além da extração de amostras. Os ensaios de determinação da umidade e do peso específico foram utilizados para o controle da execução dos reaterros e os testemunhos para a realização de ensaios de resistência à compressão simples (não confinada) e medição da sucção.

Tabela 3.1: Quantidade e características das provas de carga à tração realizadas na presente pesquisa

Diâmetro (<i>D</i>) da placa	Teor de cimento	Índice de vazios (<i>e</i>)	$\eta / C_{i_v}^*$	Embutimento (<i>H/D</i>)	Provas de carga realizadas (seqüência)**
30 cm	0.0%	0,675	---	0.5	
				1.0	X (4)
				1.5	X (14)
				2.0	X (5)
	3.0%	0,683	27.75	0.5	X (1)
				1.0	X X(2)(7)(10)
				1.5	X (3)
				2.0	X X (8)(11)
	7.0%	0,693	12.46	0.5	
				1.0	X (12)
				1.5	
				2.0	
45 cm	0.0%	0,675	---	0.5	
				1.0	X (6)
				1.5	
				2.0	
	3.0%	0,683	27.75	0.5	
				1.0	X X (9)(13)
				1.5	
				2.0	
	7.0%	0,693	12.46	0.5	
				1.0	
				1.5	
				2.0	
Total:				14	

Observações: * fator volume de vazios/volume de cimento em termos da porosidade e teor de cimento volumétrico; **X – Prova de carga individual executada com êxito, ~~X~~ – Prova de carga individual com resultado frustrado, devido à alta umidade inicial da areia e () indica a seqüência e a ordem de execução das provas de carga

Como havia necessidade de medição instantânea da umidade da areia a ser utilizada na execução dos reaterros das placas, o teor de umidade foi determinado pelo ensaio expedito da frigideira. Devido à grande variação climática sazonal, semanal, diária e até horária, alternando entre períodos secos com forte calor (mês de março/2010) a períodos frios com garoa, chuva torrencial, névoa, neblina, geada ou alta umidade do ar (maio e julho/2010), a umidade da areia era verificada antes do início dos trabalhos de moldagem de cada turno (manhã e tarde). Se a umidade medida fosse considerada alta, o trabalho daquele turno era suspenso. Adicionalmente, a umidade era também verificada em várias outras ocasiões durante a moldagem.

Após a execução de cada camada (mistura, espalhamento e compactação) era verificado o nível de compactação, por meio do peso específico úmido, através de ensaios do cilindro de cravação. Caso não fosse atingido o grau de compactação, a camada era recompactada.

Após a execução das provas de carga, foram retirados blocos de areia cimentada inteiriços do reaterro rompido, não afetados pela fissuração. A partir destes blocos foram esculpidos corpos de provas prismáticos. Ainda no mesmo dia da execução das provas de carga, para evitar diferenças de tempo de cura.

Na seqüência apresenta-se a caracterização dos materiais empregados e a descrição do campo experimental, onde foram executadas as provas de carga. Também serão descritos os métodos de ensaios de laboratório empregados para a caracterização dos materiais.

No Capítulo 4 serão descritas as provas de carga e os ensaios auxiliares (umidade da areia em campo e peso específico da camada de reaterro). Os ensaios de sucção e da resistência à compressão simples, embora tenham sido executados no laboratório, também serão descritos no capítulo seguinte.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Areia

A areia utilizada na presente pesquisa é proveniente do município de Osório, localizado no litoral norte do estado do Rio Grande do Sul (Figura 3.1). Pedologicamente, este solo é classificado como um Neossolo Quartzarênico Órtico Hidromórfico Típico, pertencente à unidade Osório, sendo típico da região costeira gaúcha (Streck *et al.*, 2002).



Figura 3.1: Croqui (sem escala) de localização do município de Osório/RS (http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_Osorio.svg, acessado em 06/11/2010)

Na Figura 3.2 são apresentadas as fotografias obtidas por microscópio de varredura com ampliação de (a) 40 vezes e (b) 500 vezes. A partir da análise das fotografias, Dalla Rosa (2009) verificou que a areia tem uma distribuição uniforme de grãos, possuindo uma forma pouco arredondada e com rugosidade moderada.

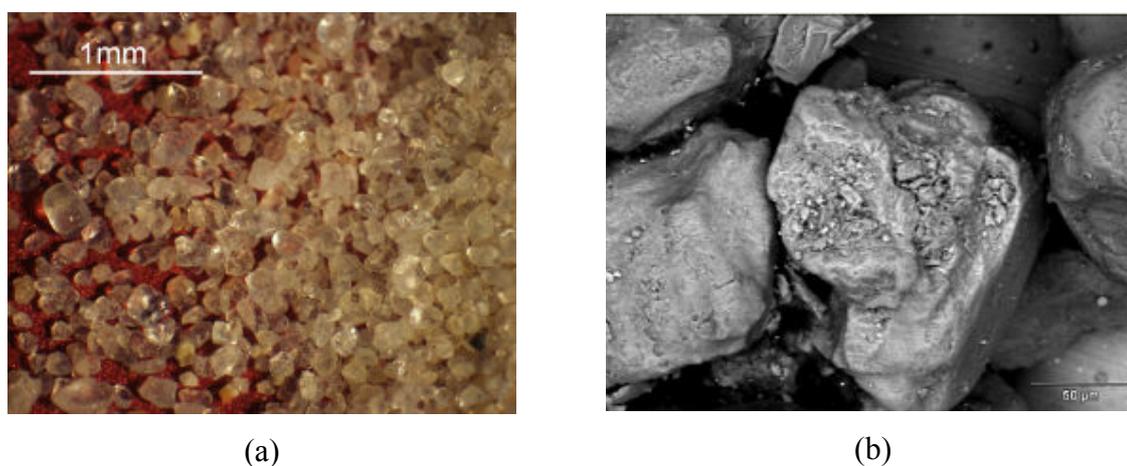


Figura 3.2: Imagem da areia: (a) Ampliada em 40 vezes; (b) Ampliada em 500 vezes (microscopia eletrônica de varredura) (Dalla Rosa, 2009).

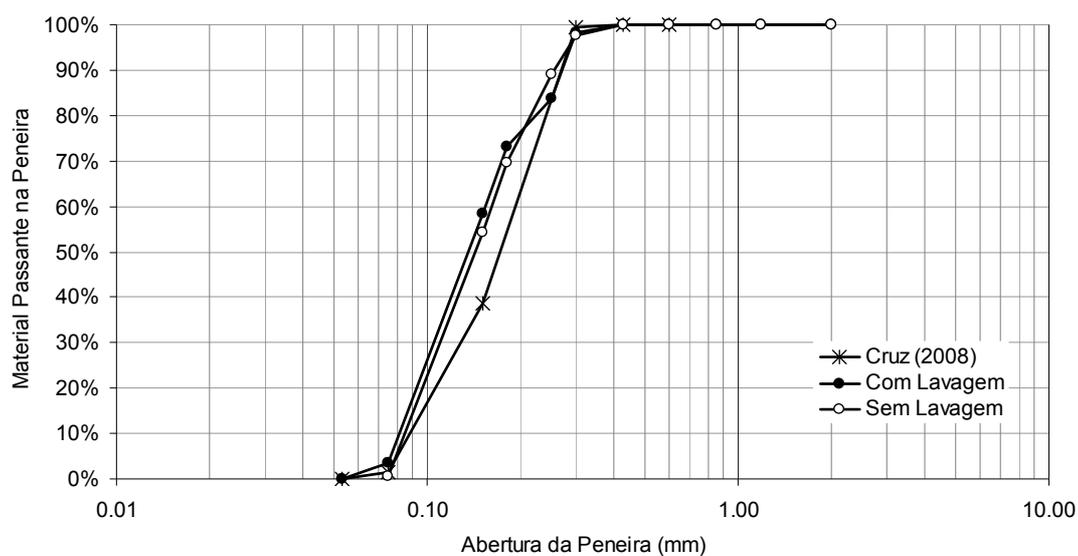


Figura 3.3: Curvas granulométricas da areia de Osório utilizada na presente pesquisa

Tabela 3.2: Distribuição granulométrica da areia utilizada na presente pesquisa

Peneiras		Retido (%)				Passante (%)	
		Parcial		Acumulado		Acumulado	
Abertura (mm)	Classif. ASTM	Com lavagem	Sem Lavagem	Com lavagem	Sem Lavagem	Com lavagem	Sem Lavagem
2,000	10	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%
1,180	16	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%	100,00%
0,850	20	0,01%	0,00%	0,01%	0,00%	99,99%	100,00%
0,600	30	0,00%	0,01%	0,02%	0,01%	99,98%	99,99%
0,425	40	0,09%	0,09%	0,11%	0,10%	99,89%	99,90%
0,300	50	1,77%	2,30%	1,88%	2,40%	98,12%	97,60%
0,250	60	14,20%	8,62%	16,08%	11,02%	83,92%	88,98%
0,180	80	10,88%	19,43%	26,96%	30,45%	73,04%	69,55%
0,150	100	14,59%	15,25%	41,55%	45,69%	58,45%	54,31%
0,075	200	54,97%	53,59%	96,51%	99,28%	3,49%	0,72%
0,053	300	3,49%	0,72%	100,00%	100,00%	0,00%	0,00%

Observação: a hachura separa os materiais pela classificação granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995)

A Figura 3.3 e a Tabela 3.2 apresentam a distribuição granulométrica da areia. Pela Figura 3.3 é possível confirmar que a areia de Osório apresenta a mesma distribuição granulométrica da areia utilizada por Cruz (2008), sendo ambas provenientes da mesma jazida, porém extraídas em épocas distintas. Pela Tabela 3.2, pode-se verificar que a areia apresenta um teor de 3,49% de material pulverulento. Devido ao baixíssimo teor de finos, verifica-se que as curvas granulométricas da areia lavada e não lavada coincidem. Ainda pela Tabela 3.2 verifica-se que a areia apresenta em sua composição um teor de 1,88% de areia média e 94,63% de areia fina, sem a presença de material grosseiro.

As propriedades físicas da areia são descritas na Tabela 3.3. Estas propriedades não foram quantificadas na presente pesquisa, exceto a massa específica real dos grãos, pois tem sido objeto de estudos em diversos trabalhos desenvolvidos na UFRGS, apresentando sempre valores semelhantes. A massa específica dos grãos da areia é semelhante aos valores mostrados na Tabela 3.3. Não foi identificada a presença de material orgânico ou outras impurezas. Em termos de umidade, a areia empregada apresenta grande variação sazonal, sendo que no mês de março de 2010 (quente e seco) apresentou um teor médio de 4,28%; subindo para 15% nos meses de inverno, independente de cobri-la ou não com lona. Para os ensaios de laboratório, a areia era empregada no estado seco absoluto (sem umidade, mantida na estufa a 60° C) ou com umidade higroscópica de 0,38% para os ensaios realizados por Cruz (2008).

Tabela 3.3: Propriedades físicas da areia utilizada na presente pesquisa

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	26,5 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade (C_{cu})	2,11
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,15
Diâmetro médio (D_{10})	0,09mm
Diâmetro médio (D_{50})	0,17mm
Índice de vazios mínimo (e_{min})	0,60
Índice de vazios máximo ($e_{máx}$)	0,85

(Cruz, 2008; Dalla Rosa, 2009)

A areia é, portanto, classificada como areia fina uniforme, conforme a NBR 6502 (ABNT, 1995). A escolha deste material justifica-se pelo fato de já ter sido utilizada por Cruz (2008), cujas dosagens foram usadas neste trabalho. Além disso, a areia é extraída e explorada comercialmente, sendo de fácil manuseio e transporte até o local destinado aos ensaios de campo.

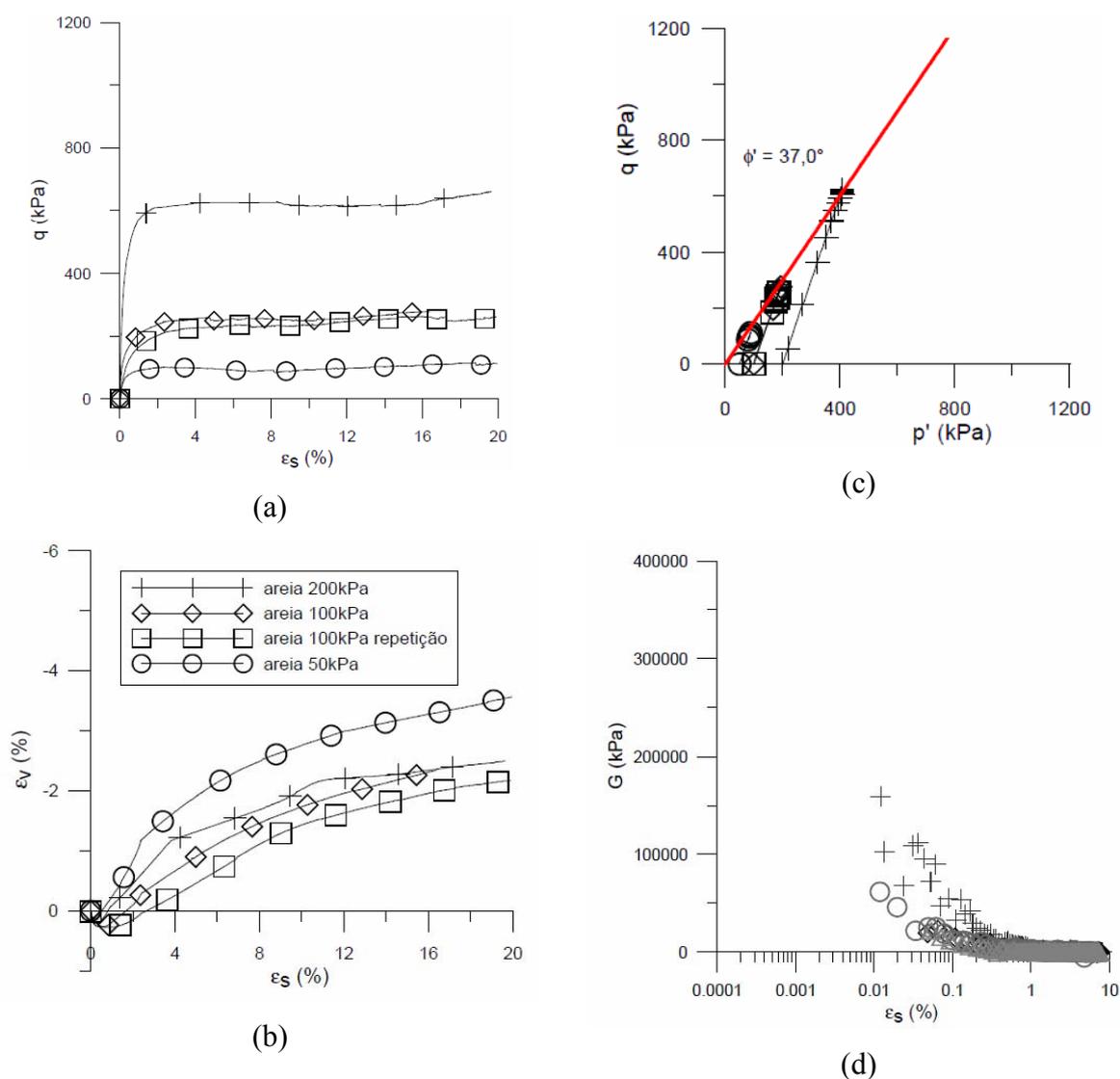
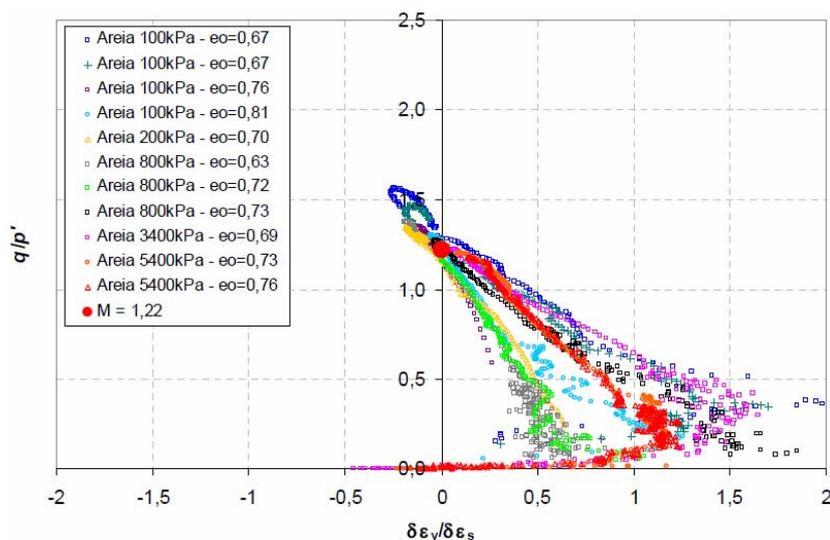


Figura 3.4: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (tipo CD) realizados na areia de Osório com densidade relativa de 50%, curvas (a) tensão desvio (q) x deformação distorcional (ϵ_s); (b) deformação volumétrica (ϵ_v) vs. deformação distorcional (ϵ_s); (c) tensão desvio (q) vs. tensão efetiva média (p'); e (d) módulo cisalhante (G) vs. deformação distorcional (ϵ_s) (Festugato, 2008)

O comportamento tensão-deformação da areia de Osório foi estudado por Festugato (2008) e Santos (2008). O primeiro autor realizou ensaios triaxiais com a areia, a uma densidade relativa de 50%, em três níveis de tensão confinante (50kPa, 100kPa e 200kPa). A segunda autora realizou ensaios triaxiais com a mesma areia, em níveis de tensão confinante maiores (100kPa, 200kPa, 800kPa, 3.400kPa e 5.400kPa). Os resultados obtidos pelos autores são apresentados nas Figuras 3.4. e 3.5.



(a)

Figura 3.5: Comportamento normalizado (q/p') pela dilatação da areia de Osório para diversas densidades relativas e distintas tensões confinantes (Santos, 2008)

3.2.2 Agente Cimentante

O agente cimentante utilizado neste estudo foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI RS), normalizado pela NBR 5733 (ABNT, 1991). Conforme a ABCP (2002), o cimento leva em sua fabricação o calcário (constituído por óxido de cálcio – CaO) e a argila caulínica (composta basicamente por sílica - SiO_2 e alumina - Al_2O_3 , que pode conter uma pequena parcela de óxido férrico - Fe_2O_3). O calcário e a argila, na proporção adequada para cada tipo de cimento, são finamente moídos, misturados e queimados a temperaturas de até 1450°C, em longos fornos rotativos. Neste processo de queima, a água (H_2O) e o gás carbônico (CO_2), presentes na mistura são eliminados. Desta queima é formado o clínquer, esferas vítreas do tamanho de “bolas de gude”. O clínquer sai do forno ainda incandescente,

sendo resfriado rapidamente. Após o resfriamento é adicionado cerca de 3,0% de gesso ($CaSO_4.H_2O$), sendo o conjunto finamente moído para constituir o cimento.

As características que conferem ao cimento ser de alta resistência inicial são devido a uma proporção particular de argila e calcário na produção do clínquer, em conjunto com a moagem mais fina do cimento, que proporciona ao produto uma resistência maior já nos primeiros dias, em comparação com os outros tipos de cimento. Diferentemente dos outros tipos de cimentos, que levam altos teores de adições de materiais pozolânicos (cinza de casca de arroz, etc.), escória de alto forno e/ou material carbonático, o cimento CP-V ARI somente admite um teor máximo de 5% de material carbonático. Na Tabela 3.4 são apresentadas as principais características do cimento de alta resistência inicial. Na Figura 3.6 são apresentadas as resistências à compressão simples para os diferentes tipos de cimento com o avanço do tempo de cura.

Tabela 3.4: Características do cimento utilizado na presente pesquisa

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Tempo de pega (h)	Norma Brasileira
		Clínquer + gesso	Material carbonático		
Alta Resistência Inicial	CP V - ARI	100 - 95	0 – 5	1 – 10	NBR 5733

(ABCP, 2002)

Como este trabalho tem o objetivo de utilizar as mesmas dosagens que os ensaios de laboratório realizados por Cruz (2008), é natural que se utilize o mesmo agente cimentante. Cruz (2008) justifica a utilização do cimento CP-V ARI, pelo fato de que com três dias de cura, a resistência deste cimento é equivalente ao cimento Portland CP IV para um período de cura de 28 dias, enquanto, a resistência do cimento CP-V ARI aos sete dias de cura é equivalente ao cimento CP-III aos 28 dias de cura.

Considerando o volume de cimento utilizado nos ensaios de campo e o tipo de fornecimento (embalagens de papel contendo 50kg, Figura 3.7), tomou-se o cuidado de comprar sempre a mesma marca, em quantidades suficientes para a utilização em duas semanas (evitando, assim, longos períodos de estocagem) e do mesmo fornecedor (de grande porte, garantindo o

fornecimento do cimento não muito velho). Desta forma foi possível manter as mesmas características e propriedades do agente cimentante, no decorrer dos ensaios de campo.

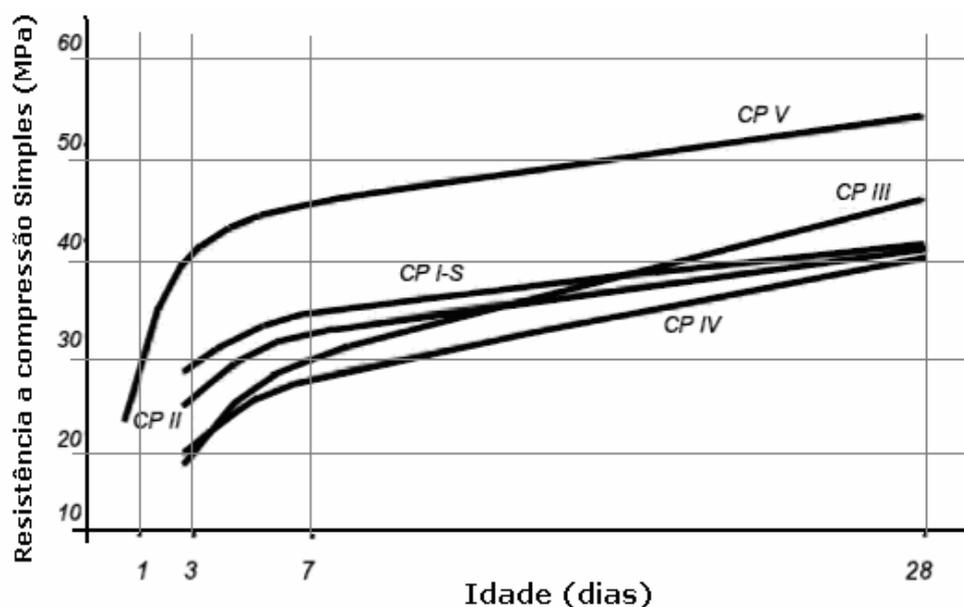


Figura 3.6: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002)



Figura 3.7: Fotografia de uma embalagem de 50kg do cimento CP-V ARI RS utilizado

3.2.3 Água

No presente trabalho foram utilizadas águas: destilada e potável. A água potável utilizada é proveniente de um poço artesiano localizado nas proximidades do CETEC (ver localização nas Figuras 3.8 e 3.9). Devido ao grande volume de material utilizado, à umidade presente na própria areia e ao pequeno porte do destilador disponível no LABGEO, não foi possível a utilização de água destilada para a execução dos ensaios de campo.

3.3 CAMPO EXPERIMENTAL

3.3.1 Localização

As provas de carga foram realizadas no campo experimental (Figuras 3.8 e 3.9) do Centro de Tecnologia (CETEC) (Figuras 3.9 e 3.10a), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FAER), da Universidade de Passo Fundo (UPF), localizado no Campus de Passo Fundo junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, na cidade de Passo Fundo (Figura 3.10b), região norte do estado do Rio Grande do Sul (Figura 3.11).



Figura 3.8: Fotografia do campo experimental



Figura 3.9: Imagem de satélite com a localização do campo experimental (coordenada: 22J 363893L 6876872S) do CETEC, visto a uma altitude de 1,10 km (software Google™ Earth, versão 5.2.1.1588, acessado em 06/11/2010)



(a)



(b)

Figura 3.10: Mapa de localização e acesso (a) ao Campus da UPF em Passo Fundo e ao CETEC e (b) à cidade de Passo Fundo/RS (<http://maps.google.com.br/maps?hl=pt-br&tab=w1>, acessado em 06/11/2010)



Figura 3.11: Croqui (sem escala) de localização do município de Passo Fundo (http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_PassoFundo.svg acessado em 06/11/2010)

3.3.2 Caracterização

O solo escavado que serviu de base para a execução das provas de carga é do tipo residual homogêneo, oriundo da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar).

Do ponto de vista pedológico, o solo da região de Passo Fundo é caracterizado como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, pertencente à unidade Passo Fundo (Streck *et al.*, 2002). Conforme Streck *et al.* (2002), este tipo de solo se caracteriza por ser bem drenado e profundo. Os autores também citam que este tipo de solo possui um perfil homogêneo, devido à transição gradual entre os horizontes. É um tipo de solo muito intemperizado, com predominância de caulinita e óxido de ferro (responsável pela cor vermelha), apresentando baixa CTC (atividade de argila menor que 17 cmol/kg), acentuada acidez, baixa reserva de nutrientes e toxicidade por alumínio para as plantas.

A Figura 3.12 apresenta os resultados de duas sondagens (com e sem lavagem) à percussão (SPT) realizadas no campo experimental. Através do resultado da sondagem, pode-se

perceber que o campo experimental apresenta um perfil homogêneo ao longo do perfil até uma profundidade de 15,0 m. Nesta profundidade não foi encontrado nível de água.

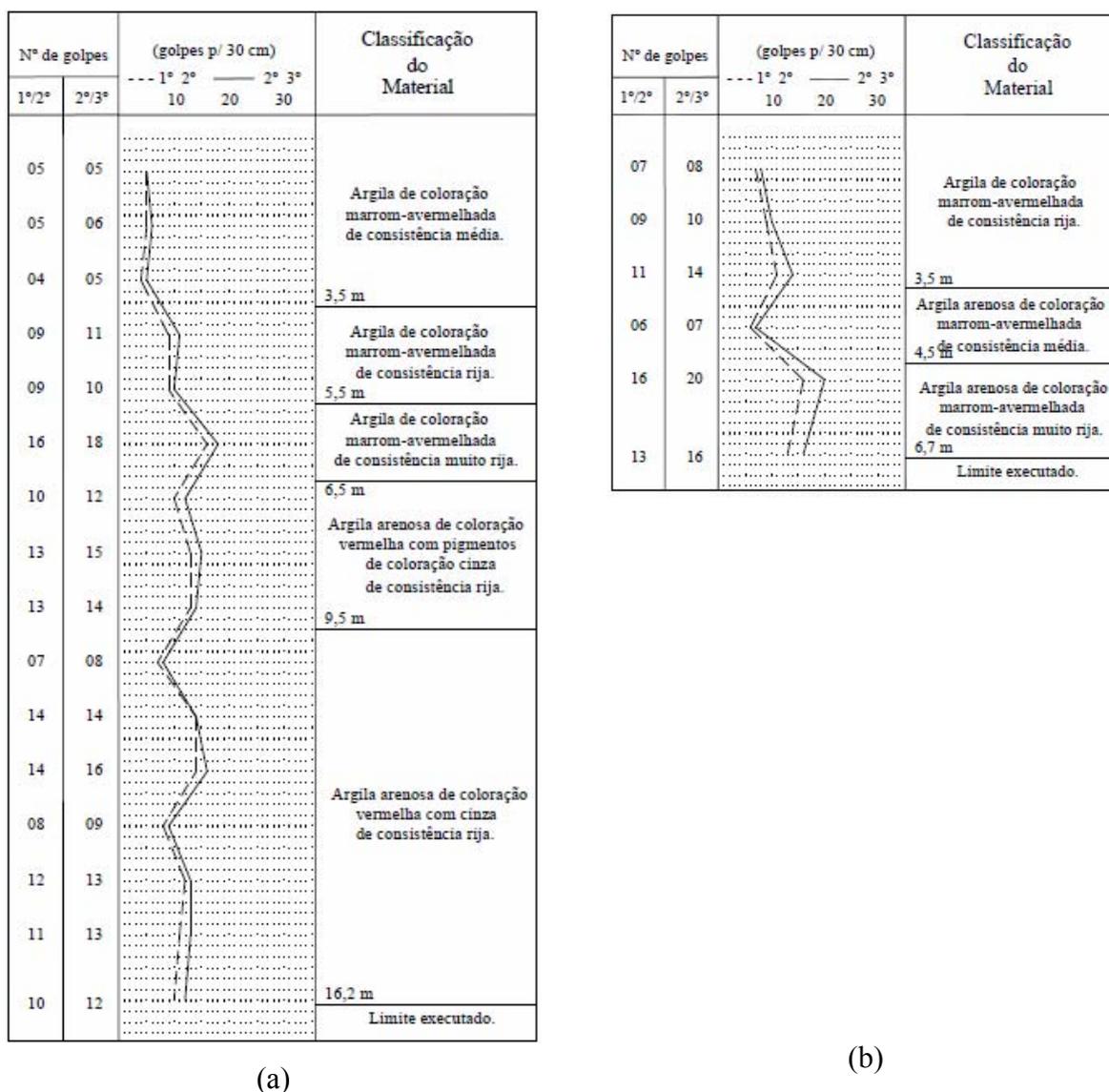


Figura 3.12: Resultados do ensaio de SPT realizado no campo experimental (a) com circulação de água; e (b) sem circulação de água, uso de trado mecânico (Lopes Jr. e Thomé, 2005)

Dalla Rosa *et al.* (2004a; 2004b) realizaram uma investigação geotécnica, ao longo do perfil até uma profundidade de 5,0 m, a partir de amostras coletadas com auxílio de um trado manual. A Figura 3.13 mostra as propriedades e os índices físicos ao longo da profundidade.

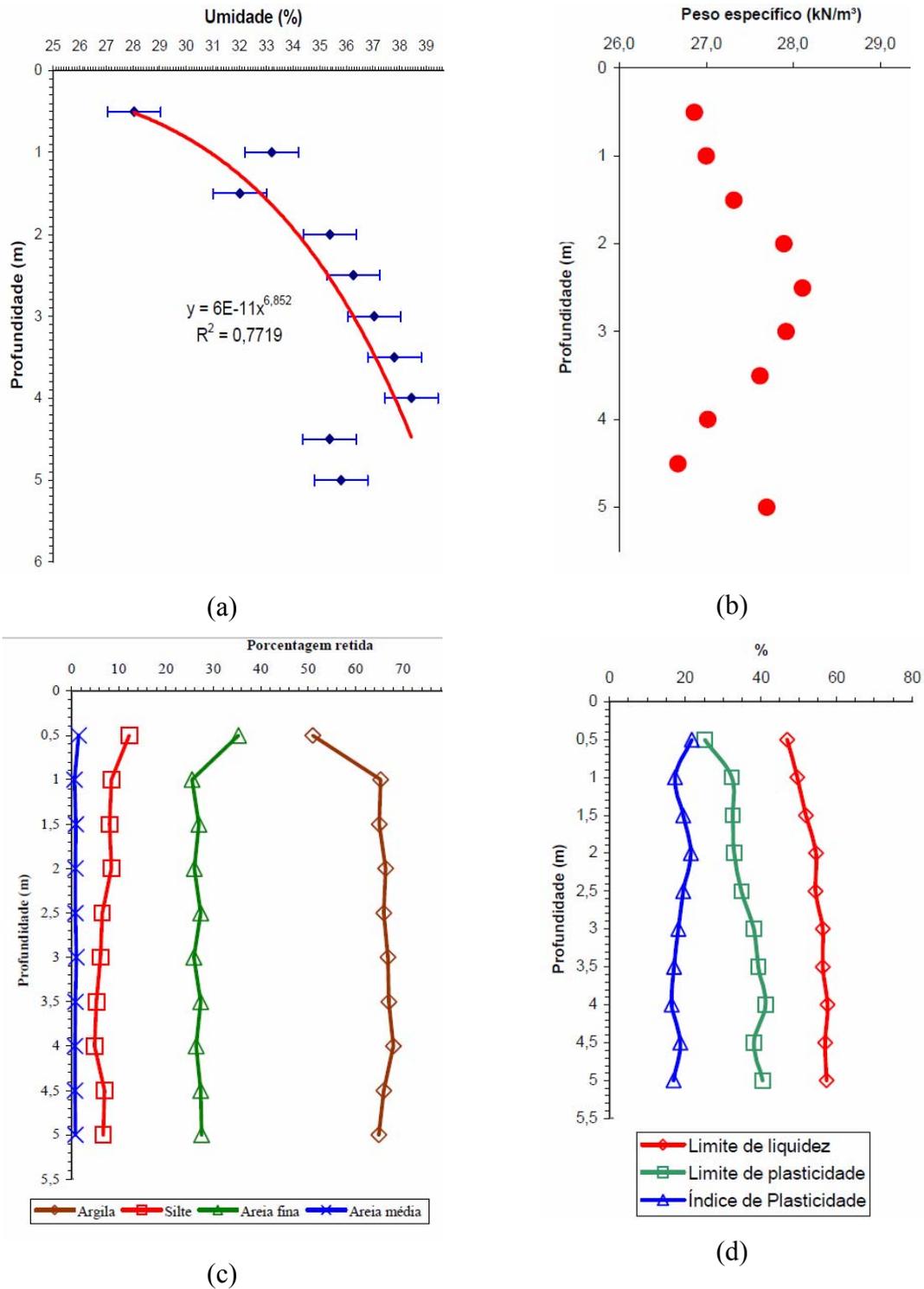


Figura 3.13: propriedades e índices físicos ao longo da profundidade - (a) umidade natural; (b) peso específico real dos Grãos; (c) distribuição granulométrica; e (d) limites de liquidez e plasticidade (Dalla Rosa *et al.*, 2004a e 2004b)

No decorrer das escavações mecânicas para abertura das cavas foram coletadas algumas amostras de solo, com o intuito de verificar a homogeneidade e confirmar as propriedades e os índices físicos do campo experimental.

A umidade natural média do solo, obtida no campo experimental, foi de 28,87%, a qual está dentro da faixa obtida por Dalla Rosa (2004a, 2004b) de 27 a 29%. Para a determinação da umidade natural do solo, a amostra era imediatamente coletada após a abertura mecânica da cava, de modo a evitar a perda da umidade. O processo de determinação da umidade foi realizado no período de março/2010 a setembro/2010 e apesar de ser um período de grande variação sazonal, não foi detectada grande variação de umidade natural no interior da massa do solo.

Na presente pesquisa foi obtido um valor de massa específica dos grãos, no valor de $26,7\text{kN/m}^3$, enquanto que Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b) obtiveram valores entre 26,5 e $28,2\text{kN/m}^3$.

Para o campo experimental, também, foram determinados os limites de liquidez e de plasticidade. O valor médio do limite de plasticidade (LP), obtido para cinco amostras diferentes, coletadas em diferentes cavas, foi de 32,08% (média de 28,79%, 36,36%, 27,45%, 31,52% e 36,26%), com um desvio padrão de 4,14%. O limite de liquidez (LL) determinado apresentou um valor de 41,21%, obtido por meio da curva de ensaio da Figura 3.14. Assim, a partir dos ensaios, o índice de plasticidade (IP) apresentou um valor médio de 9,02%. Os valores obtidos estão dentro da faixa de variação obtido por Dalla Rosa (2004a, 2004b), cujos valores médios são de 35% e 55% os limite de plasticidade e para o limite de liquidez, respectivamente.

Em termos de composição granulométrica, os ensaios foram realizados em duas amostras, sendo uma lavada após o processo de sedimentação (com uso de defloculante) e outra imediatamente após a secagem em estufa (sem uso de defloculante). A Tabela 3.5 apresenta os resultados obtidos na análise granulométrica por peneiramento e a Figura 3.15 apresenta a curva granulométrica. Por meio da Tabela 3.5 e da Figura 3.15, é possível verificar que o processo de lavagem sem a utilização de defloculante foi suficiente para desagregar os finos, de modo que as duas curvas granulométricas são idênticas. Pela análise granulométrica por peneiramento, é possível verificar que o solo é basicamente composto, conforme NBR 6502 (ABNT, 1995), por 0,45% de areia grossa, 2,06% de areia média, 18,57% de areia fina e

78,91% de material pulverulento (argila e silte). Através da sedimentação, foi verificado que o solo é composto por 59% de argila e 19,9% de silte. Dalla Rosa *et al.* (2004a, 2004b) obtiveram uma distribuição granulométrica média semelhante, uniforme ao longo da profundidade, sendo composta por 2% de areia média, 25% de areia fina, 8% de silte e 65% de argila; exceto na profundidade de 0,5 m onde o teor de argila foi menor (50%).

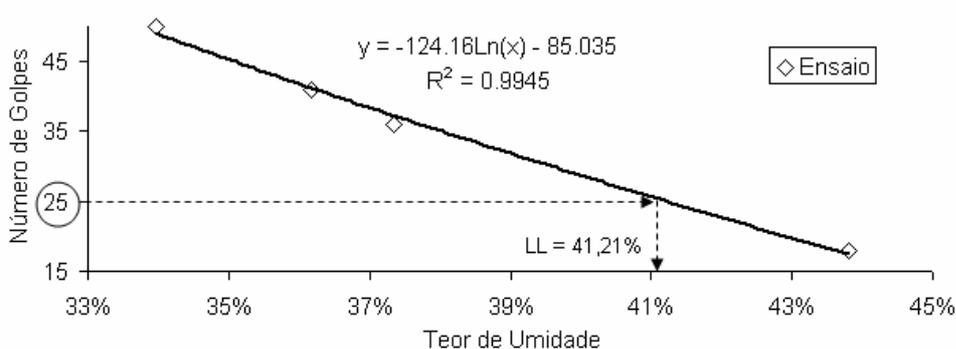


Figura 3.14: Resultado do ensaio para a determinação do limite de liquidez (LL)

Tabela 3.5: Distribuição granulométrica do solo do campo experimental

Peneiras		Retido (%)				Passante (%)	
		Parcial		Acumulado		Acumulado	
Abertura (mm)	Classif, ASTM	Com Defloc.	Sem Defloc.	Com Defloc.	Sem Defloc.	Com Defloc.	Sem Defloc.
2,000	10	0,11%	0,01%	0,11%	0,01%	99,89%	99,99%
1,180	16	0,16%	0,24%	0,27%	0,25%	99,73%	99,75%
0,850	20	0,16%	0,21%	0,43%	0,46%	99,57%	99,54%
0,600	30	0,15%	0,17%	0,58%	0,63%	99,42%	99,37%
0,425	40	0,36%	0,36%	0,94%	0,99%	99,06%	99,01%
0,300	50	1,60%	1,49%	2,54%	2,49%	97,46%	97,51%
0,250	60	1,86%	2,00%	4,39%	4,49%	95,61%	95,51%
0,180	80	3,28%	3,41%	7,68%	7,90%	92,32%	92,10%
0,150	100	2,11%	1,97%	9,79%	9,86%	90,21%	90,14%
0,160	140	8,04%	7,93%	17,83%	17,80%	82,17%	82,20%
0,075	200	3,32%	3,21%	21,16%	21,01%	78,84%	78,99%
		78,84%	78,99%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%

Observação: a hachura separa os materiais pela classificação granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995)

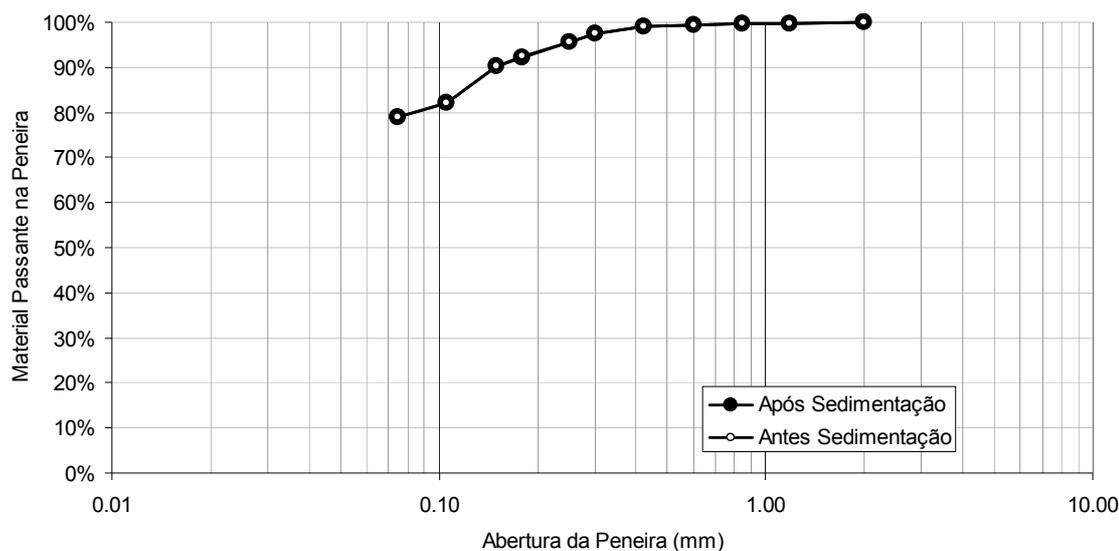


Figura 3.15: Curvas granulométricas do solo do campo experimental

De uma forma geral, considerando os parâmetros geotécnicos acima apresentados (granulometria e limites de Atterberg), o solo do campo experimental pode ser classificado como um solo A-5-7 (solo silto-argiloso) pelo sistema da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e CL (argila de baixa a alta liquidez) pelo sistema unificado de classificação de solos (SUCS).

Dalla Rosa *et al.* (2004a; 2004b) ainda realizaram ensaios oedométricos na condição natural e inundada, através dos quais definiram a tensão de pré-adensamento virtual (σ_{vm}) de 150 kN/m² (devido a cimentação natural) e os coeficientes de recompressão (C_r) e compressão (C_{co}) de 0,029 e 0,39, respectivamente. Os autores verificaram que o solo do campo experimental não é colapsível. Através de ensaios de resistência à compressão simples em amostras indeformadas, coletadas próximo à superfície, os autores obtiveram uma resistência média de 54kPa para um nível de 0,7% de deformações.

Donato (2005) caracterizou o campo experimental, a partir de ensaios triaxiais, do tipo consolidados drenados (CD). A Figura 3.16 apresenta os resultados dos três ensaios realizados pelo autor, submetidos às tensões confinantes (σ_3) de 20 kPa, 50 kPa e 100 kPa. A Tabela 3.6 apresenta os índices físicos iniciais dos corpos de provas moldados a partir de amostras indeformadas, obtidas no primeiro metro de profundidade. A partir dos ensaios triaxiais, é possível verificar que o solo sofre compressão, sendo maior quanto maior a tensão confinante (Figura 3.16b). Isso também se verifica ao analisar a redução dos índices de vazios da amostra

durante o cisalhamento. Para a tensão confinante de 20 kPa ocorreu uma redução de 2,15% no índice de vazios $\left(\frac{e_f - e_i}{e_i} = \frac{\Delta e}{e_i}\right)$; para a tensão confinante de 60 kPa ocorreu uma redução de 10,56% e para a tensão confinante de 100 kPa ocorreu uma redução de 12,91%. Pela envoltória de ruptura (Figura 3.16c), os parâmetros de resistência obtidos são: (a) coesão efetiva (c') de 23,8 kPa; e (b) ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 31,84°. O módulo de elasticidade secante parte de valores da ordem de 100 MPa no início do ensaio (a baixíssimas deformações), passando para valores de 15 MPa a 20 MPa a deformações de 0,5% e chegando a 10 MPa a 1,0% de deformação, até atingir um valor assintótico da ordem de 5 MPa à 5% de deformação.

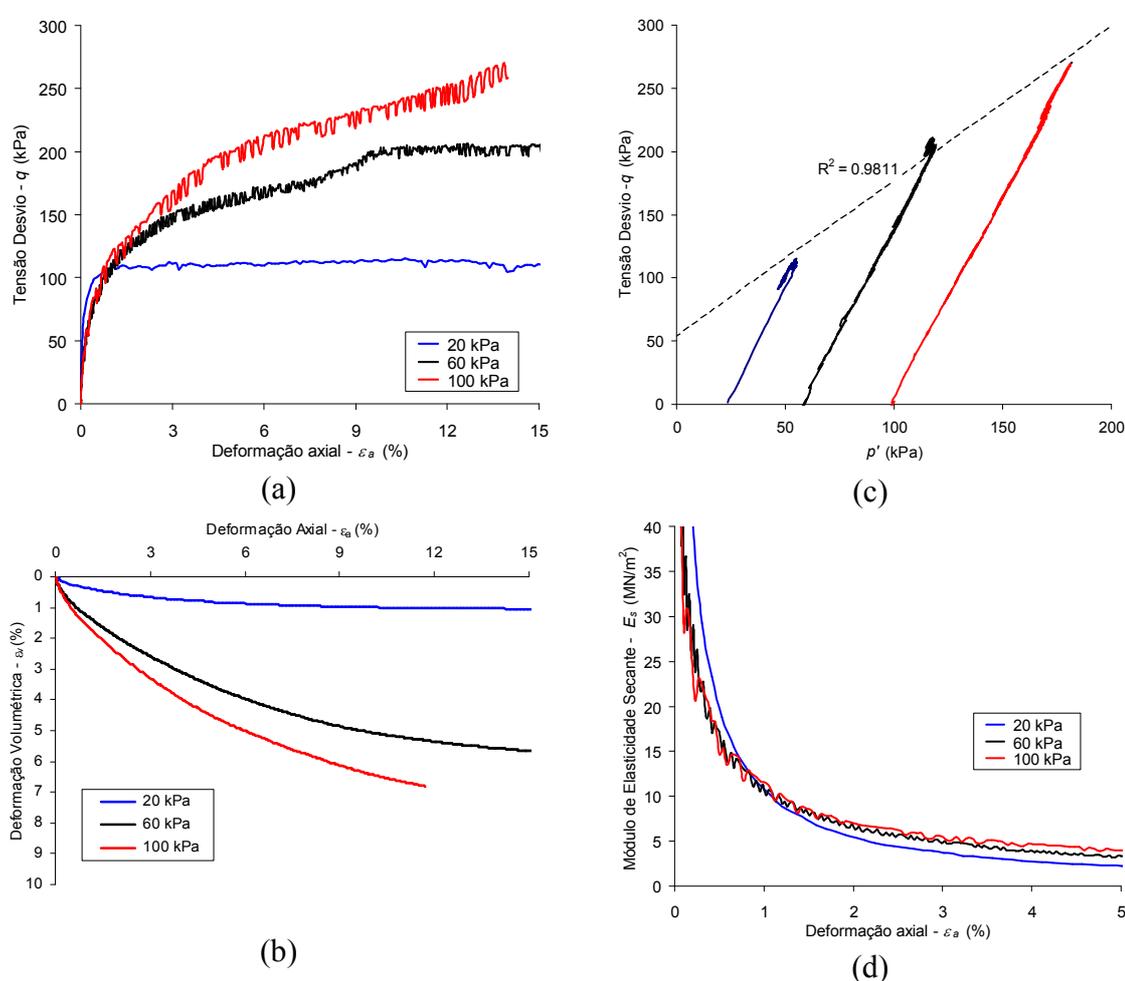


Figura 3.16: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD) realizados no campo experimental, curvas (a) tensão desvio x deformação axial; (b) deformação volumétrica x deformação axial; (c) tensão desvio x tensão efetiva média; e (d) módulo de elasticidade secante x deformação axial (adaptado de Donato, 2005)

Tabela 3.6: Índices físicos iniciais dos corpos de provas indeformados utilizados nos ensaios triaxiais

σ_3 (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	e	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_r (kN/m ³)	u (%)
20	50,4	100,13	1,26	11,94	15,77	27,00	32,07
50	49,9	100,30	1,24	11,95	15,64	26,70	30,89
100	50,1	101,90	1,14	12,48	16,01	26,70	28,36

(Donato, 2010)

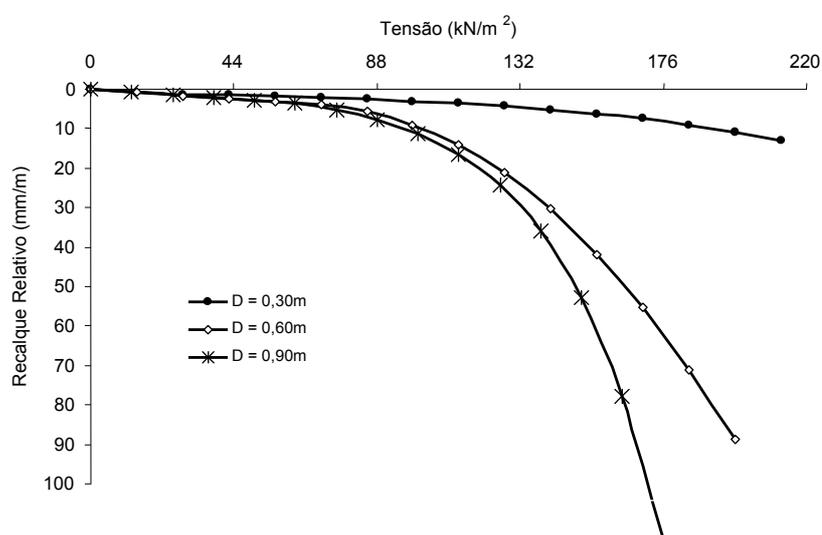


Figura 3.17: Resultados das provas de cargas normalizados (recalque relativo x tensão) realizados no campo experimental (adaptado de Dalla Rosa, 2004a)

Além da caracterização geotécnica do campo experimental, Dalla Rosa *et al.* (2004a) realizaram provas de carga à compressão, em placas de aço, com diâmetros de 30 cm, 60 cm e 90 cm e assentes a uma profundidade de 80 cm. Lopes Jr. e Thomé (2005) realizaram seis provas de carga estática em estacas escavadas (sendo que em três a ponta foi isolada com isopor), com diâmetro de 25 cm e cravadas entre as profundidades de 3,86 m e 4,70 m. A Figura 3.17 apresenta os resultados normalizados das provas de carga em placas realizadas e a Figura 3.18 apresenta os resultados das provas de carga realizados nas estacas. A partir das provas de carga em placas, verifica-se que a tensão de ruptura do solo é de 120 kPa, considerando o critério da NBR 6122 (ABNT, 1996), que se mostrou o mais conservador dentre os critérios de ruptura listados por Ruver (2005). Para as provas de carga estáticas

executados nas estacas, Lopes Jr. e Thomé (2005) obtiveram uma carga de ruptura média de 90 kPa e 119,5 kPa, pelos critérios estabelecido pela NBR 12.131 e pela prática inglesa, respectivamente.

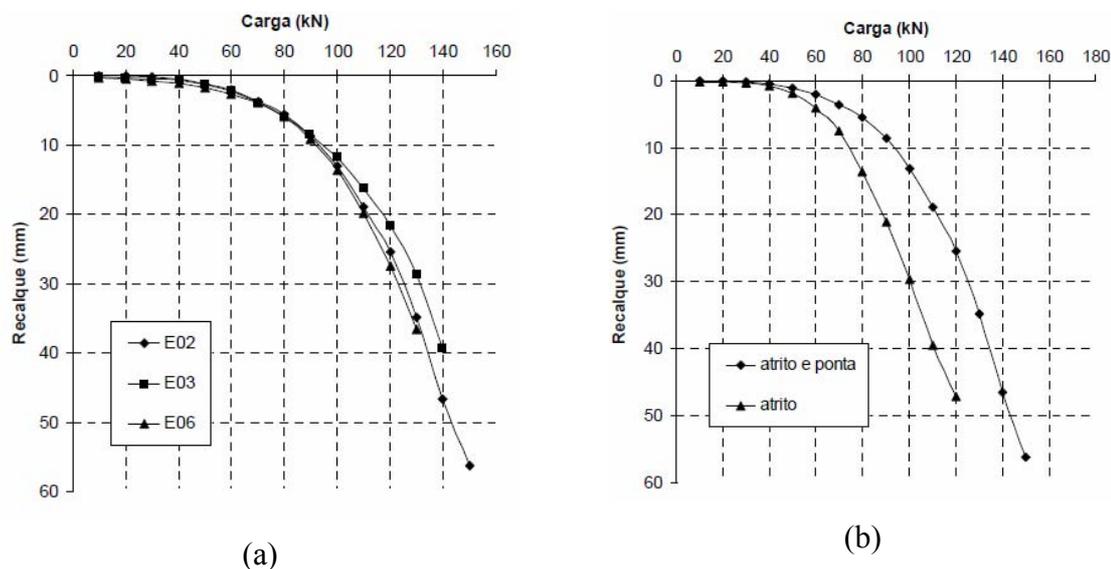


Figura 3.18: Resultados das provas de cargas estáticas realizadas nas estacas, onde: (a) corresponde à mobilização do atrito lateral e resistência de ponta; e (b) corresponde à média dos resultados somente do atrito lateral e da soma da parcela do atrito lateral e resistência de ponta (Lopes Jr. e Thomé, 2005)

3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Todos os procedimentos adotados para a realização dos ensaios de laboratório nesta pesquisa, desde a coleta das amostras até a apresentação dos resultados, seguiram, rigorosamente, os procedimentos recomendados pelas normas brasileiras, disciplinados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Para os ensaios não normatizados foram adotados os procedimentos sugeridos na bibliografia.

Os ensaios de laboratório realizados por Cruz (2008) foram feitos no Laboratório ENVIRONGEO/UFRGS, localizado na cidade de Porto Alegre. Os ensaios de laboratório realizados na presente pesquisa foram feitos no Laboratório de Geotecnia (LABGEO), localizado no CETEC/FEAR/UPF, na cidade de Passo Fundo.

3.4.1 Preparação das Amostras

Para a preparação das amostras dos solos ensaiadas foram adotados os procedimentos estabelecidos pela NBR 6457 (ABNT, 1986). Coletaram-se amostras de solo do campo experimental da UPF junto às cavas feitas para a montagem das provas de carga. Para a areia de Osório, transportada da jazida de origem e depositadas no local, foram extraídas amostras aleatórias, obtidas por meio de quarteamento.

3.4.2 Determinação da Umidade

Para a determinação da umidade das amostras em laboratório, foram adotados os procedimentos descritos na NBR 6457 (ABNT, 1986), sendo coletadas amostras em pequenas cápsulas metálicas, as quais eram secas em estufa elétrica e pesadas em balança digital (antes e após a secagem) com a precisão requerida. A partir da determinação das massas era efetuado o cálculo das umidades.

3.4.3 Análise granulométrica

Para a determinação da granulometria adotaram-se os procedimentos descritos na NBR 7181 (ABNT, 1984e). A norma técnica estabelece dois procedimentos para a distribuição granulométrica: (a) sedimentação (ver aparelhagem na Figura 3.19) e (b) peneiramento. No processo de peneiramento não é possível determinar a fração de argila e silte presente na amostra, somente o percentual total de finos.

Para a lavagem do solo na peneira de abertura de 0,075 mm (remoção do material pulverulento) foram utilizados dois grupos de amostras. As duas amostras do primeiro grupo foram ensaiadas, conforme estabelece a norma técnica, precedidas da etapa de sedimentação. Uma terceira amostra pertencente ao segundo grupo, após a secagem em estufa e pesagem, foi lavada diretamente sem passar pelo processo sedimentação. Este último procedimento foi adotado para verificar se o processo de lavagem era suficiente para a solubilização do material pulverulento aderente ao material grosseiro.

Para a areia de Osório, devido à presença de pouco material pulverulento, não foi realizada a sedimentação. O peneiramento foi realizado após a secagem do material previamente lavado na peneira com abertura de 0,075 mm. Também foi realizado o peneiramento direto de uma amostra sem a etapa da lavagem.

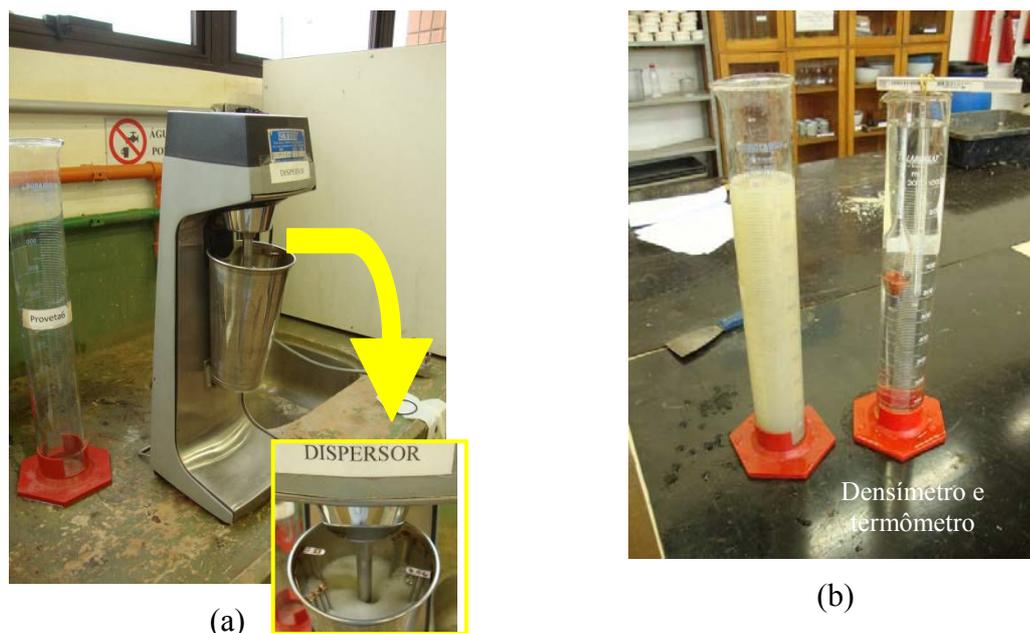


Figura 3.19: Aparelhagem (NBR 7181) empregada na análise granulométrica por sedimentação – (a) dispersor e (b) proveta, termômetro e densímetros calibrados

3.4.4 Determinação dos Limites de Consistência

Os limites de consistência ou de Attemberg são normalizados pelas normas NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984d). Para a determinação do limite de liquidez foram utilizados os aparelhos de Casagrande disponíveis no LABGEO DO CETEC/FEAR/UPF (Figura 3.20a), padronizado conforme a ABNT (1984a). Para o ensaio de limite da plasticidade foi utilizada uma placa de vidro e uma barra metálica de referência (Figura 3.20b), conforme a ABNT (1984d)



Figura 3.20: Instrumentos empregados para os ensaios de determinação dos limites de consistência – (a) aparelho de Casagrande e (b) placa de vidro e barra metálica de referência

3.4.5 Determinação da Massa Específica dos Grãos

As massas específicas dos minerais que compõem o solo e a areia foram determinadas por meio da norma técnica NBR 6508 (ABNT, 1984c). Para a realização dos ensaios foram utilizados picnômetro, cuba elétrica aquecida para o “banho maria” e bomba de vácuo.

4 ENSAIOS DE CAMPO

4.1 FUNDAÇÕES UTILIZADAS NOS ENSAIOS

Para a execução das provas de carga à tração foram utilizadas placas confeccionadas em aço SAE 1020¹, usinadas nos diâmetros de 30 cm (três unidades) e de 45 cm (uma unidade), com 25,4 mm (uma polegada) de espessura. As placas foram perfuradas no centro, com furo de 5,0 cm de diâmetro para o transpasse de um cabo de aço. Como hastes flexíveis foram utilizados cabos de aço², cujas pontas duplas foram transpassadas nos furos das placas, formando laços. Na parte inferior das placas, os laços foram atravessados por barras de aço de 50,8 mm de diâmetro e 15 cm de comprimento. As pontas dos cabos de aço foram unidas por cliques de aço na mesma bitola dos cabos. Para permitir que os cabos de aço ficassem livres no interior da massa dos reaterros, estes foram encamisados com tubos de aço galvanizado, do tipo leve, com diâmetro de 75 mm até uma altura que atingisse a superfície do reaterro. A fixação dos encamisamentos nas placas foi feita por meio de três pontos de solda em cada placa. A Figura 4.1 apresenta o esquema da montagem das fundações e na Figura 4.2 são apresentadas as fotografias das fundações após sua confecção.

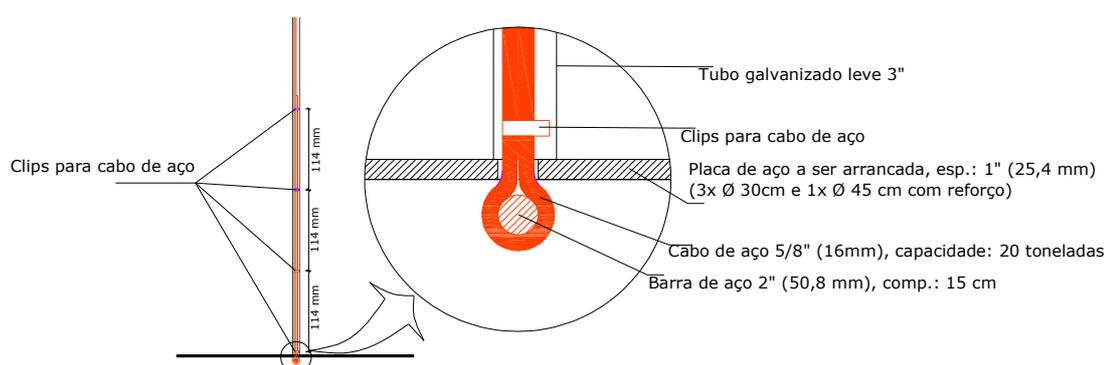


Figura 4.1: Vista do projeto de construção das fundações para o ensaio de arrancamento (provas de carga)

¹ Produzido conforme norma SAE (Society of Automotive Engineers), é caracterizado como aço-carbono de uso geral, contém 0,2% de carbono, resistência à tração de 390 MPa, limite de escoamento de 210 MPa e 25% de alongamento (MSPC, 2010)

² Cabo de aço com alma de fibra polida, diâmetro de 16 mm (5/8"), torção a direita, capacidade de carga de 16,6 toneladas, marca Cimaf

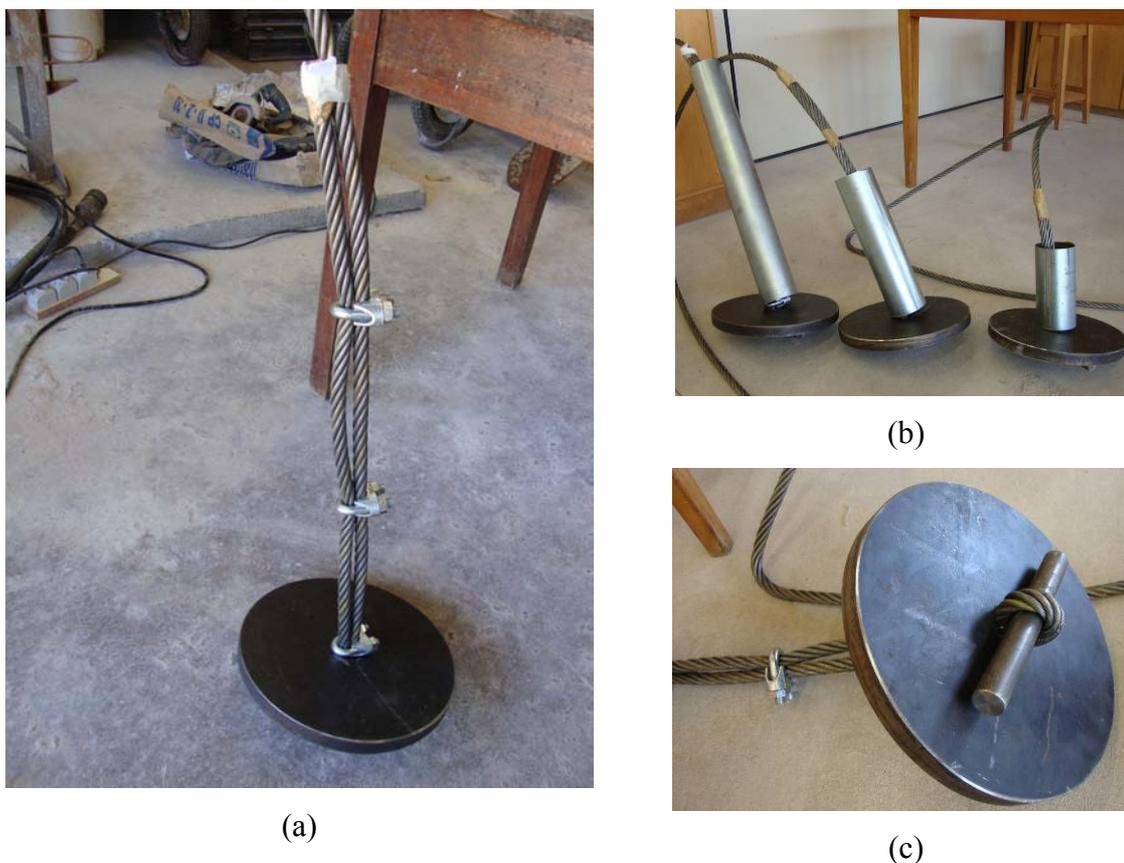


Figura 4.2: Fotografias da montagem das fundações - (a) vista do laço preso com cliques; (b) vista das três placas de 30 cm de diâmetro prontas (sem solda) com o encamisamento para cada embutimento; e (c) vista do transpasse do laço atravessado pela barra de aço

4.2 ESCAVAÇÃO DAS CAVAS

O terreno no qual o campo experimental e o prédio do CETEC/FEAR/UPF estão inseridos, inicialmente, era um aclive. Com a ampliação do campus da UPF, houve a necessidade de realização de serviços de terraplenagem para a ampliação do espaço físico. Após a execução destes serviços, o terreno passou a ter um formato escalonado, dando origem a quatro patamares planos (Figura 3.9), sendo constituídos por seções mistas de corte e aterro (Figura 3.8). O prédio do CETEC foi construído no segundo patamar, enquanto o terceiro e o quarto patamares são utilizados como campo experimental para a realização de ensaios geotécnicos e geoambientais (Figura 3.9). Como cada patamar é constituído por uma seção mista de corte e

aterro, evitou-se fazer os ensaios sobre o aterro. A Figura 4.3 apresenta um corte com a representação topográfica do local e a localização da execução dos ensaios de campo.

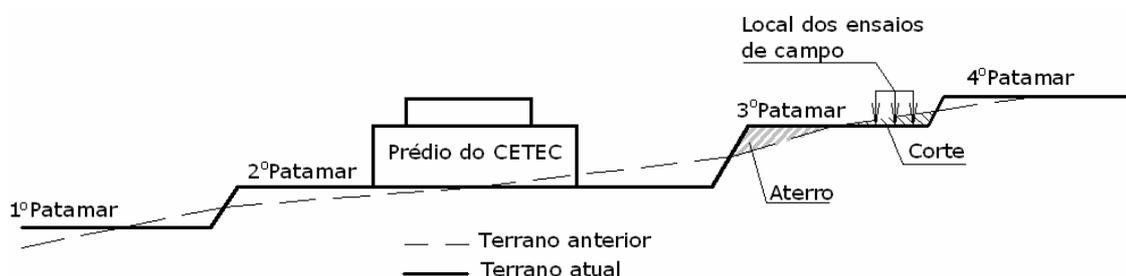


Figura 4.3: Representação (sem escala) em corte do terreno onde se localiza o campo experimental e o prédio do CETEC/FEAR/UPF

Uma vez definido o local para a realização dos ensaios e definido sua distribuição em campo (Figura 4.4), foi executada a escavação mecânica das três primeiras cavas (seqüência: 1, 2 e 3). As cavas eram abertas de 3 em 3, ou de 2 em 2, a medida que as provas de carga eram realizadas, a fim de evitar o ressecamento nos períodos sem chuva, o acúmulo de água em dias chuvosos e eventuais desmoronamentos do solo.

Inicialmente era marcado o gabarito com as dimensões, em planta, das cavas a serem escavadas. A escavação mecânica, realizada por meio de uma retroescavadeira, era monitorada, tanto nas dimensões em planta, como na profundidade.

Concluída a escavação mecânica, era realizado o acabamento por meio de escavação manual (com uso de pá, enxada, cravador, etc.), de modo a deixar as cavas com as paredes verticais e o fundo nivelado (Figura 4.5a). No centro da cava era escavado um rebaixo com aproximadamente 7,0 cm de profundidade e com diâmetro de 1,1 vezes o diâmetro da placa e uma pequena vala na lateral seguindo no fundo até o rebaixo. Na vala era fixada uma mangueira transparente (utilizada, comumente, na construção civil como mangueira de nível), que se projetava para fora da cava e a outra ponta era ranhurada e inserida no rebaixo (Figura 4.5b). A vala e o rebaixo eram preenchidos com areia grossa (Figura 4.5d). Em seguida, a fundação era assentada em nível e com a parte superior coincidindo com o fundo da cava, por fim, o vão restante do rebaixo era completado com areia grossa (Figura 4.5c). A areia grossa tem a finalidade de evitar a aderência da placa à argila e a mangueira tem a função de dreno de ventilação para evitar a formação de sucção por vácuo. O processo de escavação manual,

marcação do rebaixo e assentamento da placa era aferido por meio de nível de bolha, de régua metálica, de trena de 5,0 m e de prumo.

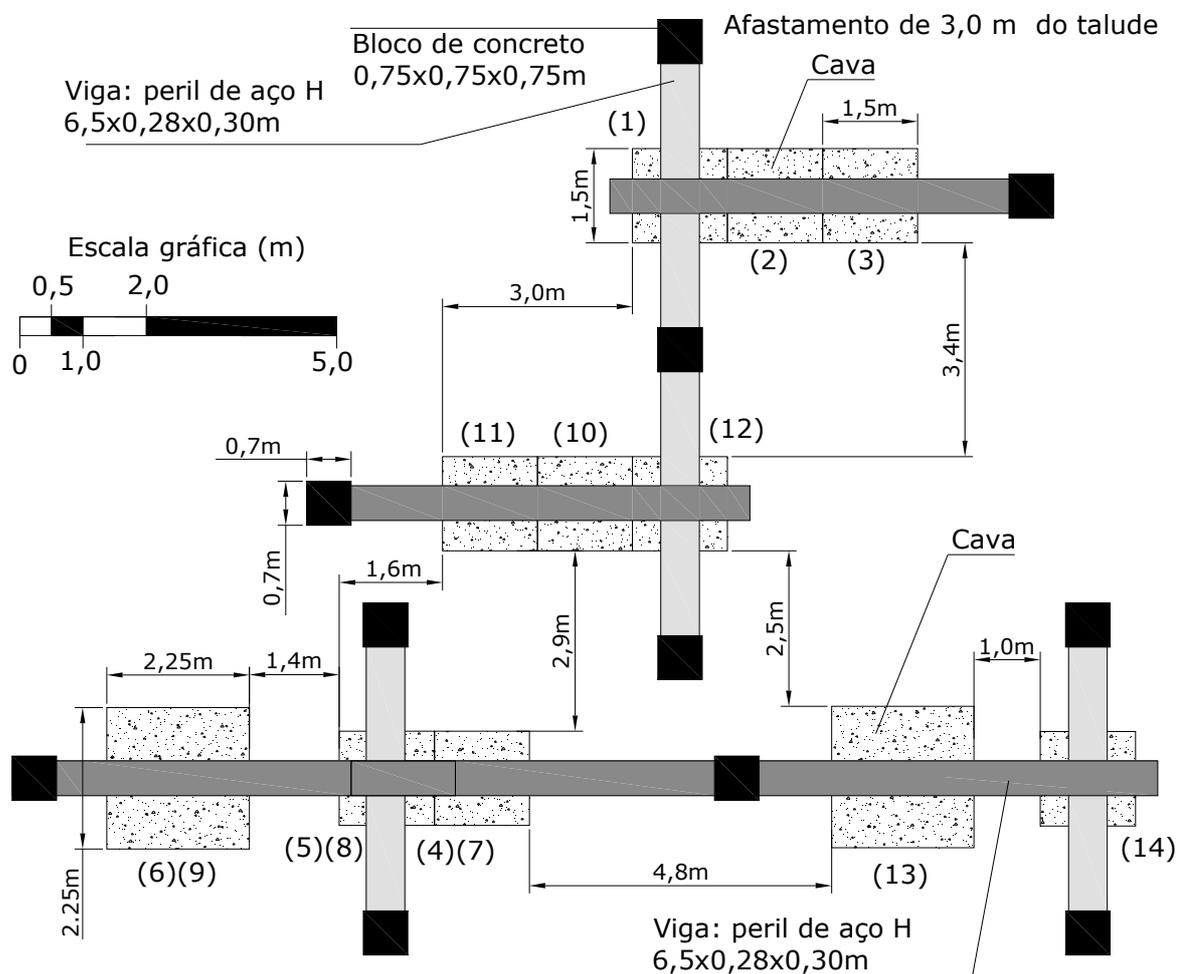


Figura 4.4: Locação das provas de carga e do sistema de reação móvel em "T" formado por duas vigas de aço apoiadas sobre blocos de concreto

A escolha do formato das cavas deu-se em função da agilidade da escavação mecânica no formato quadrado, pois seria quase impossível a escavação mecânica no formato de cava circular pretendida originalmente. A Figura 4.6 apresenta as dimensões genéricas das cavas (em função do diâmetro da placa), bem como o posicionamento das placas.



(a)



(c)



(b)



(d)

Figura 4.5: Execução dos serviços antes da execução dos reaterros - (a) acabamento e escavação manual; (b) detalhe do rebaixo e da mangueira ranhurada; (c) assentamento das placas; e (d) fixação da mangueira e preenchimento da cava com areia grossa

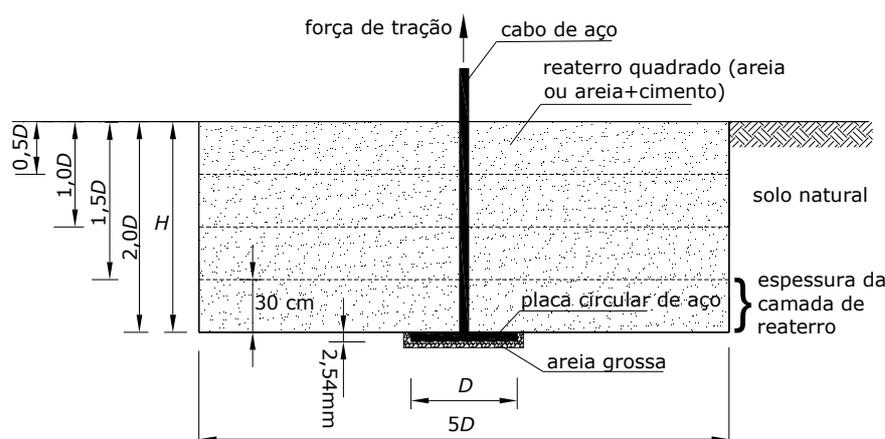


Figura 4.6: Vista em corte do tamanho das cavas, posição das placas e forma de execução do reaterro

4.3 EXECUÇÃO DOS REATERROS

A partir do programa de ensaios apresentado na Tabela 3.1 da Seção 3.1, foram executadas 14 provas de carga. Destas, em 10 foi adicionado cimento à areia e 4 foram realizadas somente com areia.

Durante a moldagem eram utilizados equipamentos (betoneira, balanças, computador, calculadora, etc), ferramentas (baldes, pás, enxadas, soquete, etc.) e utensílios (jarras, reservatório de água, mangueira, extensões e cabos de energia, etc.) conforme ilustrado na Figura 4.7. Inicialmente, a umidade da areia era verificada, pois diferentemente do laboratório, cuja areia era seca, a areia depositada no campo experimental sempre apresentava umidade, que variava conforme o clima. Se a areia estivesse com umidade acima de 6,5%, os trabalhos daquele turno eram suspensos. Adotou-se 6,5% como referência, pois acima deste teor de umidade não ocorria a adequada mistura do cimento, ocorrendo a formação de grumos. Tentou-se cobrir a areia (Figura 4.7), mas infelizmente, esta absorvia umidade do solo por capilaridade e/ou do próprio ar, que em determinados períodos apresentava elevada saturação.

Os procedimentos de execução dos reaterros, descritos a seguir, são válidos para todos os ensaios, sendo que para os reaterros realizados somente com areia, a etapa de adição de cimento deve ser desprezada.



Figura 4.7: Vista do aparato utilizado para a execução do reaterro (betoneira, duas balanças, dois carrinhos, baldes metálicos, fogareiro e botijão de gás liquefeito de petróleo – GLP, etc.), depósito de areia e reservatório de água

Caso a areia apresentasse as condições de umidade abaixo do limite fixado ($< 6,5\%$), o trabalho era iniciado. Antes do início da moldagem propriamente dita, era necessário o transporte do cimento e do aparato do laboratório até o campo experimental, instalação do cabeamento elétrico mono e trifásico e ligação dos equipamentos (betoneira, balança e computador), nivelamento e taragem das balanças e reservação da água. Depois da preparação, procedia-se a mistura dos materiais (areia, cimento e água) da seguinte forma: (a) a areia, no estado de umidade em que se encontrava, era pesada (através de baldes³ em uma balança⁴ de capacidade média) e colocada na betoneira⁵, a qual era ligada periodicamente para acomodá-la, até atingir cerca de 75% da capacidade total (aproximadamente 250 kg de areia) (Figura 4.8a); (b) executavam-se os cálculos da quantidade de água presente na areia colocada na betoneira (em função da umidade determinada anteriormente), da quantidade de água a ser acrescida para completar o teor da dosagem (10%) e do peso seco do cimento Portland, retirado diretamente da embalagem original, em função da massa da areia seca; (c) ligava-se a betoneira para homogeneização da areia (Figura 4.8b); (d) com a betoneira ligada, adicionava-se o cimento Portland no estado seco (Figura 4.8c), esperando novamente a homogeneização

³ baldes de aço com capacidade para 20kg de areia;

⁴ balança elétrica, marca: Marte, modelo: AS 5500C, série: 278396, capacidade de 150 kg, resolução de 0,1 kg;

⁵ betoneira elétrica, marca: Menegotti, capacidade de 350 litros, código: 40010601, série: 63931, motor trifásico 380v, marca: Weg, potência de 1,5 kW e 2,0 cv, 1715 rpm;

da mistura; (e) acrescia-se a água calculada anteriormente; e (f) esperava-se mais uma vez a homogeneização da mistura.

Uma vez homogeneizada a mistura de areia-cimento-água, esta era despejada vagarosamente na cava a ser reaterada (Figura 4.8d), cuidando para não deslocar a fundação assente no centro da cava. Em seguida, era feito o espalhamento e a uniformização da mistura com o auxílio de uma enxada (Figura 4.9a). Com os pés, fazia-se uma pré-compactação para acomodação da mistura (Figura 4.9b), pois a mistura apresentava-se muito fofa, principalmente, na área central junto ao tubo de encamisamento do cabo de aço. Após o espalhamento, era coletada uma pequena amostra do material do reaterro (cerca de 30 g) em uma cápsula de alumínio, a qual era pesada, numa balança⁶ de resolução apropriada, para a determinação da umidade, posteriormente, em laboratório (conforme a NBR 6457 ABNT, 1886). A medição desta umidade servia como parâmetro de controle do processo, pois permitia verificar possíveis ocorrências de perda de água por evaporação, aderência junto às paredes da betoneira ou pela formação de “bolas” que concentrassem um alto teor de água. Os aterros eram realizados em camadas, com espessura final compactada de 15 cm para a placa com diâmetro de 30 cm (Figura 4.6), e portanto, eram feitas tantas betonadas quantas necessárias para completar a massa definida inicialmente para aquela camada. Em geral, eram necessárias três betonadas por camada para as placas de 30 cm e cinco betonadas para a placa de 45 cm.

Depois de misturado e executado o espalhamento do material suficiente para aquela camada em execução, era realizado o processo de compactação com soquete manual⁷ (Figura 4.9c e d). O processo consistia em erguer o soquete até uma altura de aproximadamente 40 cm (altura dos joelhos) e em seguida soltá-lo, operação, facilmente, realizada por uma pessoa. Este procedimento foi adotado para padronizar a energia de compactação, independente, da pessoa que estava executando o serviço, bem como para diminuir o cansaço físico do operador. A compactação era feita do centro para as laterais, em movimentos espiralados e de mesma intensidade, evitando a compactação da área já atingida, anteriormente, pelo soquete. Tomava-se cuidado para não deslocar o encamisamento, pois como foi soldado à placa, este movimento poderia deslocá-la. Após a primeira camada, a fundação já estava fixa, sendo os eventuais problemas de deslocamentos minimizados.

⁶ balança elétrica, marca: Balmak, modelo: BK-10000, série: 1362, capacidade de 5 kg, resolução de 0,01 g até 500g e 0,1g até 5kg;

⁷ soquete manual confeccionado em madeira, com base de 29 cm x 29 cm, massa de 12,7 kg;



(a)



(c)



(b)



(d)

Figura 4.8: Execução da mistura dos materiais – (a) pesagem da areia; (b) homogeneização da areia; (c) pesagem e adição do cimento; e (d) despejo da mistura na cava

Finalizada a compactação era feita a verificação da massa específica por meio do ensaio do cilindro de cravação. Caso não fosse atingida a massa específica aparente úmida definida na dosagem, a camada era recompactada. De uma forma geral, duas passadas com o soquete eram suficientes para atingir o nível de compactação. O controle do nível de compactação também era verificado pela massa total da mistura necessária para atingir uma altura de 15 cm após a compactação. A altura da camada era verificada por meio de cinco pontos de referência. Para tanto, balizadores graduados foram inseridos em cada um dos quatro cantos das cavas (exemplo: Figura 4.9a) e pelo encamisamento, que também era graduado. Os balizadores eram barras de aço CA-60 4,2 mm, graduados de 15 cm em 15 cm (para as placas de 30 cm de diâmetro), com fita crepe. A graduação e o nivelamento eram feitos com auxílio de mangueira de nível, sendo que o encamisamento era utilizado como guia.

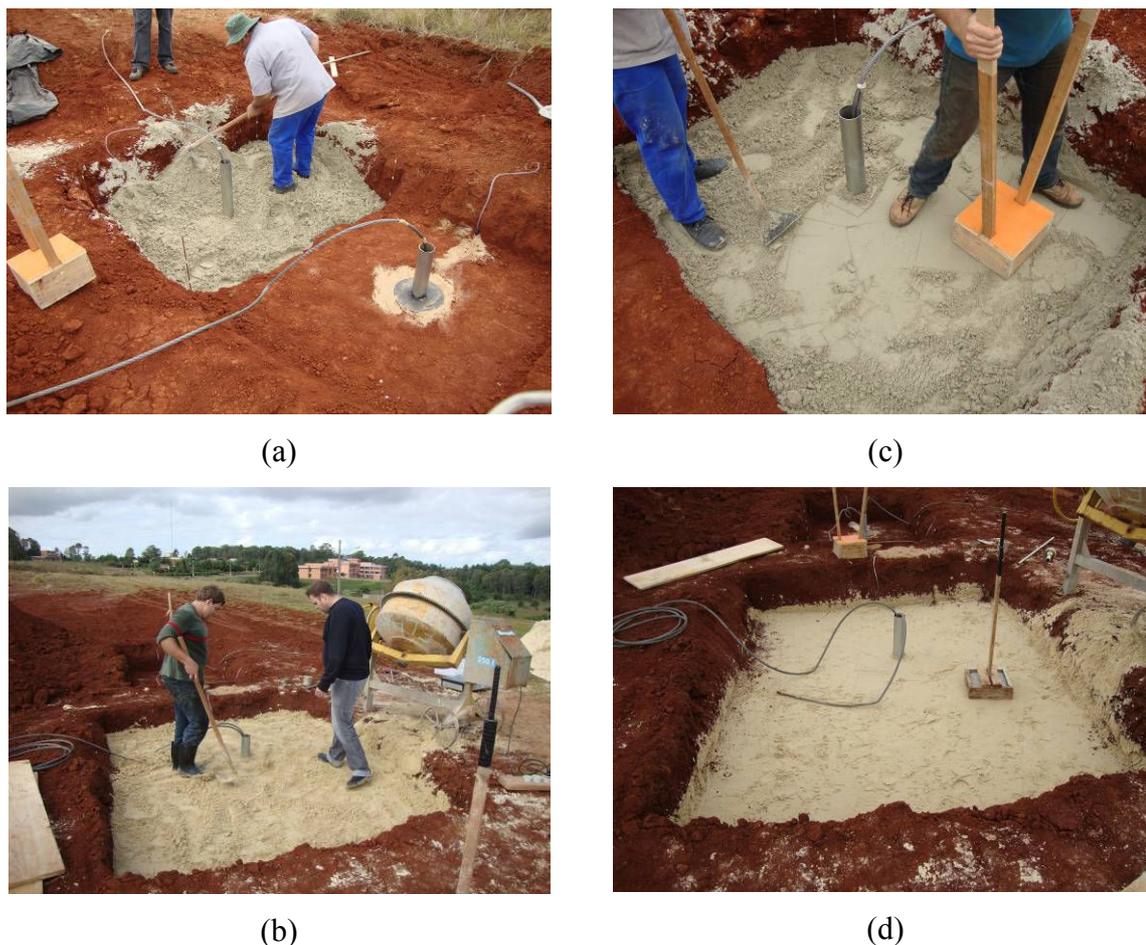


Figura 4.9: Execução da compactação – (a) espalhamento do material; (b) pré-compactação (com os pés); (c) início da compactação com soquete manual; e (d) final da compactação da camada

Por fim, concluída a execução do reaterro, este era coberto com lona para evitar perda de umidade e molhagem pela água da chuva. A lona era retirada após sete dias de cura, quando da realização da prova de carga.

4.4 ENSAIOS DE CAMPO AUXILIARES

Esta seção tem como objetivo descrever os ensaios para a determinação da umidade em campo, por meio do ensaio da frigideira, e para a determinação da massa específica, por meio do cilindro de cravação. Estes ensaios são considerados auxiliares, constituindo-se em controle da execução do reaterro.

4.4.1 Determinação da Umidade

A determinação da umidade em campo, também, chamado de “ensaio da frigideira” ou “método do fogareiro”, não é normalizada pela ABNT. Apesar de ser um método expedito, é um método largamente utilizado na área da pavimentação, principalmente, para controle tecnológico da compactação e da produção de pedra britada. Inclusive, diversos Departamentos de Estradas de Rodagem Estaduais (DER) tem normalizado os procedimentos de execução do ensaio. Por exemplo, pode-se citar o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, que em 1961 expediu a norma DER M 28-61, intitulada “*Determinação do teor de umidade de solos pelo fogareiro*” (DER, 1961). Esta norma, tem aceitação por parte do Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO, 2006). Desta forma, adotou-se o ensaio com o propósito de verificação da umidade em campo. Os procedimentos para a execução dos ensaios foram: (a) coleta de uma pequena amostra de areia úmida (retirada na metade do depósito de areia por meio de um furo executado com a pá ou após a homogeneizada na betoneira, quando era o caso), de aproximadamente 100 g; (b) pesagem (balança com resolução de 0,01 g, a mesma utilizada no ensaio em laboratório) do conjunto da areia natural úmida mais frigideira; (c) colocação da frigideira sobre a chama de um fogareiro à gás liquefeito de petróleo (GLP), mexendo o solo com uma colher de alumínio em círculos até a secagem; (d) após a secagem, pesagem do conjunto do solo seco mais frigideira; (e) retorno a etapa “(c)” para verificar a constância de massa; (f) pesagem da frigideira vazia (tara); e (g) cálculo da umidade. Este procedimento era realizado três vezes, sendo considerada a média das três umidades obtidas. A Figura 4.10 apresenta uma fotografia ilustrativa da execução do ensaio.



Figura 4.10: Ensaio da frigideira em execução

4.4.2 Massa Específica

A determinação da massa específica aparente úmida era verificada em campo por meio do ensaio do cilindro de cravação, que é normalizado pela NBR 9813 (ABNT, 1987a). Executava-se o ensaio da seguinte forma: (a) definia-se o local (na diagonal, a 1/3 da borda); (b) assentava-se o cilindro amostrador, levemente, sobre a superfície do reaterro; (c) montava-se, cuidadosamente, o conjunto colarinho (tampa), haste guia e soquete de cravação; (d) aplicação do primeiro golpe de soquete era a meia altura para fixação do cilindro; (e) aplicação de golpes sucessivos, até a cravação total do conjunto cilindro-colarinho (Figura 4.11a); (f) retirava-se o soquete e a haste guia (Figura 4.11b); (g) escavava-se na volta (Figura 4.11c); (h) cortava-se o solo bem abaixo da base cortante do cilindro, arrasando a base com uma colher de pedreiro, a qual também funcionava como fundo para evitar a queda da areia do cilindro; (i) retirava-se o colarinho; (j) arrasava-se o topo com uma régua; (k) assentava-se o topo do colarinho (invertido sobre o topo do cilindro), pois era necessária uma base, caso contrário, parte da areia se desprendia do interior do cilindro; (l) virava-se o conjunto, liberando a colher de pedreiro; (m) pesava-se o conjunto (Figura 4.11d); (n) retirava-se o material do cilindro, repondo-o na cava, seguido de compactação. Com o peso do cilindro mais o colarinho e tendo-se calculado o volume médio do cilindro (medidas do diâmetro e altura tiradas com paquímetro em três pontos), determina-se a massa específica do material compactado.

4.5 EQUIPAMENTO E MONTAGEM DAS PROVAS DE CARGA

As peças e a montagem das fundações foram descritas na seção 4.1. Destaca-se que o cabo de aço tem resistência de 16,6 toneladas, ou seja, 162,8 kN, conforme especificado pelo fabricante.

O aparato para a execução das provas de carga à tração foi projetado para suportar com segurança (coeficiente de majoração da carga no valor de 2) as cargas a serem impostas no sistema. Isto significa que a peça mais frágil do sistema teria que suportar uma carga máxima de 150 kN, uma vez que a fundação mais resistente deveria atingir uma carga inferior a 75 kN. O aparato necessário para a realização das provas de carga foi composto pelas seguintes partes: (a) fundações; (b) sistema de reação; (c) sistema de aplicação de carga; (d) sistema de transmissão de carga; e (e) instrumentação.

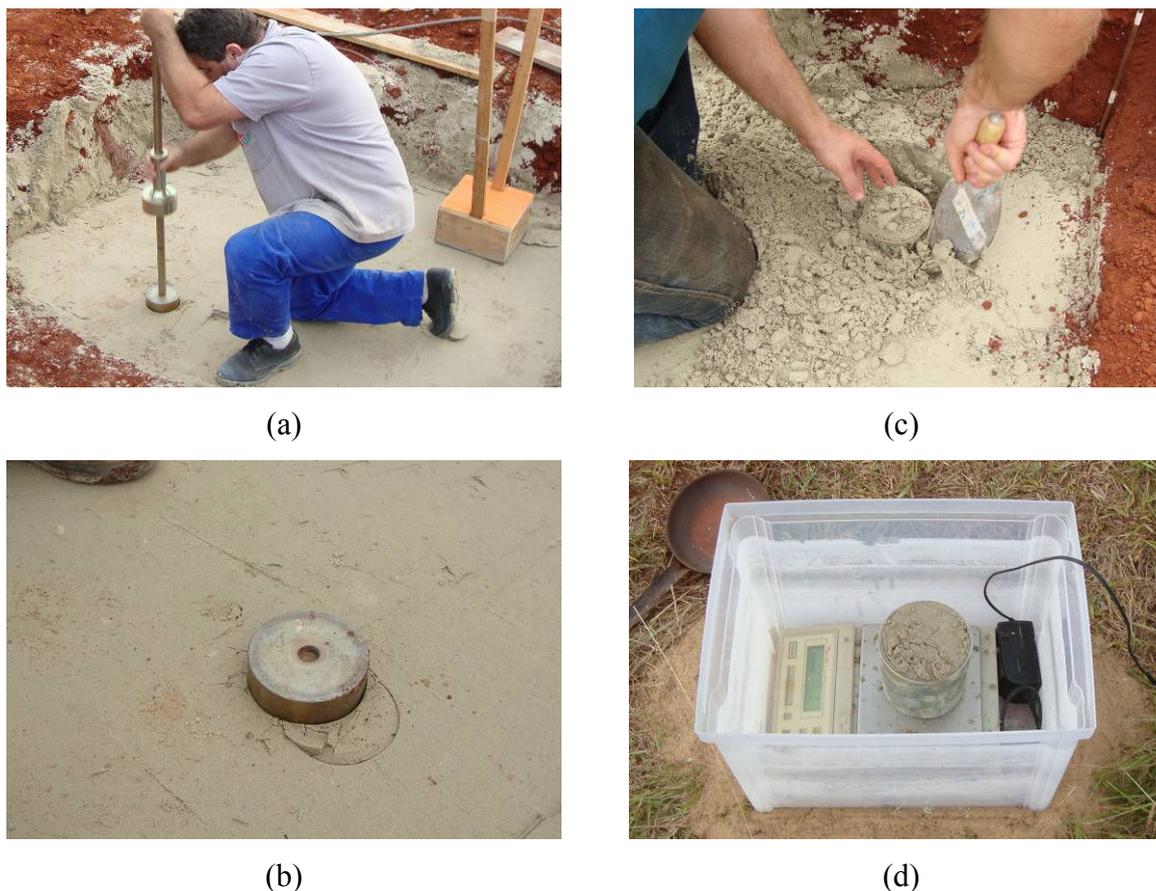


Figura 4.11: Execução do ensaio para medição da massa específica em campo (cilindro de cravação) – (a) cravação do cilindro amostrador; (b) cilindro totalmente cravado; (c) escavação para retirada do cilindro de corte; e (d) pesagem do cilindro

4.5.1 Sistema de Reação

O sistema de reação foi composto por blocos de concreto de dimensões de $0,75 \times 0,75 \times 0,75$ m apoiados, diretamente, na superfície do solo, dispostos de tal forma, que pudessem receber as vigas de reação. O vigamento era composto por duas vigas, inferior e superior, de perfil H de aço (Figura 4.12). Cada extremidade da viga inferior era apoiada diretamente sobre um bloco de concreto. Em relação à viga superior, uma extremidade era apoiada diretamente sobre a primeira viga e a outra extremidade era apoiada em dois blocos de concreto sobrepostos. A disposição das vigas, uma sobreposta à outra formava um “T”. A Figura 4.3 apresenta a locação e a disposição do sistema de reação em campo, enquanto que a Figura 4.13 ilustra o esquema de montagem da reação e a Figura 4.14 apresenta uma fotografia do sistema de reação montado em campo.



Figura 4.12: Fotografia e croqui com as dimensões da viga de reação composta por um perfil H de aço

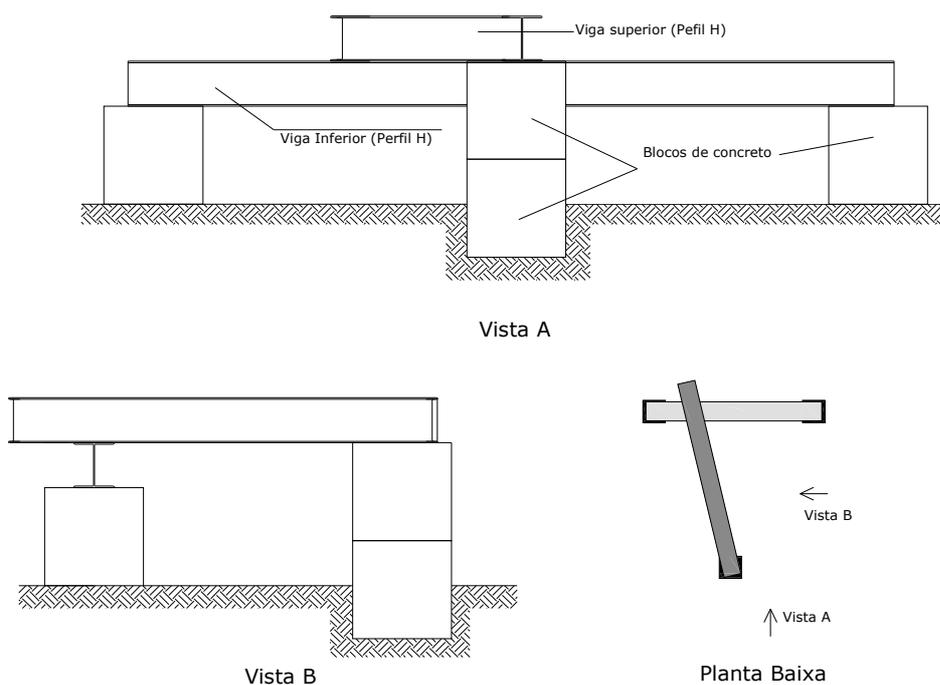


Figura 4.13: Representação em planta e vistas da montagem do sistema de reação composto por duas vigas e blocos de concreto

A montagem do sistema de reação era feita com o auxílio de uma retroescavadeira. Os blocos de concreto e as vigas eram amarrados com correntes, sendo içados e transportados até o local onde era montado o sistema de reação. O sistema era alinhado e nivelado com o auxílio de nível de bolha e de trena. As vigas eram alinhadas na vertical em relação ao cabo de aço por

meio de um prumo. A viga superior, quando era requerido ajuste mínimo, era deslizada sobre a viga inferior com auxílio de uma talha manual.



Figura 4.14: Fotografia do sistema de reação implantado em campo

Em termos de dimensionamento estrutural, a carga máxima (150 kN), já majorada por um coeficiente de dois, aplicada nas vigas, corresponde a menos de 20% da capacidade de carga das vigas. As provas de carga à tração, ao serem realizadas, impõem uma compressão nos apoios transmitida ao solo. Assim, verificou-se, previamente, a capacidade de carga do solo, considerando as provas de carga realizadas por Dalla Rosa *et al.* (2004a). Aplicando-se a carga de tração da fundação mais resistente (75kN), sem coeficiente de majoração, a carga no ponto de apoio mais solicitado é de 43,0 kN⁸, que corresponde a uma tensão de 76,45 kPa⁹. Esta máxima tensão a ser aplicada corresponde a 64% da capacidade de carga do solo (120 kPa), sem considerar coeficiente de segurança.

4.5.2 Sistema de Aplicação e Transmissão de Carga

Na aplicação da carga, dependendo da capacidade de carga estimada para a fundação a ser arrancada, utilizava-se: (a) talha manual¹⁰ (Figura 4.15a e b) ou (b) macaco hidráulico¹¹

⁸ O maior carregamento imposto ao solo ocorre quando a viga inferior e a superior estão apoiadas em um dos blocos, que recebe a metade do peso de cada viga (massa da viga = massa/m x g x comprimento = 69,8 x 9,81 x 6,5 = 4,45 kN), mais o peso do bloco (volume do bloco x peso específico do concreto = 0,75³ x 2.500 = 1,05 kN), mais a metade da carga aplicada (7.500/2 = 37,5 kN) desde que aplicada corretamente no centro da viga;

⁹ Carga/área do bloco = 43/(0,75x0,75) = 76,45kPa

¹⁰ Talha manual, marca: koch, capacidade de 100 kN;

(Figura 4.16a e c). A utilização da talha manual somente era possível para fundações com carga máxima de 20 kN, utilizando-se o macaco hidráulico acima desta carga. Para ambas as forma de aplicação da carga, era feito um laço duplo (Figuras 4.15e e 4.16d) na extremidade do cabo de aço com a utilização de cliques (Figura 4.15c).

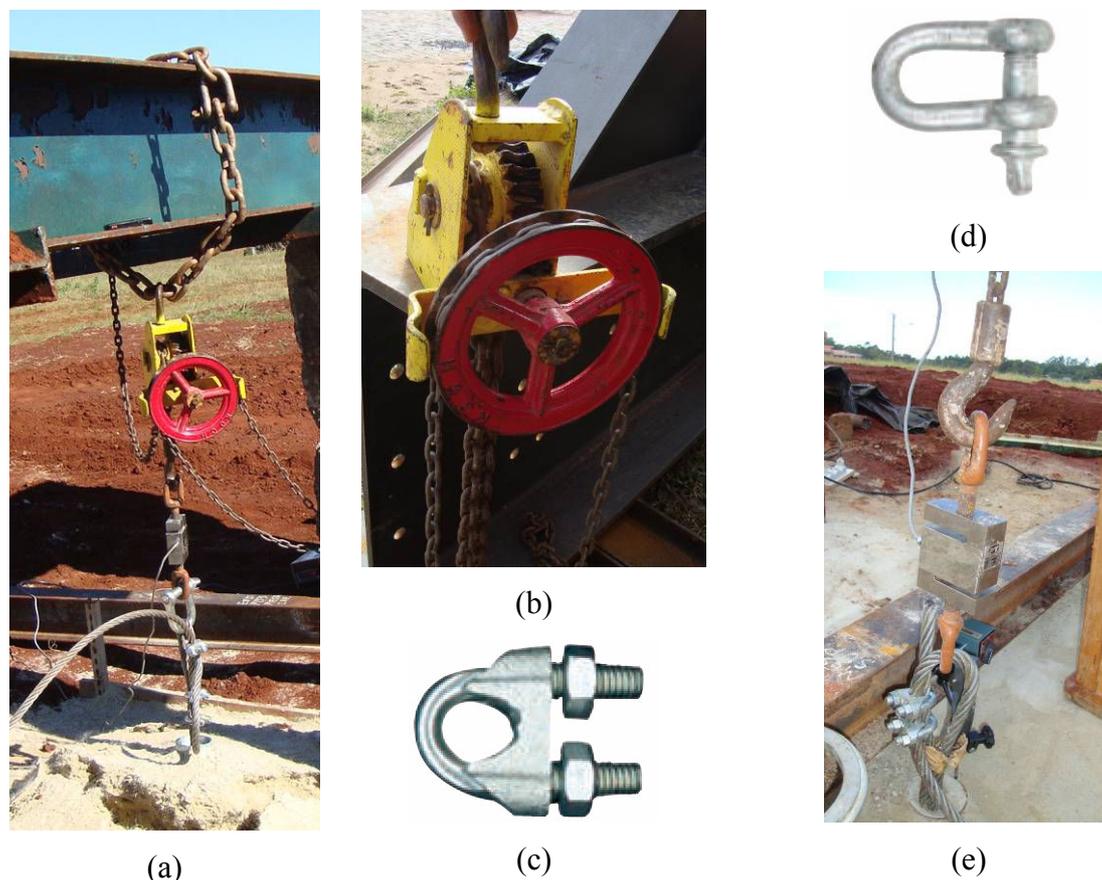


Figura 4.15: (a) sistema de aplicação da carga por meio de talha e respectivo detalhamento - (b) talha manual; (c) clipe para enlaçamento do cabo de aço; (d) manilha para união das correntes; e (e) disposição da célula de carga entre a talha e o laço

Como a talha possui dois ganchos (Figuras 4.15b e 4.15e), um era engatado na célula de carga (Figuras 4.15e), sendo esta engatada no laço do cabo de aço (Figura 4.15e); o outro gancho era engatado em uma corrente,¹² amarrada em volta da viga de reação (Figura 4.15a), sendo que a ponta da corrente era unida por manilhas¹³ (Figura 4.15d). Desta forma, a talha ficava posicionada entre a viga e a fundação (Figura 4.15a), sendo que a viga puxava a fundação, exercendo esforço de tração direto na fundação.

¹¹ Macaco hidráulico, capacidade 300 kN, altura: 57 cm, diâmetro: 10 cm, referência R63014 30ton G5RE, com uma entrada e outra saída;

¹² Corrente de elo curto soldada de 1" – 25,4 mm, com capacidade de 200 kN;

¹³ Manilha reta de aço forjado de 1 ½" – 38,1 mm, com capacidade de 100 kN;

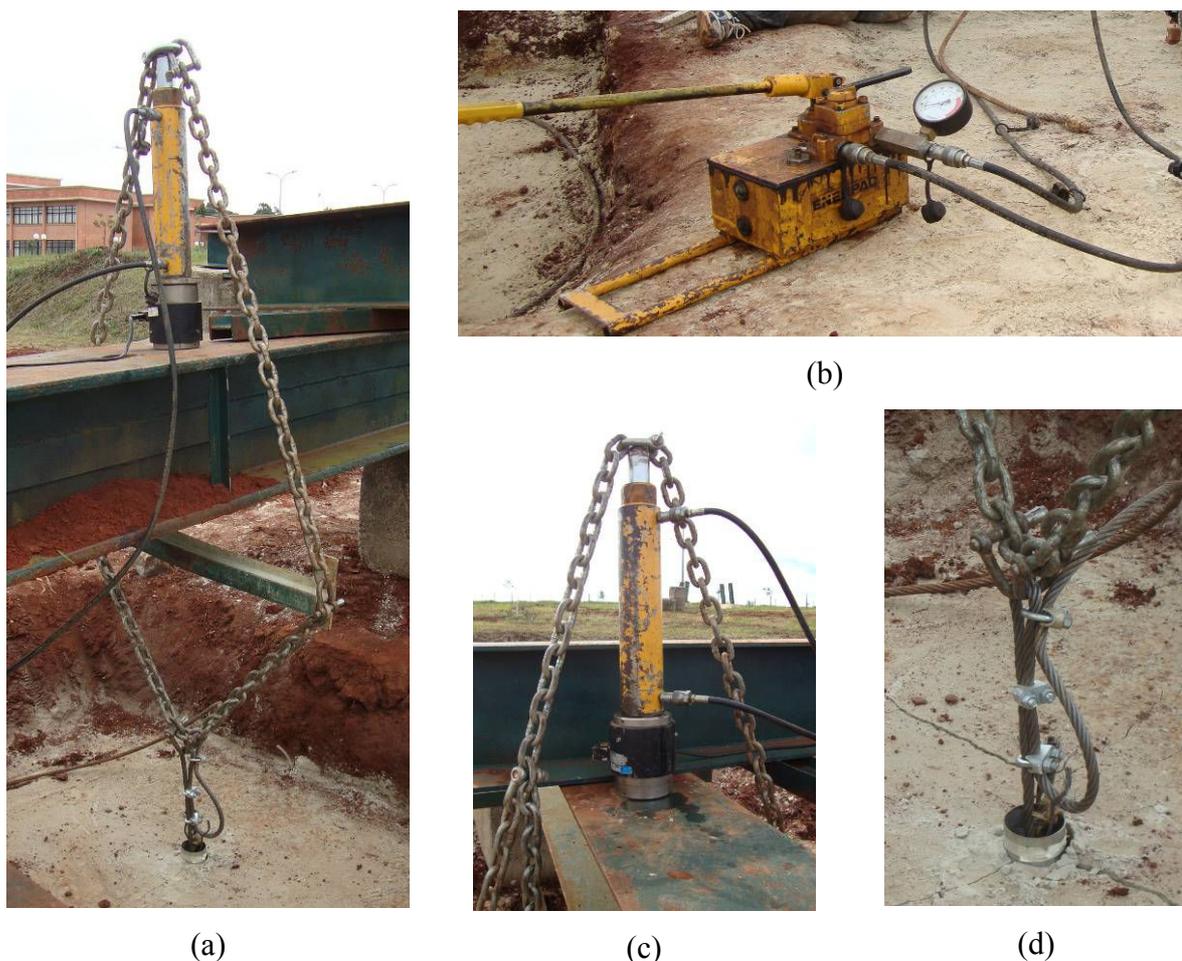


Figura 4.16: (a) sistema de aplicação de carga por meio do macaco hidráulico e respectivo detalhamento – (b) bomba a óleo; (c) disposição do macaco e da célula de carga; e (d) união entre o laço do cabo de aço e as correntes

Apesar do macaco hidráulico funcionar tanto à tração (contração do êmbolo) como à compressão (avanço do êmbolo), diferentemente da talha, não foi possível a sua utilização para aplicação de tração direta, pois não havia forma de fixá-lo embaixo da viga de reação. Como solução, apoiava-se o macaco sobre a célula de carga e esta sobre a viga (Figuras 4.16a e c). Em volta do macaco hidráulico e da viga passavam correntes, unidas por manilhas (Figuras 4.16a e c). O elo inferior da corrente era unido ao laço do cabo de aço (Figuras 4.16a e d), por meio de manilhas (um ou dois dependendo da carga a ser imposta). O acionamento manual da bomba a óleo¹⁴ (Figura 4.16b) empurrava o êmbolo do macaco para cima, puxando a corrente, que por sua vez tracionava o cabo de aço puxando a fundação.

¹⁴ Bomba, marca: ENERPAC, com uma entrada e uma saída, com manômetro de 10 ton/700 kgf/cm³;

4.5.3 Instrumentação

Nas provas de carga é feita a medição da carga e dos deslocamentos. A instrumentação das provas de carga deste trabalho foi bastante simples. Para a medição dos deslocamentos foram utilizados deflectômetros digitais (Figura 4.17b) e analógicos (Figura 4.17c). A carga aplicada era transferida para uma célula de carga, cujas leituras eram feitas por meio de uma leitora digital. O registro, tanto da carga como dos deslocamentos, era feito de forma manual.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.17: Disposição e fixação dos deflectômetros ao longo do perfil I; (b) deflectômetros digitais; e (c) deflectômetros analógicos

Os deflectômetros eram fixados a um perfil I de aço, por meio de grampos de carpintaria, tipo sargento, ou por meio de bases magnéticas. O perfil I de aço, de comprimento de 3,5 m era disposto de modo que: (a) o centro ficasse o mais próximo possível do encamisamento do cabo de aço, tendo o cuidado para não tocar em nenhuma parte do sistema (laço do cabo, manilha, corrente, etc.) ou do encamisamento; e (b) as extremidades ficassem o mais longe possível dos blocos de concreto que faziam parte do sistema de reação. O perfil I de aço era assente sobre calços de madeira, de tal maneira que ficasse imóvel e fora da área de influência da aplicação das cargas. Os deflectômetros eram distribuídos ao longo do perfil I, de modo que o primeiro era colocado no centro e sobre o encamisamento (e não sobre o reaterro) e os três restantes eram distribuídos sobre a superfície do reaterro, radialmente, com espaçamento de $0,833.D$ um do outro (Figura 4.18). Como os maiores deslocamentos ocorrem mais na

região central, os dois primeiros deflectômetros eram digitais¹⁵ e os dois localizados mais nas extremidades eram analógicos¹⁶, todos com resolução de 0,01 mm.

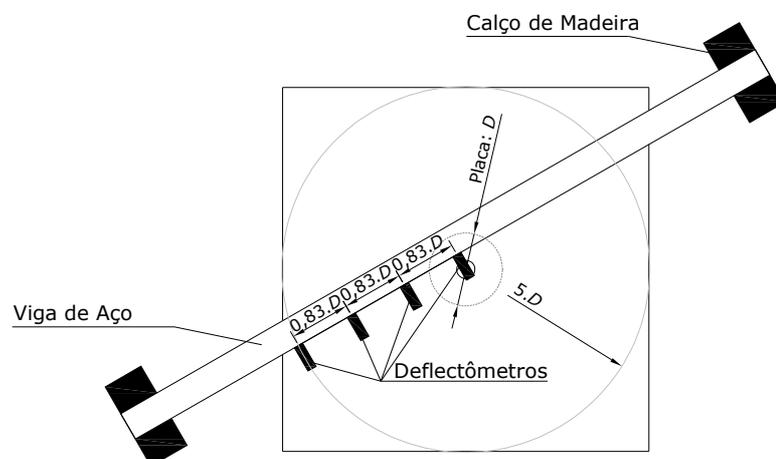


Figura 4.18: Representação da localização do perfil I e distribuição dos deflectômetros ao longo do perfil

A medição da carga era realizada por meio de células de carga. Utilizavam-se duas células com capacidades distintas, sendo utilizada uma ou outra, em função da carga a ser aplicada. A primeira era uma célula “S” com capacidade de carga de 50 kN¹⁷ (Figura 4.19a), utilizada para o registro da carga à tração de forma direta; e a segunda era uma célula cilíndrica com capacidade de 200 kN¹⁸ (Figura 4.19c), que funciona somente à compressão. A leitura era feita por meio de uma leitora digital¹⁹ (Figura 4.19b), utilizada para ambas as células. A carga para a célula “S” era lida diretamente na leitora com resolução de 10N (0,01 kN). Para a outra célula, a leitura era realizada indiretamente, sendo que o valor da leitura (com três casas decimais) era convertido em carga por meio da equação de calibragem. A leitora permitia a leitura instantânea, bem como armazenava a carga máxima aplicada.

¹⁵ Deflectômetro central – digital, marca: Mitutoyo, máximo: 25,4 mm, resolução: 0,01 mm, código no 575-121, formato retangular, Série: 29768; segundo (localizado a 0,8333.D) - digital, marca: Mitutoyo, máximo: 12,7 mm, resolução: 0,01 mm, código no 543-681B, formato circular, Série: 68406;

¹⁶ Deflectômetros analógicos (localizados a 16,67.D e 2,5.D), marca: Mitutoyo, máximo: 10,0 mm, resolução: 0,01 mm, código n° 2046-08, formato circular;

¹⁷ Célula de carga “S”, marca: Precision Transducers, capacidade de 50 kN, Modelo ST5000, Série n°: 155077;

¹⁸ Célula de carga cilíndrica (diâmetro: 26 cm e altura: 21 cm), marca: KRATOS, capacidade de 200 kN, n° série: 6AG 6512;

¹⁹ Leitora digital, marca: Solotest, referência: 1245230, série: 846;

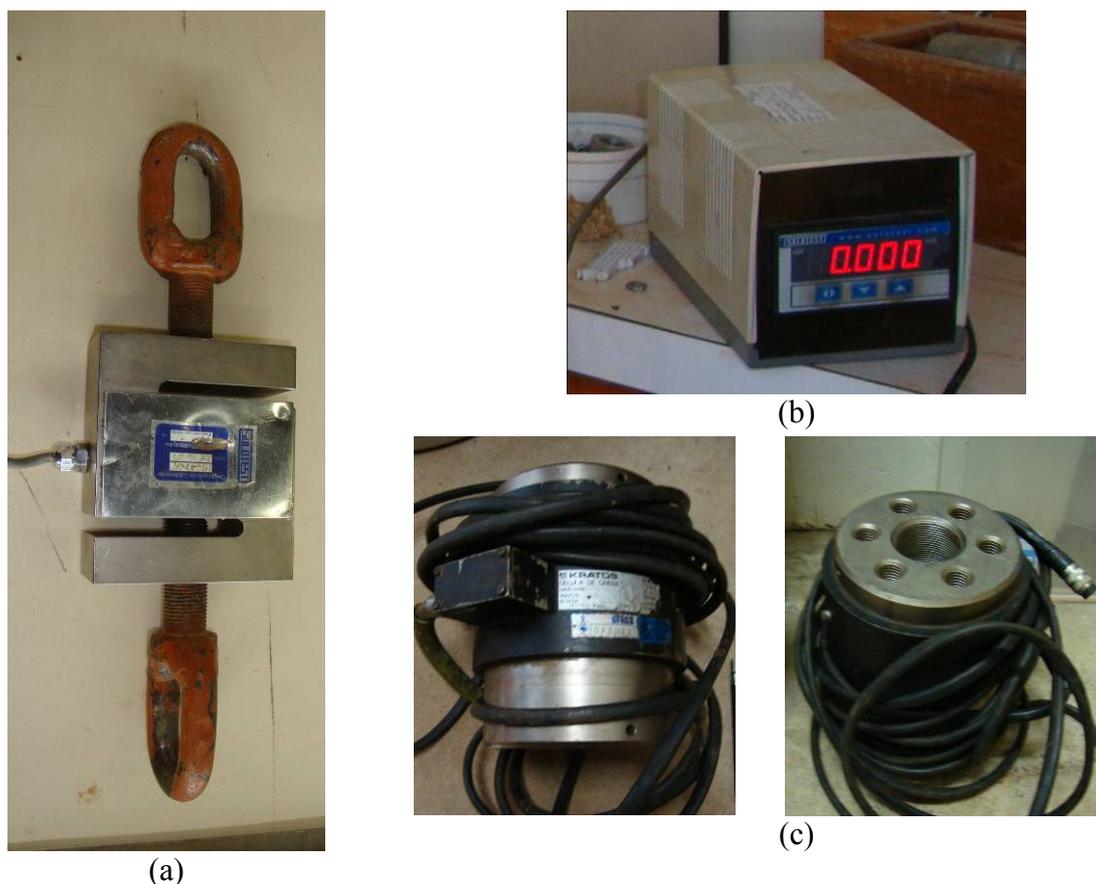


Figura 4.19: Equipamentos de medição – (a) célula de carga “S”; e (c) célula de carga cilíndrica – e (b) leitura da carga

4.6 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Uma vez transcorrido o período de sete dias de cura do reaterro (quando adicionado cimento à areia) e concluída a montagem do ensaio, era dado início à realização da prova de carga.

Antes do início do ensaio propriamente dito (aplicação do primeiro carregamento), a sobra da mangueira de ventilação era moldada no formato de “U” (por meio de um arame), a qual era preenchida com água, funcionando como um vaso comunicante. Depois de estabilizado o nível de água dentro do vaso comunicante, eram feitas duas marcas com caneta. A Figura 4.20, ilustra um vaso comunicante executado. Este vaso comunicante tinha como finalidade verificar se ocorria a formação de sucção por vácuo junto à base da placa durante a execução do ensaio, principalmente, no momento da aplicação do incremento da carga.



Figura 4.20: Vaso comunicante em “U” executado junto à extremidade da mangueira de ventilação que sobrava na superfície

A ABNT não estabelece normalização específica para a realização de provas de carga à tração para fundações rasas. A norma NBR 6489 (ABNT, 1984b) trata somente de provas de carga em fundações rasas submetida à compressão. A norma NBR 12131 (ABNT, 1992c) fixa diretrizes para provas de carga estáticas para estacas, podendo os esforços serem axiais – compressão ou tração – e/ou transversais. Esta segunda norma foi considerada mais apropriada para os ensaios realizados na presente pesquisa. Desta forma, foram adotados os procedimentos estabelecidos pela NBR 12131 (ABNT, 1992c), paralelamente, a algumas observações feitas na NBR 6489 (ABNT, 1984b). Conforme recomendado por ambas as normas citadas anteriormente, a carga era aplicada em estágios, de igual carga, não superiores a 20% da estimativa de carga máxima, obtida por meio de modelagem numérica. Desta forma, cada prova de carga foi realizado com no mínimo cinco incrementos de carga.

As provas de carga do presente trabalho foram realizadas com o auxílio de no mínimo quatro pessoas: (a) uma para operação da bomba; (b) uma para leitura da carga na leitora digital; (c) uma para leitura dos quatro deflectômetros; e (d) uma para anotação das informações lidas e observação do sistema montado.

Aplicado o incremento de carga, aguardava-se o equilíbrio das leituras da célula de carga. Equilibrada a carga, registrava-se imediatamente o seu valor e o das deformações correspondentes. As leituras das deformações eram registradas em tempo dobrados, a partir dos trinta primeiros segundo (0 segundo, 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, ...). A Norma

NBR 12.131 (ABNT, 1992c) estabelece que, mesmo havendo estabilização das deformações, o incremento deve ser mantido por um tempo mínimo de 30 minutos. A norma NBR 6489 (ABNT, 1984b) não estabelece tempo mínimo, somente, observa que havendo estabilização, diferença de no máximo 5% entre deformações lidas na última leitura e a anterior, poderá ocorrer novo incremento de carga. Para as provas de carga executadas nesta pesquisa, verificou-se que todos os incrementos de carga se estabilizavam, variação de 0% de deformação no centro do reaterro de uma leitura em relação à outra, entre os primeiros trinta segundos e o primeiro minuto, independentemente, da areia ser ou não ser cimentada. Apesar da rápida estabilização, deixava-se a carga por pelo menos 5 minutos, antes da aplicação do novo incremento, ou seja, não foi considerado necessário tempo de estabilização prolongado.

Como a aquisição não era automatizada, quando se aproximava da carga de ruptura, tomava-se o cuidado para realizar as leituras o mais rápido possível, pois quando esta ocorria, a carga caía repentinamente e as deformações aumentavam rapidamente. Uma vez tendo ocorrido à ruptura, tentava-se manter a estabilização da carga, porém, devido à propagação das fissuras e à desintegração do reaterro, quanto mais se impulsionava a bomba, mais a carga caía. Finalizado o ensaio era verificado se a carga máxima registrada correspondia ao valor máximo gravado na memória da leitora. Todos os ensaios foram levados até a ruptura, a qual, como já citado, era nítida.

Feito o ensaio, o sistema de carga era descarregado sem o registro do descarregamento, pois o reaterro já estava completamente comprometido pela fissuração e pelas trincas. O sistema de carga e a instrumentação eram desmontados. Em seguida, o sistema de reação era nivelado e prumado para a próxima prova de carga.

4.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A norma NBR 12025 (ABNT, 1990) estabelece a necessidade de realização de ensaios de compressão simples com o objetivo de definir a dosagem ou realizar o controle tecnológico do solo-cimento. Para tornar o ensaio à compressão simples mais parecido com a realidade de campo, não foram moldados corpos de prova durante a execução do reaterro, conforme definido pela NBR 12024 (ABNT, 1992b), mas sim, foram extraídos testemunhos do interior da massa dos reaterros rompidos. Apesar de não haver norma técnica específica para a extração de testemunhos de solo cimento, até pelo fato de não ser um procedimento comum,

adotaram-se alguns procedimentos fixados pela NBR 7680 (ABNT, 2007) e pela NBR 12024 (ABNT, 1992b).

A norma NBR 7680 (ABNT, 2007) estabelece procedimentos para a extração de testemunhos de peças de concreto por meio de sonda (extração de amostras cilíndricas para ensaios à compressão simples, desde que o concreto tenha resistência superior a 5 MPa) ou por meio de serra (extração de amostras prismáticas para ensaios à flexão, desde que o concreto tenha resistência superior a 8 MPa). Como a resistência do solo-cimento é consideravelmente inferior à resistência do concreto (por exemplo, Cruz (2008) obteve resistências, com sete dias de cura, entre 0,05 MPa e 2,5 MPa para teores de cimento entre 1% e 12%), foram esculpidos corpos de prova prismáticos com auxílio de régua metálica e de espátula. Foram adotados corpos de prova prismáticos devido à dificuldade de moldagem de corpos de prova cilíndricos.

A NBR 12024 (ABNT, 1992b) estabelece a utilização do cilindro de Proctor pequeno (diâmetro de 100 mm e altura de 127,3 mm – sem o colarinho, esbeltez de 1,27) para a moldagem de corpos de prova de solo cimento. Já a norma 7680 (ABNT, 2007) estabelece uma esbeltez (relação entre a altura e diâmetros dos testemunhos) entre 1,0 e 2,0, no entanto, estabelece fatores de correção para a resistência à compressão simples quando a esbeltez foi inferior a 2,0 (Tabela 4.1). Este trabalho também objetiva comparar os resultados da resistência à compressão simples com os resultados obtidos por Cruz (2008). Assim, considerando que Cruz (2008) utilizou uma esbeltez de 2,0 (corpos de prova cilíndricos com altura média de 100 mm e diâmetro médio de 50 mm), os corpos de prova deste trabalho que apresentaram uma esbeltez inferior a dois, foram corrigidos conforme a Tabela 4.1.

Depois de realizadas as provas de carga, foram escolhidos blocos inteiriços do interior do reaterro rompido, isentos de fissuração. Estes blocos eram transportados até o laboratório onde eram esculpidos os corpos de prova (Figura 4.21). Tomou-se o cuidado de obter corpos de prova sempre com a face no mesmo sentido da interface das camadas sobrepostas, quando não era possível obter o testemunho dentro de uma mesma camada. Como se esculpia faces planas, não foi feito o recapeamento.

Tabela 4.1: Fatores de correção para a resistência à compressão simples em função da esbeltez do testemunho

Relação altura/diâmetro	Fator de correção
2,00	1,00
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,93
1,00	0,87

(ABNT, 2007)

Observações: 1. para relações de altura/diâmetro intermediárias a norma técnica admite fazer interpolação linear; 2. o fator de correção somente se aplica para testemunhos com massa específica superior a 1.600 kg/m³.



(a)



(b)

Figura 4.21: (a) vista das faces superiores; e (b) laterais dos corpos de prova prismáticos esculpidos de blocos de reaterro rompido

Extraídos os corpos de prova, eram medidos com paquímetro (resolução de 0,01 mm), sendo tomadas quatro alturas (uma em cada lateral) e duas medidas de cada lado (a distância de 1/3 e a 2/3 do lado), tanto na face superior como na face inferior. Em seguida, calculava-se a altura média e o lado médio da face superior e inferior. Para a determinação da esbeltez, tomava-se a altura média e o diâmetro equivalente para a face de menor área. Uma vez definida a esbeltez, definia-se o fator de correção da Tabela 4.1. Os corpos de prova com esbeltez inferior a 1,5 eram rejeitados. Complementarmente, determinava-se a massa específica aparente úmida e a umidade dos corpos de prova.

Da mesma forma que Cruz (2008), os corpos de prova eram imersos em água por um período de 24 horas antes da ruptura e não 4 horas como estabelece a 12025 (ABNT, 1990). Decorrido o período de imersão, os corpos de prova eram retirados da água, sendo colocados sobre papel ou toalha absorventes e secos, superficialmente, por meio de um pano seco. Em seguida os corpos de prova eram pesados novamente e era determinada a massa específica imersa.

Para a ruptura dos corpos de prova foi utilizada a prensa elétrica de CBR do LABGEO/FEAR/UPF (Figura 4.22a), com velocidade constante de 1,27 mm/min, conforme estabelecido pela NBR 9895 (ABNT, 1987b). Para o registro da carga foi utilizada a mesma célula de carga “S” (capacidade de 50 kN) (Figura 4.22b) e a mesma leitura utilizada nas provas de carga (resolução de 10 N ou 0,01 kN). No topo do corpo de prova era colocado um disco metálico com uma esfera, de modo a formar uma rótula (Figura 4.22b).

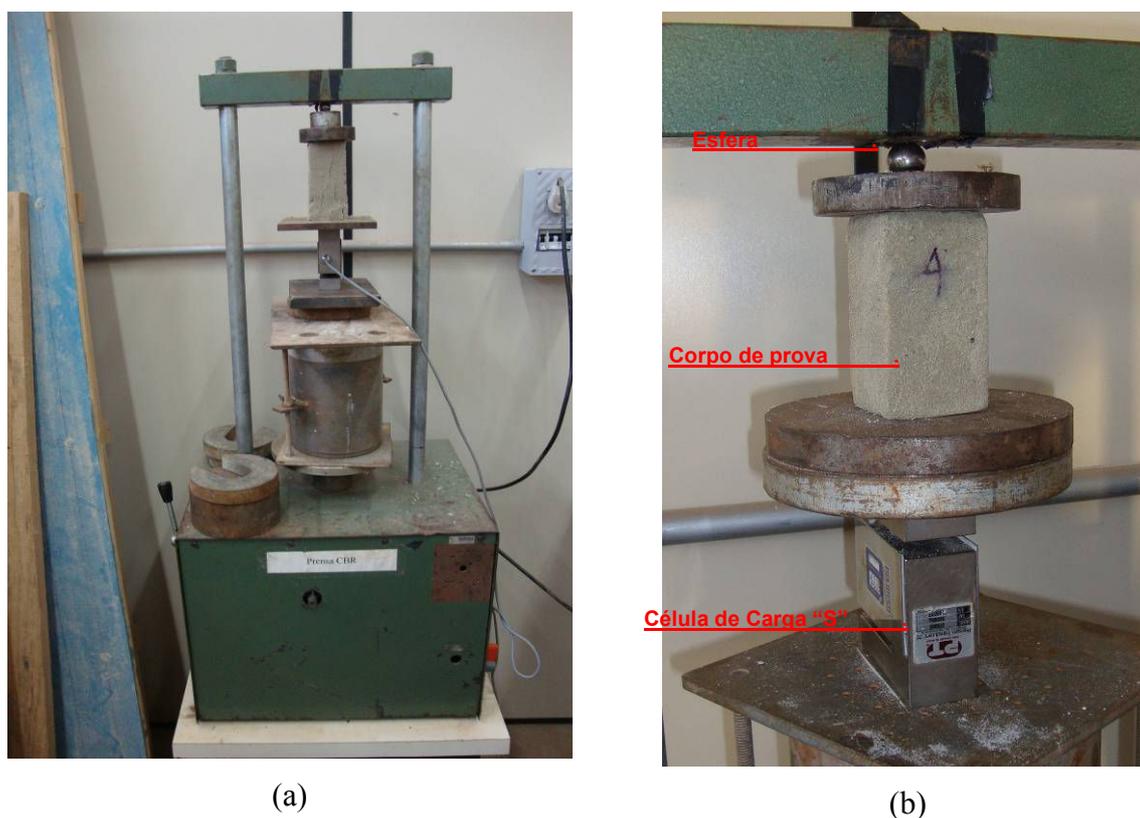


Figura 4.22: (a) vista da prensa de CBR do LABGEO/FEAR/UPF utilizada para o ensaio de compressão simples; e (b) detalhamento da montagem do corpo de prova na prensa

Após o rompimento dos corpos de prova, conforme estabelecido pela NBR 12253 (ABNT, 1992d), era determinada a média aritmética das cargas máximas obtidas. Os resultados individuais que desviassem em 10% (para mais ou para menos) da média eram descartados,

sendo determinada a nova média aritmética com os resultados remanescentes (com pelo menos dois resultados). Esta nova média representa a carga de ruptura.

4.8 ENSAIO DE SUCÇÃO

A medição da sucção teve como objetivo verificar sua magnitude e influência na resistência à compressão simples, uma vez que a imersão não garante a total saturação dos corpos de prova.

A técnica utilizada foi a do papel filtro, apresentada por Marinho (1995). Esta técnica baseia-se no equilíbrio de umidade entre o meio mais úmido (solo) e o meio menos úmido (papel filtro seco), de modo que o papel passe a absorver a umidade do solo, por capilaridade e evaporação, até seu equilíbrio. Esta técnica permite a medição da sucção matricial (devido ao fluxo capilar) ou total (considera a evaporação e a quebra das forças osmóticas), sendo a determinação de um ou outra, em função do tempo de contato entre o papel e amostra de solo. Neste trabalho, mediu-se a sucção matricial, pois o tempo de contato do filtro com a amostra foi de 7 dias, inferior aos mais de 30 dias necessários para a determinação da sucção total (Marinho, 1995).

Neste trabalho utilizou-se o papel filtro Whatmann n° 42, cuja calibração é apresentada por Marinho (1995). A partir da umidade absorvida pelo papel filtro, a sucção matricial pode ser obtida pelas equações 4.1 e 4.2.

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log u)}, \text{ para umidade } (u) > 47\% \quad (4.1)$$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,48 - 0,0622u)}, \text{ para umidade } (u) \leq 47\% \quad (4.2)$$

Conforme Marinho (1995), apesar do ensaio ser extremamente simples, está sujeito a muitos erros, principalmente, pela falta de cuidado na sua execução. Desta forma, o ensaio foi realizado seguindo todas as recomendações feitas pelo autor.

Executado o ensaio de compressão simples, retirava-se um fragmento (com lado ou diâmetro médio de 3 cm) do interior do corpo de prova, com auxílio de uma pinça metálica. Tomou-se cuidado para não tocar com os dedos na amostra e no papel filtro, sendo que toda a

manipulação era feita com instrumentos de laboratório de metal e superfície de contato mínima. O fragmento era raspado com uma espátula, de modo a se obter uma superfície plana. Sobre a superfície plana era colocado um pedaço quadrado de papel filtro, com aproximadamente 1,5 cm de lado. O papel filtro era retirado da embalagem original somente na hora da utilização, sendo segurado por uma pequena pinça e cortado com uma tesoura. Após a colocação do papel filtro, a amostra era envolta com um filme de PVC e colocada em um saco plástico, sendo vedado com fita adesiva. A Figura 4.23 (a) apresenta os instrumentos utilizados e a embalagem original dos filtros Whatman nº 42. As amostras embrulhadas eram colocadas em uma caixa de isopor (Figura 4.23b), a qual foi guardada em um ambiente climatizado 24 horas por dia, a uma temperatura de 24° C. Também eram retiradas amostras (fragmentos) dos corpos de prova rompidos para determinação da umidade.

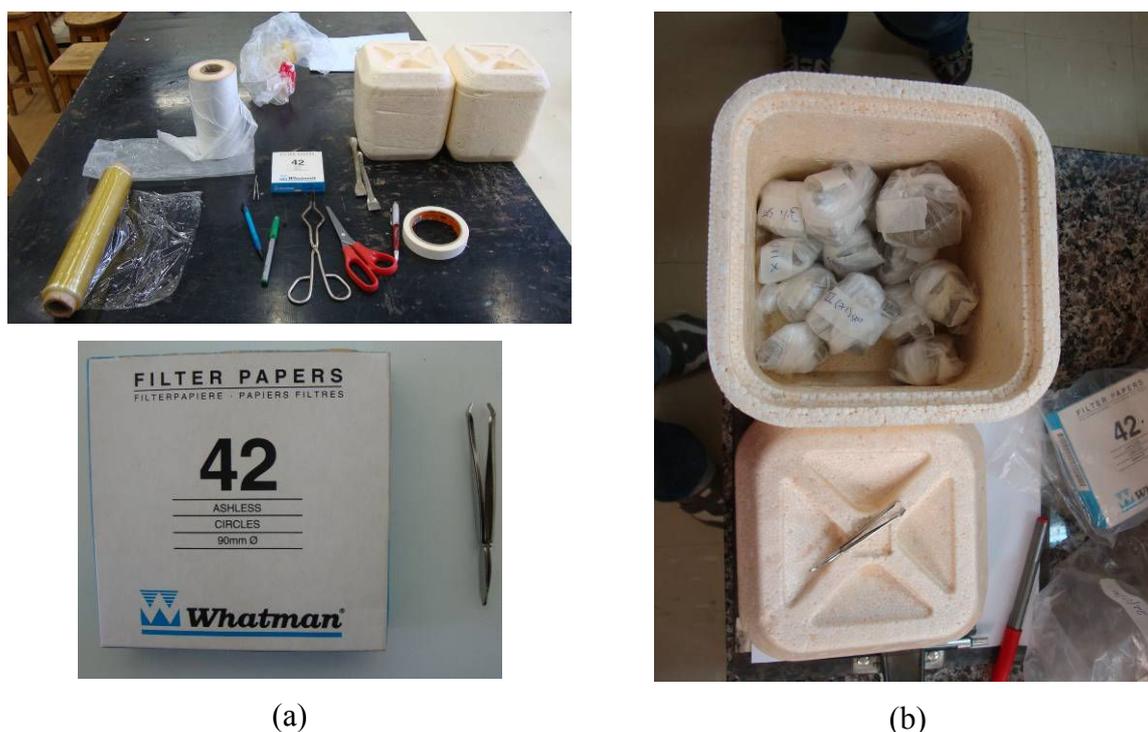


Figura 4.23: (a) vista do aparato e materiais utilizados para a preparação das amostras para o ensaio de sucção e (b) amostras, após a preparação, armazenadas na caixa de isopor

Decorridos os 7 dias, o embrulho era retirado com cuidado e o papel filtro colocado em uma cápsula metálica (com o uso de uma pinça), sendo o conjunto pesado imediatamente (máximo

5 segundos) em uma balança²⁰ com resolução de 0,0001 g (Figura 4.24a). As cápsulas, após a pesagem, eram colocadas em uma estufa à 100° C e, após 4 horas, era realizada a pesagem das cápsulas com os filtros secos e das cápsulas vazias (Figura 4.24b). Por fim, foi calculada a umidade e determinada a sucção por meio das equações 4.1 e 4.2.

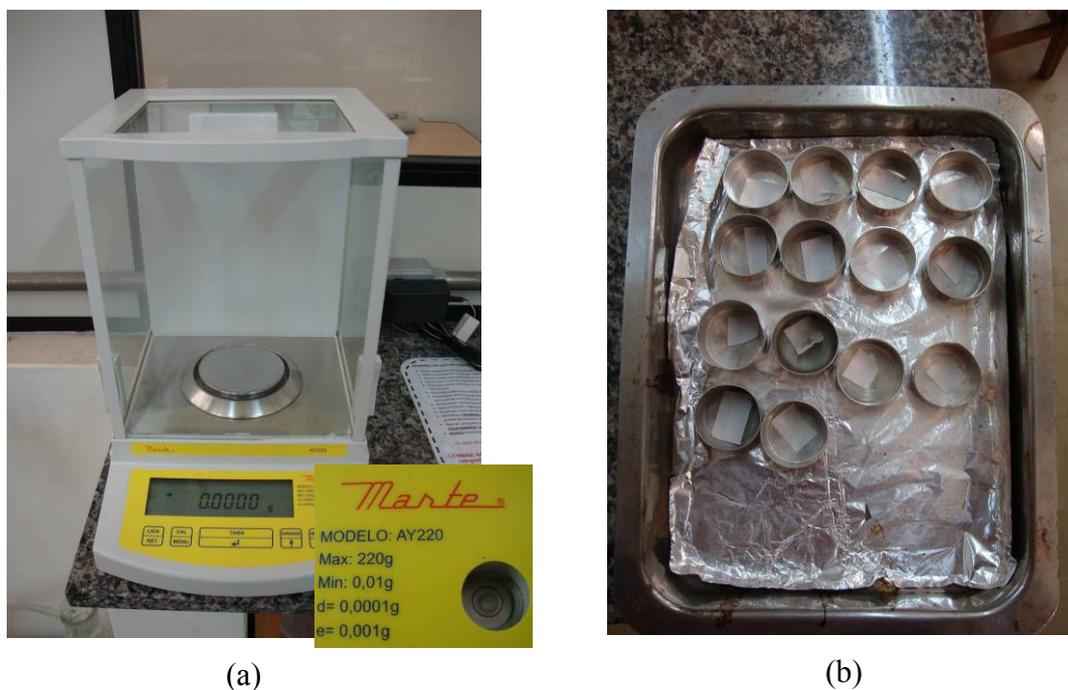


Figura 4.24: (a) balança com resolução de 0,0001g utilizada na pesagem do papel filtro; e (b) das cápsulas contendo os pedaços de papel filtro

²⁰ Balança elétrica, marca: Marte, modelo: AY220, capacidade: 220,0g, resolução: 0,0001g, monofásica 220 volts

5. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

Neste capítulo serão descritos os resultados das provas de carga realizadas na presente pesquisa. Ainda, serão apresentados os resultados dos ensaios de compressão simples e os resultados de sucção dos corpos de prova (testemunhos) esculpido a partir dos blocos de areia cimentada, extraídos dos reaterros rompido. Por fim, será apresentada a estimativa da capacidade de carga para as provas de carga à tração realizada pelo diversos métodos encontrados na literatura.

Os resultados dos ensaios de compressão simples e de sucção são comparados com os resultados dos ensaios obtido por Cruz (2008), cujo trabalho foi todo desenvolvido no laboratório. Assim, poder-se-á estabelecer uma análise crítica sobre as diferenças entre a moldagem executada em campo e em laboratório.

Num segundo momento, serão apresentados os resultados das quatro provas de carga realizadas em areia (sem cimento). Apesar de existir uma vasta bibliografia sobre o assunto, conforme apresentado no Capítulo 2, as provas de carga foram realizadas para verificar se os resultados obtido são compatíveis com as teorias propostas.

Num terceiro momento são apresentados os resultados das dez provas de carga realizadas com a areia cimentada. Estes serão comparados com os resultados da areia citada anteriormente.

Considerando as várias metodologias propostas para a previsão da carga de fundações tracionadas, apresentadas no Capítulo 2, estas serão utilizadas para a previsão da carga de ruptura das provas de cargas, tanto para areia, como para areia cimentada.

5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A execução do solo-cimento, neste trabalho areia cimentada, exigiu um rigoroso controle de todo o processo de execução. Para tanto, antes, durante e após a moldagem dos reaterros, efetuava-se o controle da umidade. Além disso, efetuou-se o controle da compactação de cada

uma das camadas do reaterro. Para complementar o controle executivo, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples. Os métodos executivos de cada um dos ensaios pode ser visualizado nas seções 4.4 e 4.7.

Os ensaios de compressão simples realizados, além de terem servido como controle para a execução dos reaterros, foram comparados com os resultados dos ensaios realizados por Cruz (2008), pois neste trabalho foram utilizados os mesmos materiais e dosagens empregadas pelo autor. Esta comparação, também, foi motivada pelo fato de que os processos de moldagem e cura foram diferentes. O trabalho de Cruz (2008) foi realizado em laboratório, enquanto que este trabalho foi realizado em campo.

Os ensaios de resistência à compressão simples executados por Cruz (2008) foram realizados em laboratório, em condições homogêneas e controladas. Os materiais (areia e cimento) foram misturados na condição seca (ou umidade higroscópica de 0,38%), sendo a água destilada adicionada ao final. A moldagem dos corpos de prova também se deu de forma homogênea, por meio de compactação estática e uniforme. Quanto à cura, o autor cita que os corpos de prova foram armazenados em uma câmara com temperatura e umidade controlada. Já, as moldagens dos reaterros foram realizadas sob condições climáticas heterogêneas, sendo que não se possuía qualquer controle sobre elas. Como já relatado nos outros capítulos, a principal dificuldade foi o controle da umidade da areia em campo, ou seja, manter a areia o mais seca possível.

A seqüência de ensaios 7 a 9 (Tabela 5.1) foram moldados com a areia na umidade média inicial de 9,68% (no limite da umidade de dosagem). Após a execução das provas de carga, foram esculpido três testemunhos (ver dimensões e características na Tabela 5.1). A Tabela 5.2 apresenta as características dos testemunhos obtidos para os reaterros dos ensaios 11 a 13, bem como os resultados da resistência à compressão simples. A moldagem dos ensaios 11 a 13 foi feita com uma umidade inicial média da areia de 6,3%.

Na Tabela 5.2 pode-se observar que no decorrer dos sete dias da cura, praticamente, não houve alteração da umidade no reaterro, pois as massas específicas de moldagem dos reaterros e as determinadas para os testemunhos (campo) se mantiveram constantes. Apesar da cura ter ocorrido em períodos intercalados de baixas e de altas temperaturas, clima úmido e seco, após a moldagem dos reaterros, estes sempre eram cobertos com lona plástica para

evitar a molhagem pela chuva, a perda da umidade pelo vento e pelo calor ou o congelamento da superfície.

Tabela 5.1: Características e propriedades dos testemunhos extraídos dos reaterros dos ensaios 7 a 9 e resultados dos ensaios de compressão simples

Cim	d_e	$h_{média}$	$h_{média}/d_e$	Massa Esp. (kN/m ²)			Umidade (%)		RCS (kPa)		
				Campo	In.	Mold.	Campo	In.	Indiv.	Media	Lab.
3%	5,78	9,03	1,56	NO	18,20	16,83	NO	18,98	70,96	70,75 [0,30]	354,70 (19,9%)
	5,87	9,30	1,58	NO	18,90	17,47			104,21		
	4,96	8,03	1,62	NO	16,10	14,88			70,54		

Observações: d_e = diâmetro equivalente, $h_{média}$ = altura média, $h_{média}/d_e$ = esbeltez, In.=inundado, NO = não observado, RCS = resistência à compressão simples, Indiv.=individual, Lab. = resistência à compressão simples média obtida em laboratório por Cruz (2008), (%) = relação entre a RCS média dos testemunhos pelo laboratório, [] = desvio padrão, hachura azul = valor utilizado no cálculo da média

Tabela 5.2: Características e propriedades dos testemunhos extraídos dos reaterros dos ensaios 11 a 13 e resultados dos ensaios de compressão simples

C	d_e	$h_{média}$	$h_{média}/d_e$	Massa Esp. (kN/m ²)			Umidade (%)		Tensão (kPa)		
				Campo	In.	Mold.	Campo	In.	Indiv.	Média	Lab.
7%	7,14	10,15	1,42	16,48	17,95	16,03	13,09	20,57	701,49	981,34 [68,66]	1085,30 (90,4%)
	4,96	6,85	1,38	18,34	18,62	17,84			570,19		
	5,25	8,80	1,68	19,15	19,64	18,63			932,79		
	7,25	13,33	1,84	18,01	18,37	17,52			1029,9		
3%	7,00	12,05	1,72	17,38	18,35	17,68	8,12	19,20	399,26	301,63 [3,29]	354,70 (85,0%)
	5,75	10,05	1,75	17,07	18,11	17,37			299,30		
	6,40	11,85	1,85	17,17	18,26	17,47			303,96		
	7,42	13,23	1,78	17,22	18,14	17,52			428,02		

Observações: d_e = diâmetro equivalente, $h_{média}$ = altura média, $h_{média}/d_e$ = esbeltez, In.=inundado, NO = não observado, RCS = resistência à compressão simples, Indiv.=individual, Lab. = resistência à compressão simples média obtida em laboratório por Cruz (2008), [] = desvio padrão, hachura azul = valor utilizado no cálculo da média, hachura laranja = testemunhos com esbeltez abaixo do limite estipulado (> 1,5)

Em termos de absorção de água, após a imersão de 24 horas, como pode ser visto nas tabelas 5.1 e 5.2, os testemunhos apresentaram um teor de umidade médio de 19,6%, ou seja, absorção de, praticamente, o dobro de água utilizada na moldagem.

Durante a moldagem percebeu-se que, acima de certo teor de umidade natural em campo da areia, não ocorria a adequada mistura do cimento, mesmo sob a agitação mecânica da betoneira. Como o cimento é comumente comercializado em embalagens flexíveis de papel de 50 kg (Figura 3.7), durante o manuseio e o transporte é natural que o cimento sofra compactação em virtude do empilhamento e da queda das embalagens. Desta forma, o cimento ao ser retirado da embalagem apresenta-se, muitas vezes, embolotado. Como o cimento vem seco, o efeito do embolotamento é facilmente desfeito por meio de peneiramento, mistura ou agitação mecânica ou manual. O cimento, por ser um material pulverulento, no estado seco absorve rapidamente a umidade. Assim, quando utilizado diretamente da embalagem e misturado com materiais de alta umidade, as bolas de cimento seco passam a absorver rapidamente esta umidade, criando uma coesão, impedindo que as bolas se desfçam por mistura ou por agitação. Nas moldagens do reaterro com teor de umidade da areia próximo ao teor da dosagem, verificou-se a formação de grumos de cimento, os quais não se desfziam pela agitação mecânica da betoneira, ocasionando a não mistura adequada do cimento com a areia. A Figura 5.1 apresenta uma comparação entre uma mistura adequada e não adequada de cimento afetada pelo teor de umidade inicial da areia. Na Figura 5.1 (a) pode-se verificar, visualmente, a homogeneidade da mistura da areia e do cimento. Já na Figura 5.1 (b) pode-se visualizar a formação de grumos de cimento espalhados no interior da mistura. Nesta Figura também pode-se verificar a coloração distinta entre os dois testemunhos, o primeiro apresenta uma coloração mais acinzentada e o segundo apresenta uma coloração mais amarelada, idêntica a da areia *in natura*.

O efeito da mistura dos materiais afetou, diretamente, os resultados de resistência à compressão simples. Para uma umidade média da areia no campo de 9,68% estes apresentaram uma média de 70,75 kPa (desvio padrão de 0,30 kPa), enquanto que o valor médio dos resultados, para uma umidade média de 6,3%, corresponde a 301,63 kPa (desvio padrão de 3,29 kPa). Os resultados médios foram comparados com os ensaios realizados em laboratório por Cruz (2008). A Figura 5.2 representa a comparação entre os resultados descritos nas Tabelas 5.1 e 5.2. Para o teor de cimento de 3%, os resultados dos testemunhos correspondem a 19,9% e 85,0%, para umidades iniciais de 9,68% e 6,3%, respectivamente, em relação aos resultados obtidos em laboratório. Para o teor de cimento de 7%, os resultados dos testemunhos correspondem a 90,4 %, para umidade inicial de 6,3%, em relação ao resultado médio obtido em laboratório. Os resultados médios das resistências à compressão simples (campo e laboratório) se mostram bem próximos, independentemente, das condições

de moldagem e de cura ou da umidade inicial, desde que não afete a mistura dos materiais. Desta forma, levando em consideração que o teor de umidade afeta a mistura, definiu-se que se a areia em campo apresenta-se um teor de umidade acima de 6,5%, não era realizada a moldagem dos reaterros.

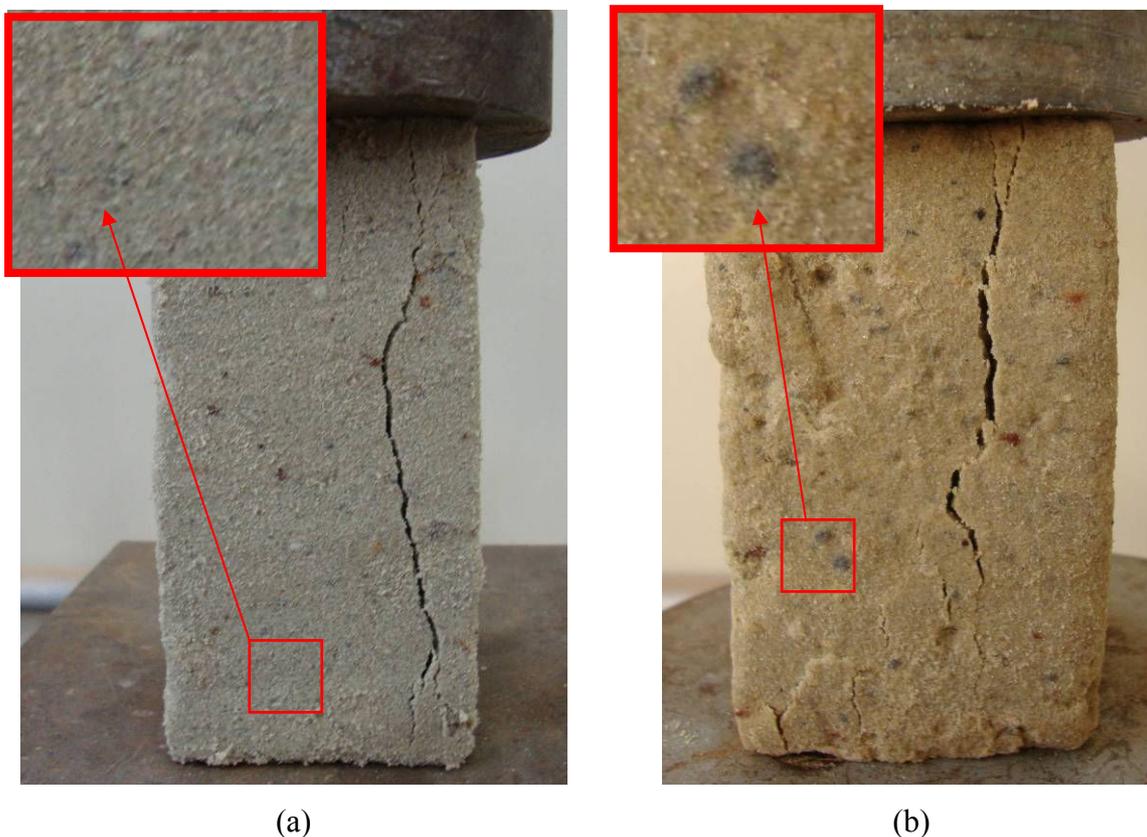


Figura 5.1: Ruptura típica dos testemunhos, cor e homogeneidade das misturas para uma umidade inicial de campo média da areia de (a) 6,3% e (b) 9,68%

Vale salientar que Cruz (2008) adotou um tempo de cura de sete dias, dos quais seis, os corpos de prova permaneciam embalados em embalagens plásticas e estocados em câmara úmida; sendo que no último dia (24 horas antes do rompimento), os corpos de prova eram imersos em água. Neste trabalho, a cura foi de oito dias, um dia a mais que o adotado por Cruz (2008). Como as provas de carga foram realizadas com sete dias de cura, os testemunhos somente puderam se esculpido após decorrido este prazo. Depois de esculpido os testemunhos (no mesmo dia da execução das provas de carga), estes eram, também, imersos em água, fechando assim, um prazo de oito dias. Considerando que se utilizou na dosagem o cimento CP V-ARI, alta resistência inicial, o possível incremento na resistência à compressão

simples, no intervalo do sétimo dia de cura para o oitavo dia, é insignificante, como pode ser visto na Figura 3.6, sendo inferior a 5% na resistência da pasta de cimento.

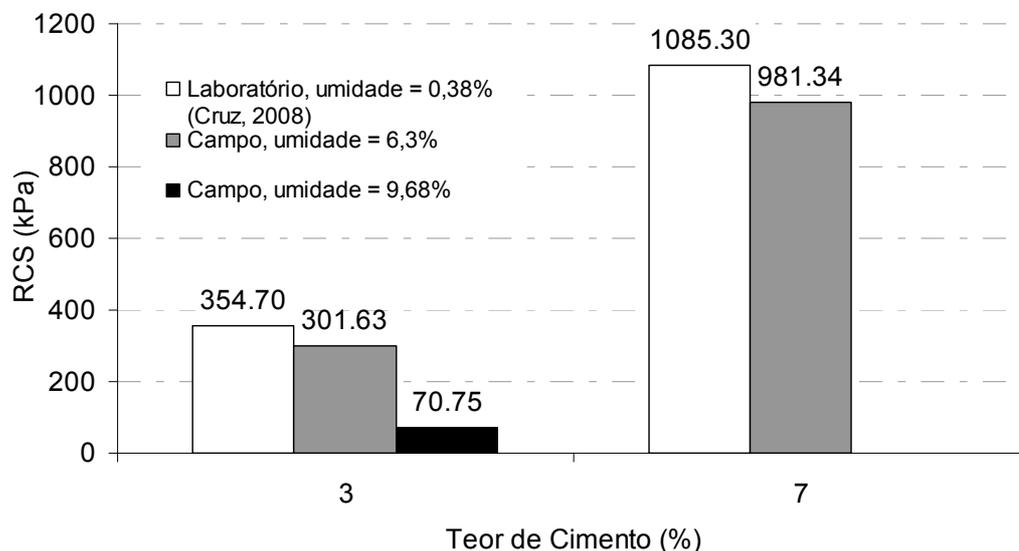


Figura 5.2: Comparação entre as resistências à compressão simples para diferentes processos de confecção dos corpos de prova e diferentes umidades iniciais da areia

5.2 SUCÇÃO

Tabela 5.3: Resultados da medição da sucção obtidos para os testemunhos imersos por 24 horas

Teor de Cimento	RCS (kPa)	Sucção (kPa)	Sucção/RCS
7%	701,49	7,00	1,00%
	570,19	6,79	1,19%
	932,79	10,59	1,14%
	1029,89	10,31	1,00%
3%	399,26	10,89	2,73%
	299,30	9,76	3,26%
	303,96	11,99	3,94%
	428,02	19,45	4,54%
Média		10.85 kPa	2.35%

A Tabela 5.3 apresenta os resultados da sucção medida nos testemunhos após a imersão de 24 horas. A sucção variou entre 7,0 kPa e 19,45, apresentando uma média de 10,85 kPa. Em comparação com a resistência à compressão simples, a sucção medida compreende um percentual entre 1,0% e 4,54%, média de 2,35%. Cruz (2008) obteve uma variação percentual de 1,65% na razão da sucção pela resistência à compressão simples. O autor cita que estes valores são compatíveis com a literatura, sendo que a sucção pode ser desprezada.

5.3 PROVAS DE CARGA EM AREIA

Conforme proposto no programa experimental (seção 3.1) foram realizadas quatro provas de carga com reaterro de areia sem adição de cimento. As provas de carga foram realizadas com dois tamanhos de placas, com diâmetros de 30 cm e 45 cm. As placas com diâmetro de 30 cm foram assentes em três profundidades – 30 cm, 45 cm e 60 cm, ou seja, embutimentos de 1,0; 1,5; e 2,0. A placa com diâmetro de 45 cm foi assente a uma profundidade de 45 cm e embutimento de 1,0. Estas provas de carga possibilitaram a análise geométrica, em termos do embutimento e do fator escala com a variação do diâmetro da fundação.

As Figuras 5.3 a 5.6 apresentam os resultados na forma de gráficos expressos como: (a) carga de arrancamento pelo deslocamento vertical ascendente e (b) tempo pelo deslocamento vertical ascendente. A Figura 5.7 apresenta os resultados da placa com diâmetro de 30 cm assente em diferentes profundidades e a Figura 5.8 apresenta os resultados para as placas com diâmetro de 30 cm e de 45 cm, assentes em um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$).

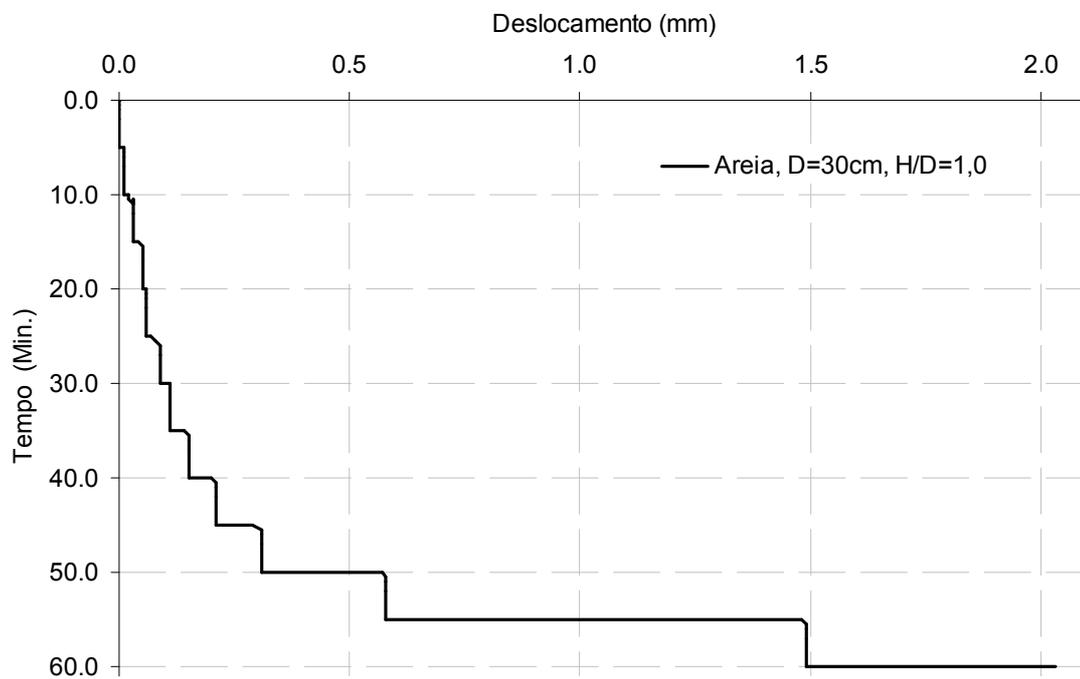
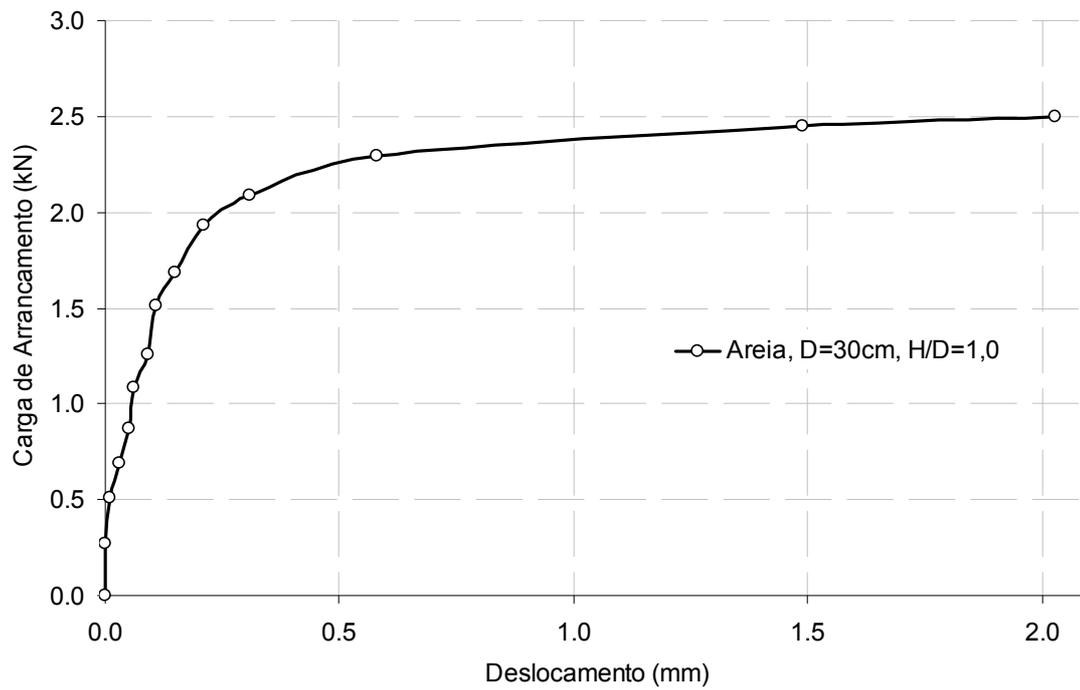


Figura 5.3: Prova de carga $D = 30\text{ cm}$ e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia

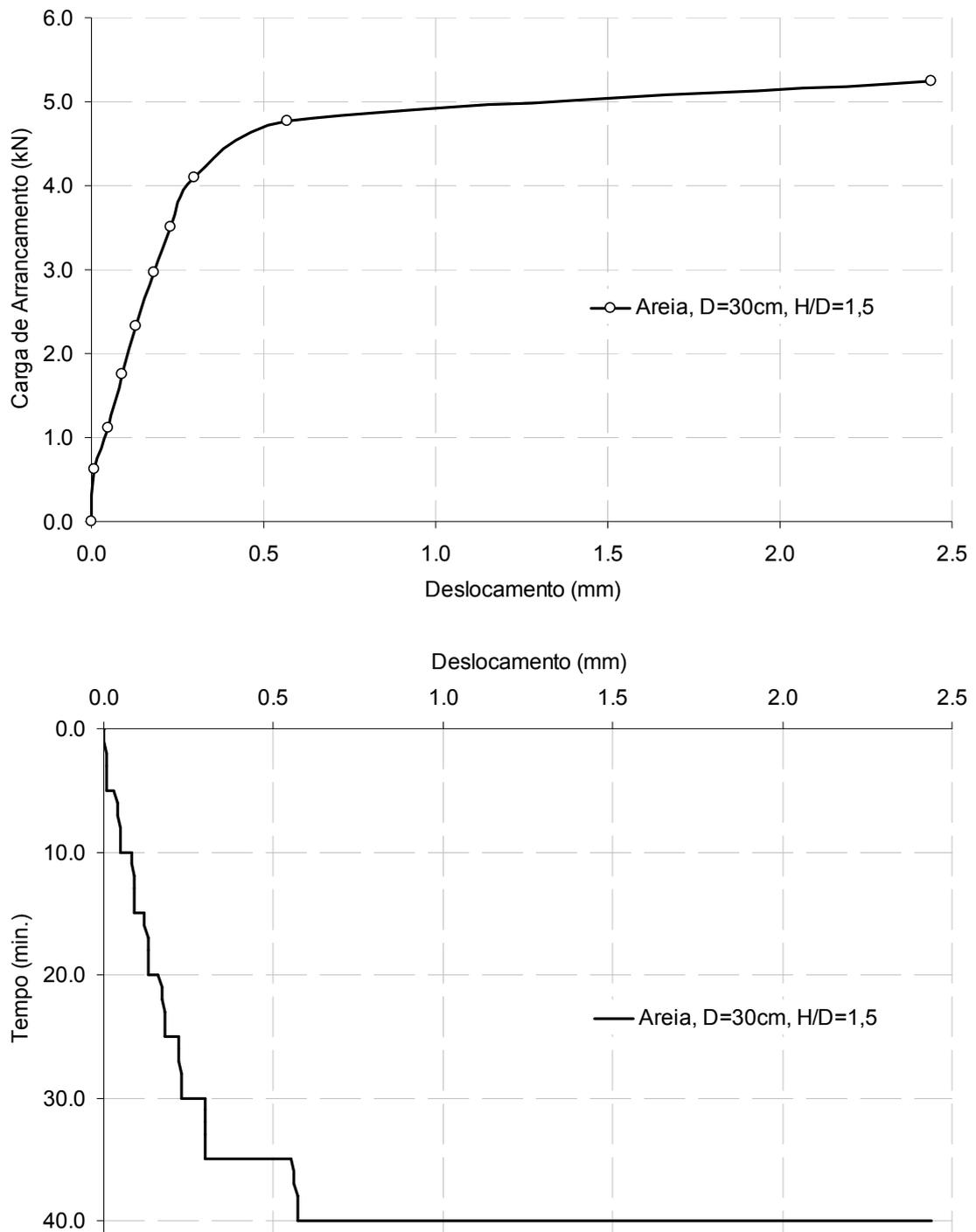


Figura 5.4: Prova de carga $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ reaterrada com areia

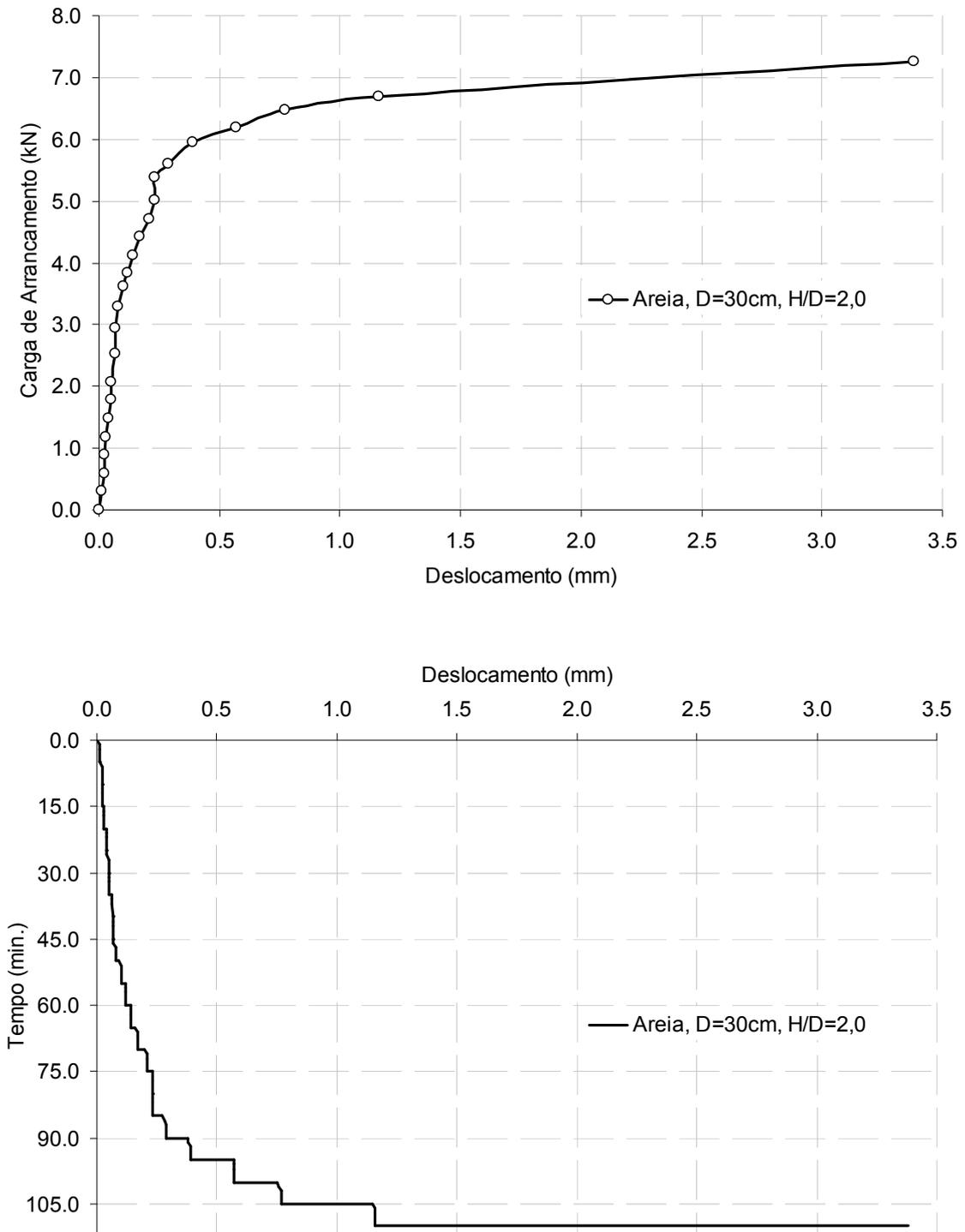


Figura 5.5: Prova de carga $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ reaterrada com areia

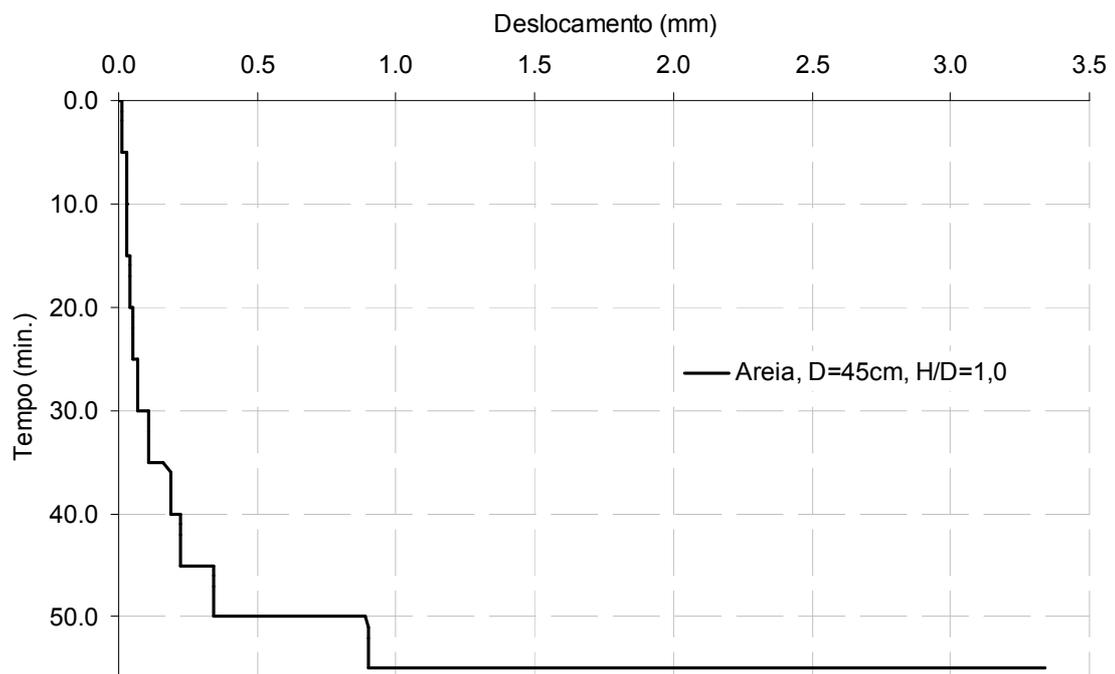
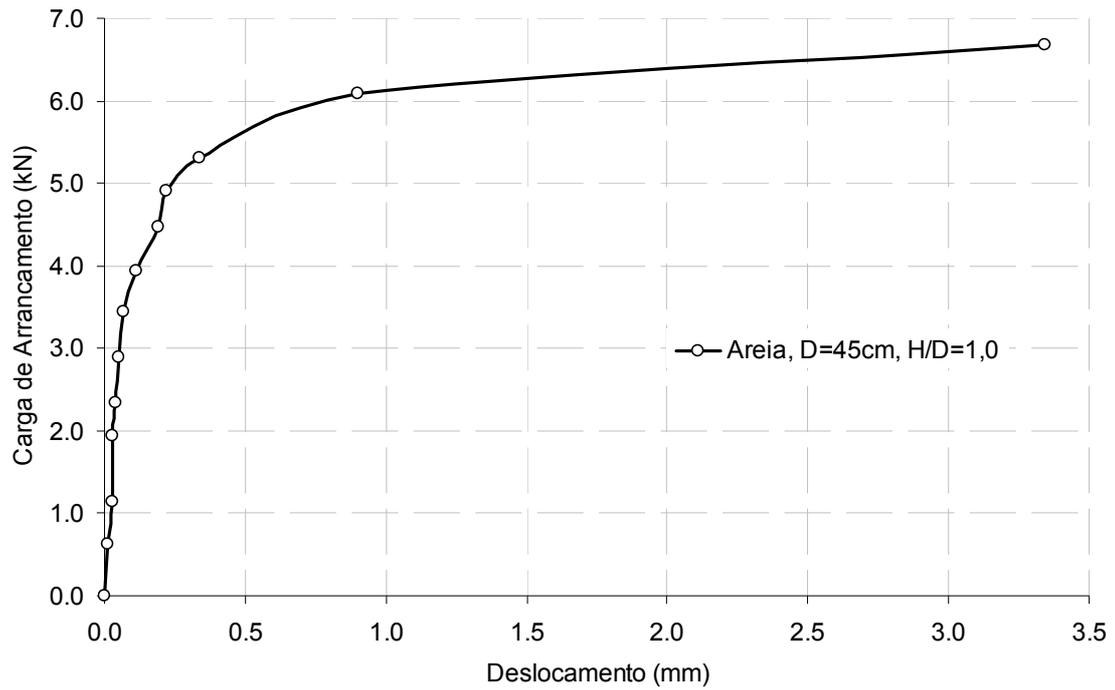
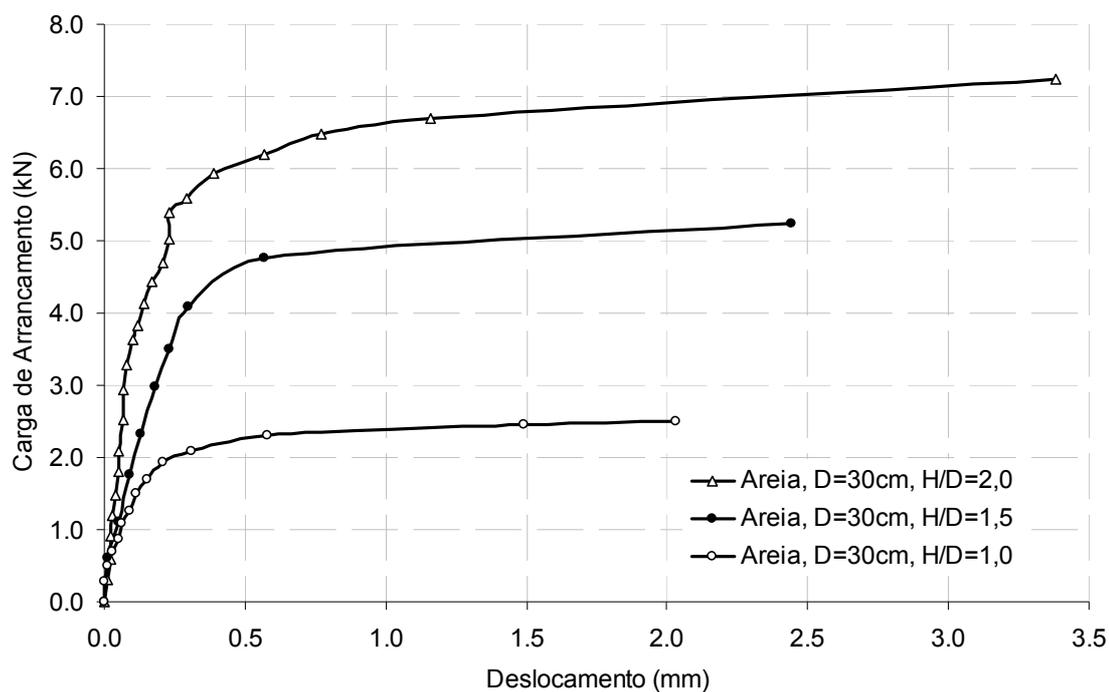
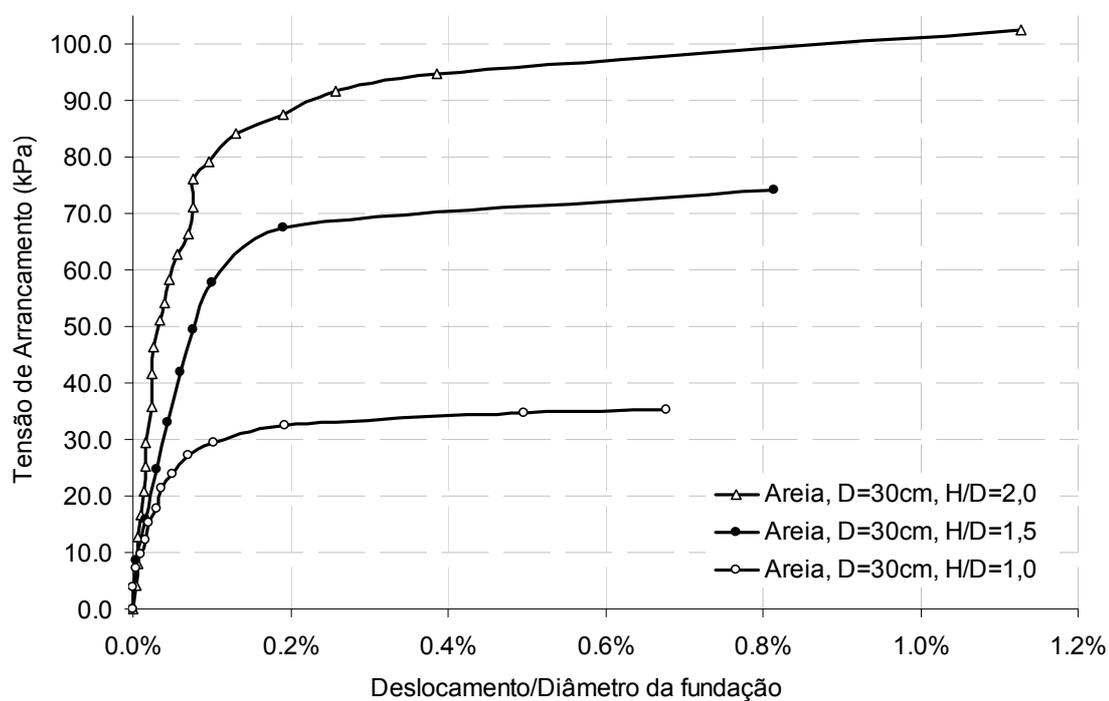


Figura 5.6: Prova de carga $D = 45\text{ cm}$ e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia

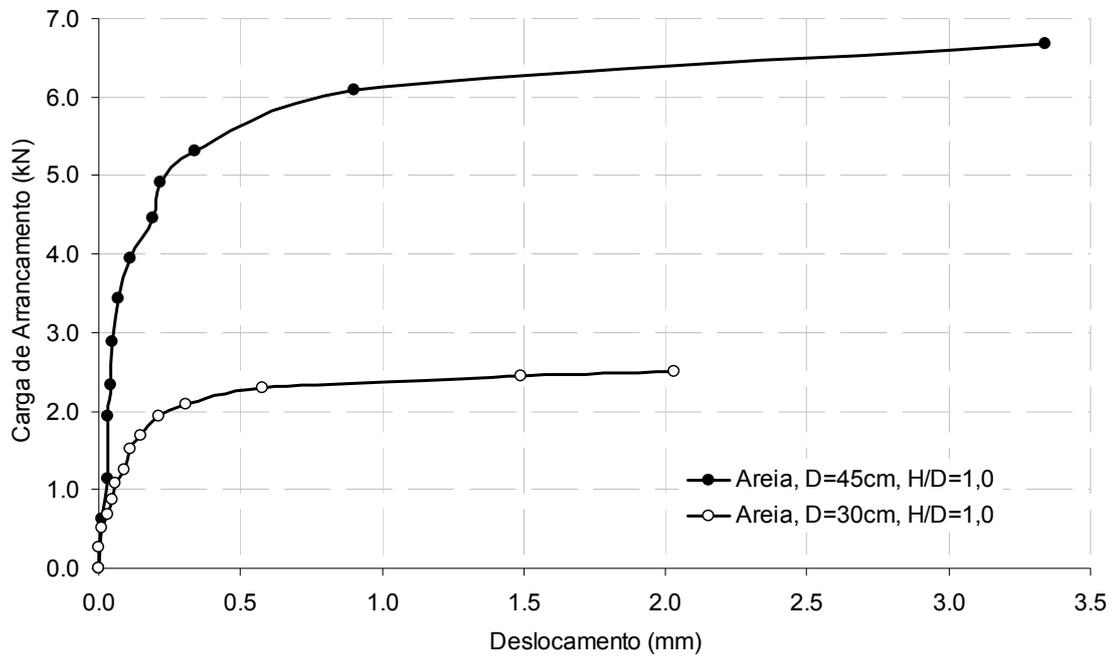


(a)

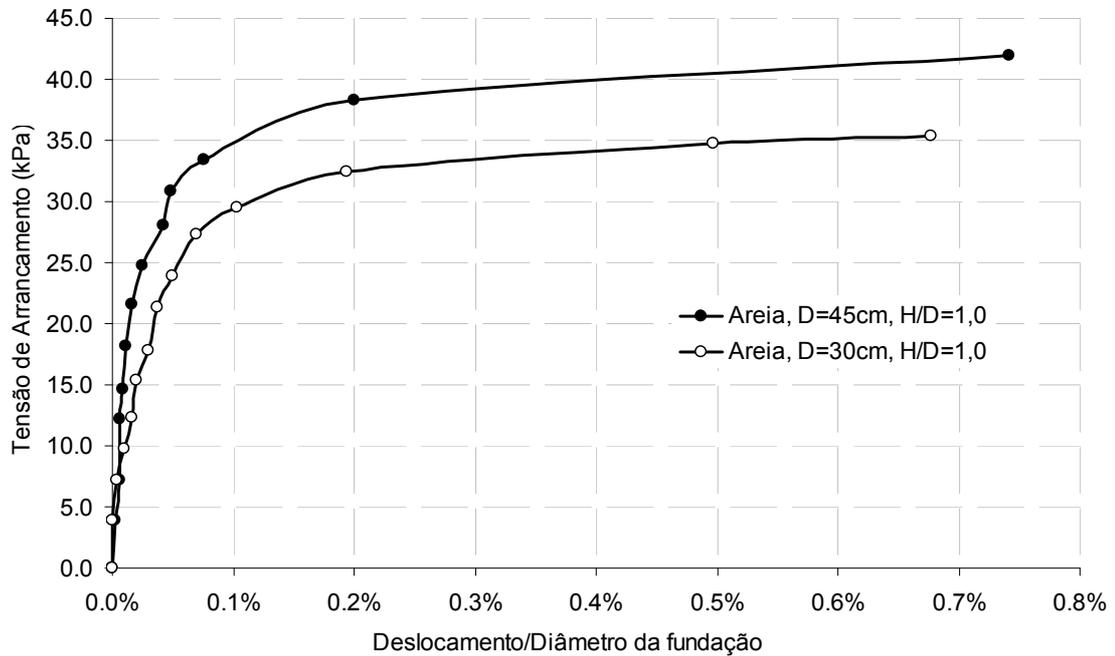


(b)

Figura 5.7: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo diâmetro ($D = 30$ cm), assentes em diferentes profundidade - (a) carga de arrancamento pelo deslocamento e (b) tensão de arrancamento pelo deslocamento



(a)



(b)

Figura 5.8: Resultado das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) para diferentes diâmetros ($D = 30$ cm e 45 cm) - (a) carga de arrancamento pelo deslocamento e (b) tensão de arrancamento pelo deslocamento

Quanto aos resultados individuais (Figuras 5.3 a 5.6) percebe-se a mesma tendência para todas as provas de carga realizadas. O comportamento carga de arrancamento pelo deslocamento pode ser dividido em quatro estágios. No primeiro estágio ocorre um ganho de carga praticamente linear para deslocamentos entre 0,25 e 0,50 mm. No segundo estágio, o incremento de carga é menos pronunciado para deslocamentos entre 0,50 e 1,0 mm, quando é mobilizada quase a totalidade da carga (cerca de 90%). No terceiro estágio ocorrem os maiores deslocamentos, com baixíssimo ganho de carga, até ser atingida a carga máxima. Esta, uma vez atingida, as cargas começam a cair e as deformações aumentam rapidamente (quarto e último estágio). Neste último estágio não foi possível registrar a perda da carga e o aumento dos deslocamentos, pois as leituras eram manuais, não havendo estabilização clara das leituras. Vale lembrar que a tensão máxima ocorre a baixos deslocamentos (se comparado aos limites toleráveis para fundações submetidas à compressão), entre 0,7% e 1,2% em relação ao diâmetro da placa. Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008) obtiveram uma relação de 1,75% em seus ensaios em centrífuga, para uma areia com compactidade semelhante a utilizada na presente pesquisa.

Analisando a Figura 5.7, as curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento e as curvas normalizadas (tensões de arrancamento pela razão entre o deslocamento e o diâmetro das placas) têm-se o mesmo comportamento, pois o tamanho das fundações é o mesmo. Através desta figura é possível verificar que a carga de arrancamento (também a tensão) aumenta com o embutimento para um mesmo deslocamento. Quanto maior o embutimento, maior o deslocamento para atingir a carga (ou tensão) de arrancamento máxima. Na Figura 5.8 pode-se observar que a carga é maior quanto maior a fundação, para um mesmo embutimento e mesmo deslocamento, e quanto maior a fundação, maiores os deslocamentos na carga máxima. Em relação à Figura 5.8 pode-se observar que as curvas normalizadas não se sobrepõem, havendo uma diferença em termos de tensão da ordem de 18%.

A Tabela 5.4 apresenta os valores das cargas absolutas e normalizadas, tensão e fator de carga ao arrancamento $\left(N = \frac{P_{\max}}{A \cdot \sigma_v} = \frac{P_{\max}}{A \cdot \gamma \cdot H} \right)$ para as provas de carga à tração. A Figura 5.9 apresenta os resultados da Tabela 5.4, na qual é possível perceber que a tensão máxima, aumenta logarithmicamente em relação ao embutimento. Esta relação logarithmica tende a um valor assintótico, que corresponde ao embutimento crítico. O comportamento observado é compatível com a bibliografia descrita na seção 2.1.1. Para o fator de carga ao arrancamento pelo embutimento o melhor ajuste corresponde a curva logarithmica.

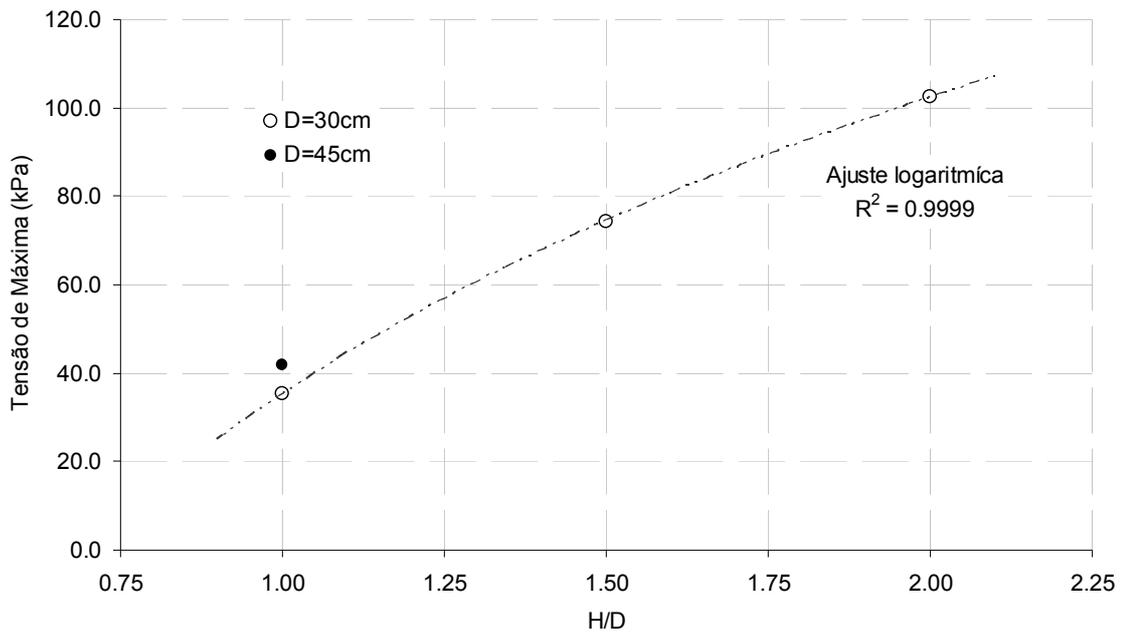
Tabela 5.4: Valores de cargas máximas absolutas e normalizadas obtidos para as diferentes provas de carga realizadas com reaterro de areia

<i>H</i> (cm)	<i>D</i> (cm)	<i>H/D</i>	Carga Máxima (kN)	Tensão Máxima (kPa)	<i>N</i>	Carga Residual (kN)		<i>R/M</i> **
						Medida	Teórica*	
45	45	1.0	6.67	41.94	5.33	2.65	3.46 (0,77)	51.93%
30	30	1.0	2.50	35.39	6.74	1.06	0.98 (1,08)	39.23%
45	30	1.5	5.24	74.11	9.41	2.02	2.18 (0,93)	41.56%
60	30	2.0	7.25	102.56	9.77	1.86	4.72 (0,40)	65.14%

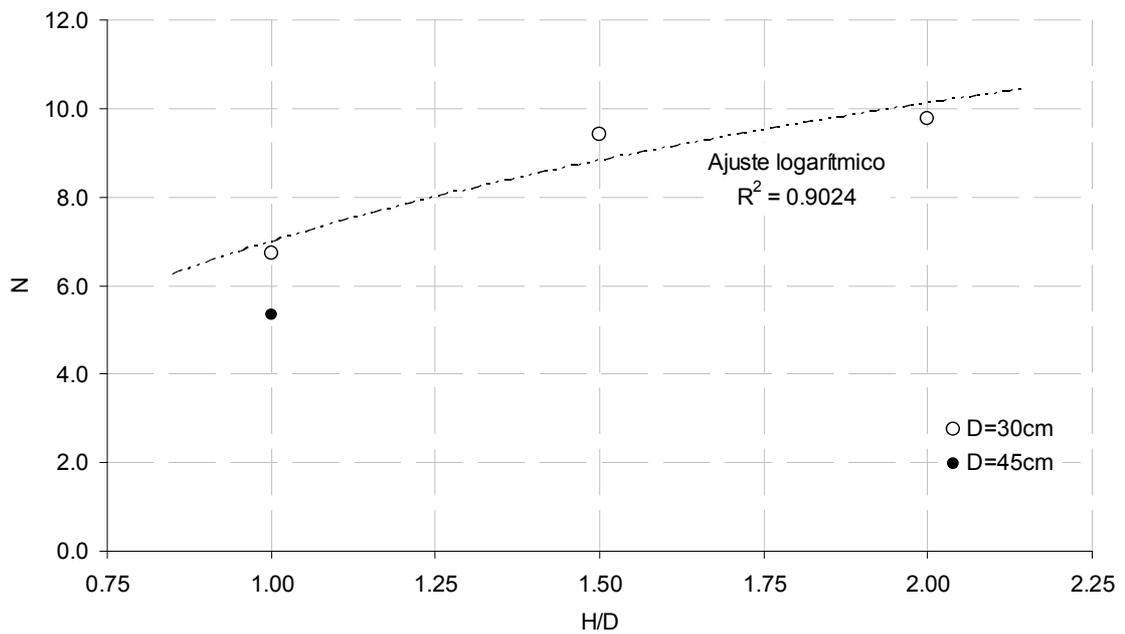
* Peso da areia contido no interior de uma superfície de ruptura cônica linear considerada na Figura 5.19; ** razão entre a carga residual teórica (*R*) e a carga máxima (*M*); () razão entre carga residual medida e teórica

As Figuras 5.10 a 5.18 apresentam fotografias que representam o avanço das superfícies de ruptura ao longo do arrancamento, as quais identificam o estado de fissuração do reaterro com areia após atingir a carga máxima dos ensaios. Os casos em que a superfície de ruptura não desagregou são mostrados nas Figuras 5.11 e 5.18.

A Figura 5.19 mostra a representação adimensionalizada (em função do diâmetro das fundações) das prováveis superfícies, considerando o diâmetro médio (de quatro diâmetros medidos com trena) do maior círculo de fissuras visível na superfície do reaterro. Nesta representação considerou-se que a superfície de ruptura é linear, sendo esta uma hipótese simplificada para a real superfície formada acima da placa.



(a)



(b)

Figura 5.9: Gráficos de (a) tensão máxima e (b) fator de carga a ruptura (N) pelo embutimento (H/D) para as provas de carga realizadas com reaterro de areia



Figura 5.10: Superfície de ruptura circular ($D_f = 54,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$, logo após a ruptura



Figura 5.11: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 54,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$, totalmente rompida



Figura 5.12: Vista lateral da superfície de ruptura (idem Figura 5.11 de outro ângulo) da prova de carga com areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$



Figura 5.13: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 74,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$, logo após a ruptura



Figura 5.14: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 74,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$, totalmente rompida

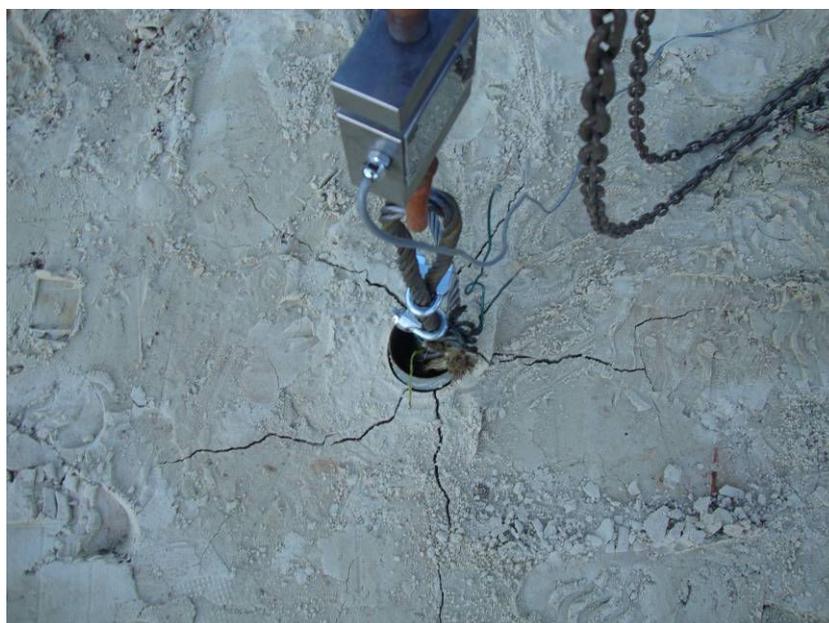


Figura 5.15: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 100,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$, logo após a ruptura



Figura 5.16: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 100,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$, totalmente rompida



Figura 5.17: Vista lateral da superfície de ruptura (idem Figura 5.16 de outro ângulo) da prova de carga com areia sem cimento, fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$



Figura 5.18: Superfície de ruptura circular, ($D_f = 89,0$ cm) para areia sem cimento, fundação $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$, totalmente rompida

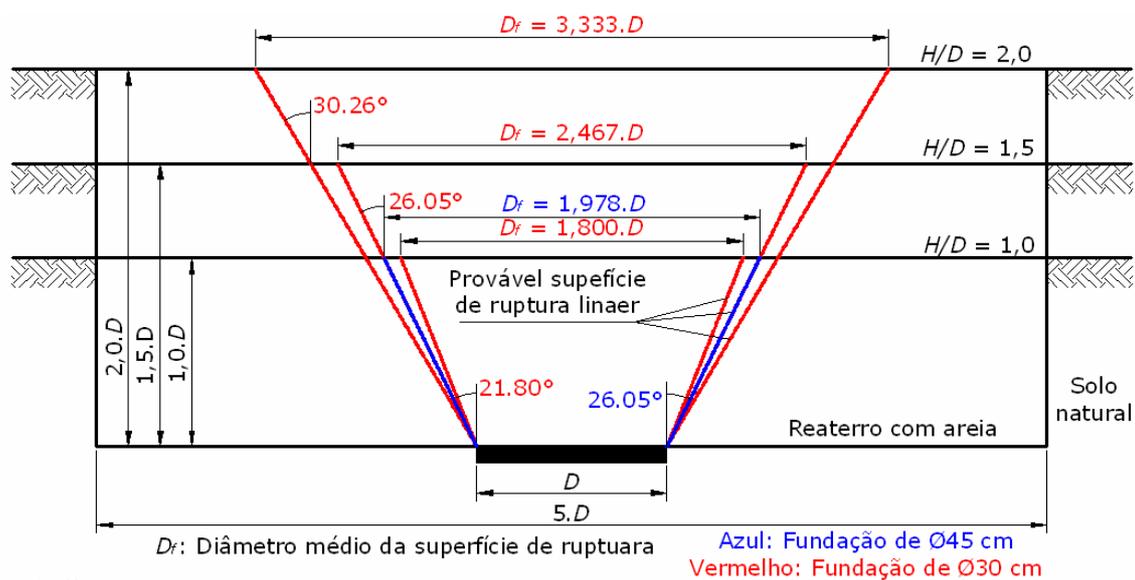


Figura 5.19: Representação (com as dimensões em função dos diâmetros das fundações) das prováveis superfícies de ruptura lineares

A Tabela 5.4 apresenta a carga residual, definida neste trabalho como carga última, que corresponde à parcela de peso da fundação mais o peso do solo contido na superfície de ruptura (erguido junto com a fundação). Nesta tabela está apresentada a carga residual efetivamente medida ao final do ensaio (última leitura de carga, antes da descarga) e a carga residual teórica para cada uma das provas de carga. Para a determinação das cargas residuais teóricas foi definida uma superfície de ruptura linear (tronco de cone), cuja inclinação foi obtida da Figura 5.19. O valor da carga residual teórica para a placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0 coincidiu com o valor medido e o mesmo ocorre para a fundação com embutimento de 1,5. Nos outros dois ensaios, a superfície de ruptura não se manteve completamente íntegra ao longo do arrancamento, sendo a carga residual medida inferior à carga teórica.

Observando a razão da carga residual teórica (peso do solo e da fundação) pela carga máxima total (parcela do peso do solo e da fundação e parcela devido à resistência ao cisalhamento) na Tabela 5.4, verifica-se que quanto maior o embutimento, maior será a contribuição da parcela do peso na resistência ao arrancamento e, conseqüentemente, menor será a parcela relativa ao atrito da areia. Para a fundação com 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 a parcela referente ao peso corresponde a 39,2%; enquanto que para um embutimento de 2,0, o peso corresponde a 65,1% da resistência ao arrancamento. A Figura 5.20 apresenta a parcela de contribuição do peso do solo mais da fundação em relação à carga máxima pelo embutimento (peso/carga máxima), mostrando que quanto maior o embutimento maior será a contribuição do peso do solo e da fundação, o que significa que a resistência de atrito vai perdendo significância.

Na literatura são descritas diversas formas de representação das superfícies de ruptura propostas desde os anos 1950. As superfícies de ruptura das provas de carga realizadas em areia, se consideradas lineares (tronco de cone), formam ângulos de inclinação entre 21,80° e 30,26°, cujo ângulo médio corresponde a 26,04°, valor que coincide com duas inclinações registradas. Em termos do ângulo de atrito ($\phi' = 37^\circ$), a inclinação média corresponde a $0,704 \cdot \phi'$. A Figura 5.21 mostra uma segunda representação das superfícies de ruptura, considerando os círculos de fissuração das provas de carga realizadas com as fundações de diâmetro de 30 cm. Nesta figura traçou-se um arco de circunferência (com raio de 1,24 m), tendo início na borda da placa, passando pelos diâmetros médios dos círculos de ruptura projetados na superfície do aterro. O arco de circunferência toca em todos os diâmetros

médios dos círculos de fissuras, exceto o círculo formado pela prova de carga com embutimento de 1,5, sendo que o arco de circunferência passa a 2,55 mm.

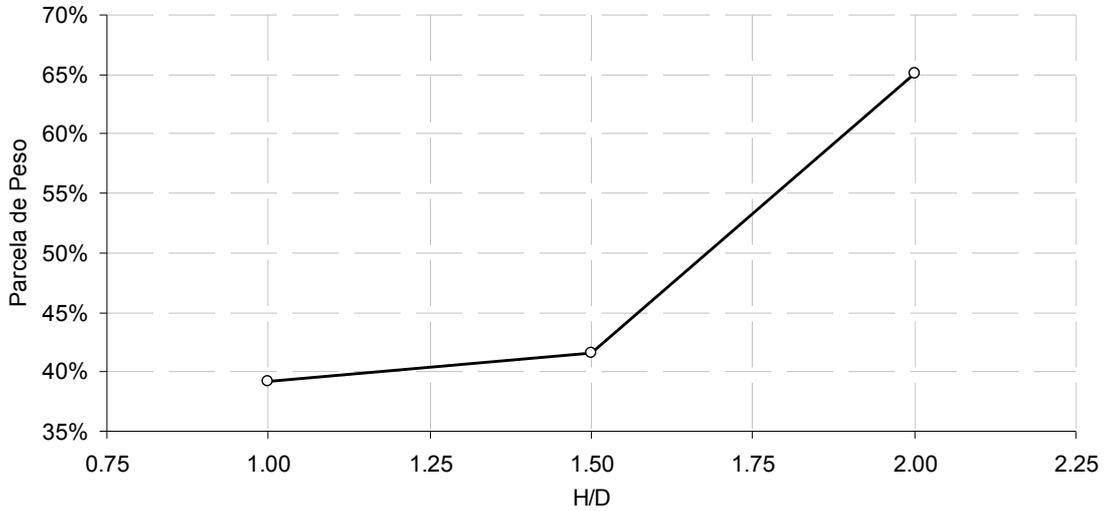


Figura 5.20: Gráfico da parcela de peso (carga/carga máxima x 100%) vs embutimento, para a fundação com diâmetro de 30 cm

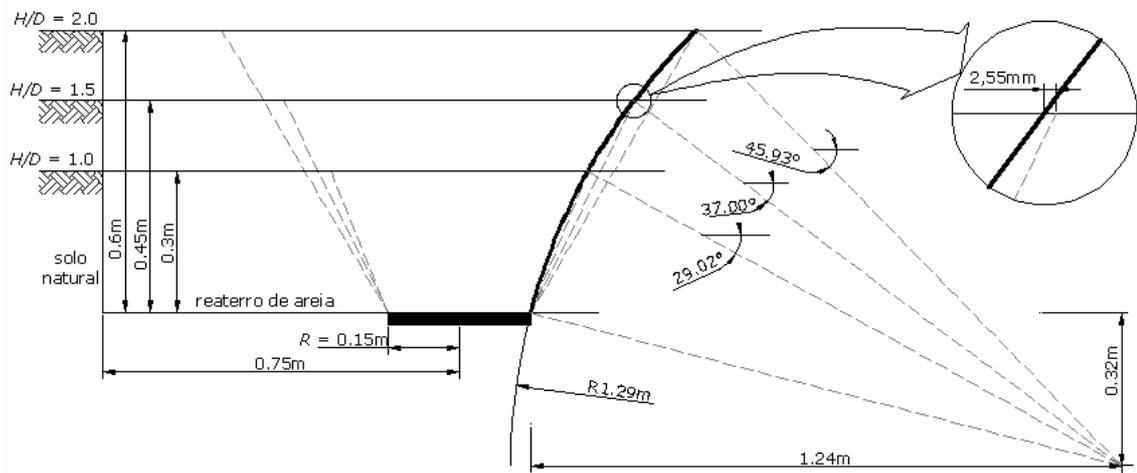
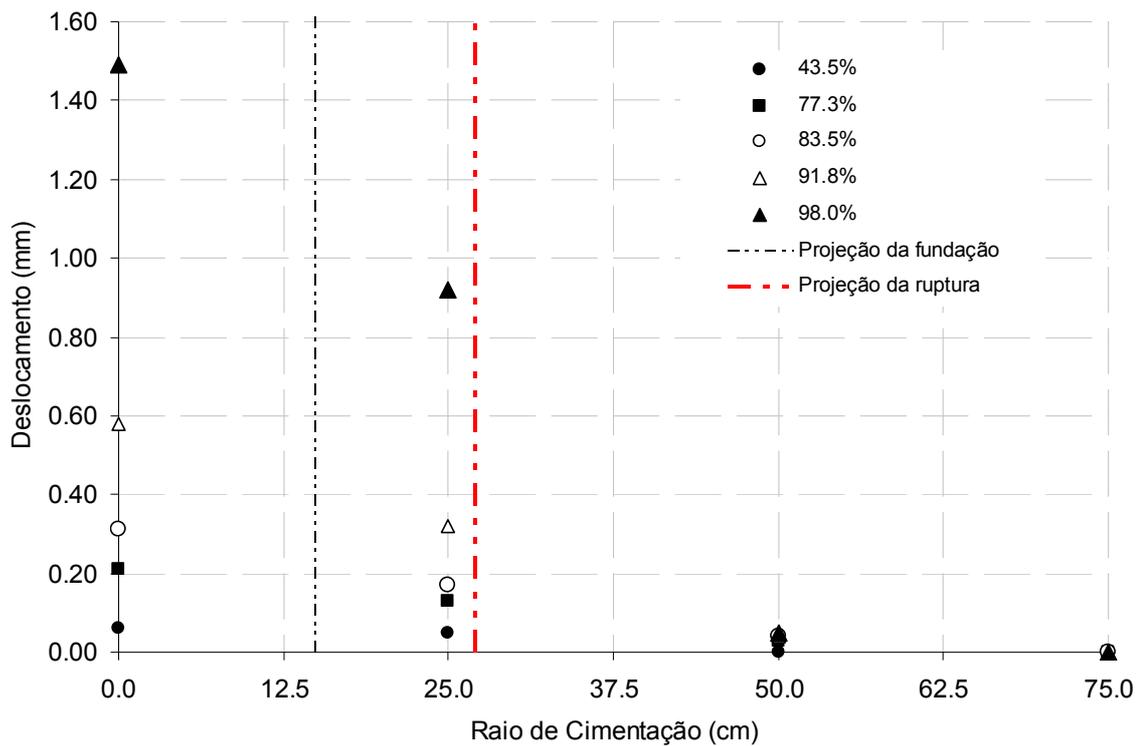
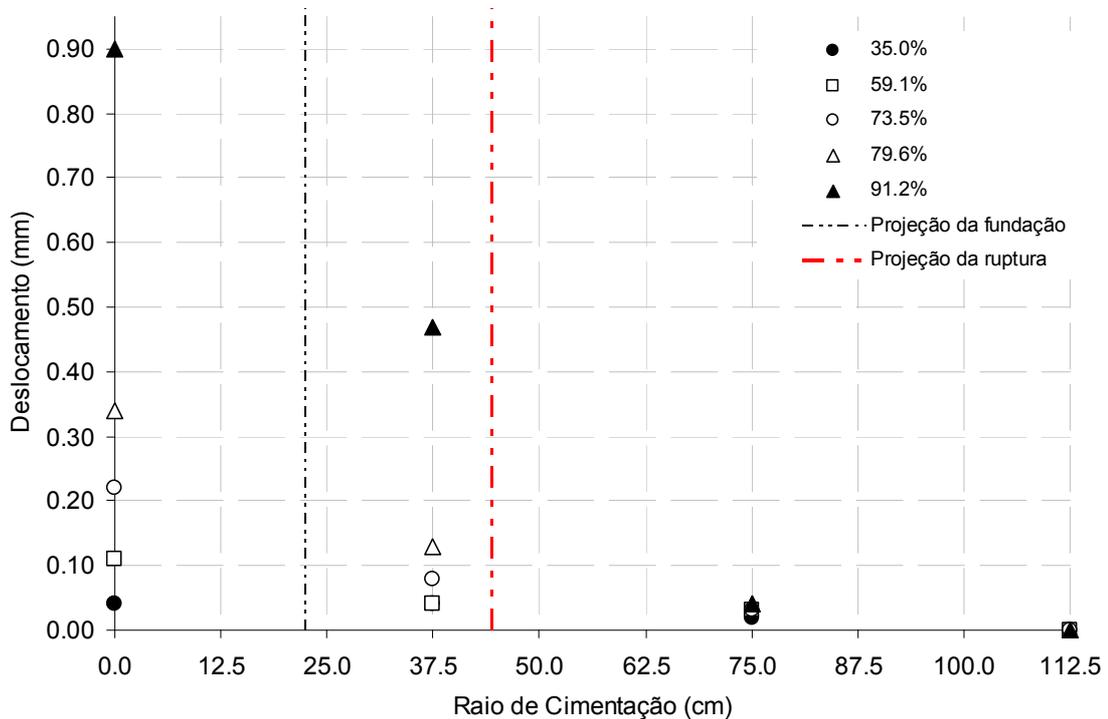


Figura 5.21: Superfície de ruptura circular de melhor ajuste para os ensaios realizados em areia com a fundação de $D = 30$ cm e diferentes embutimento

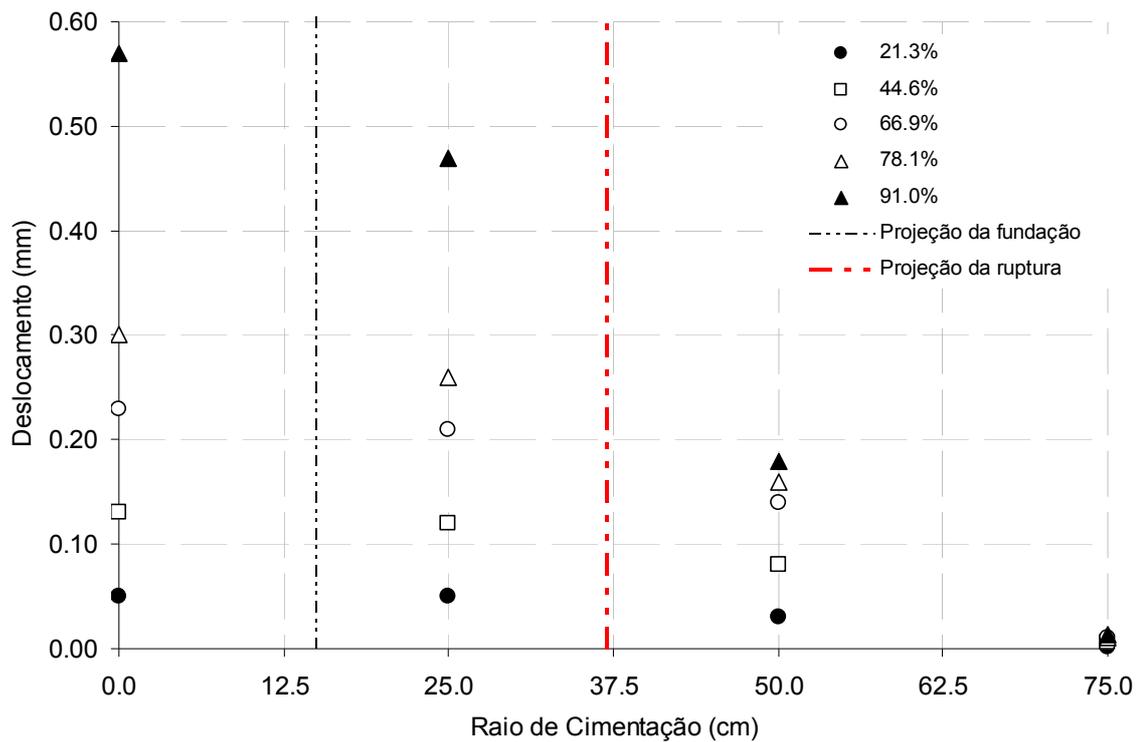


(a)

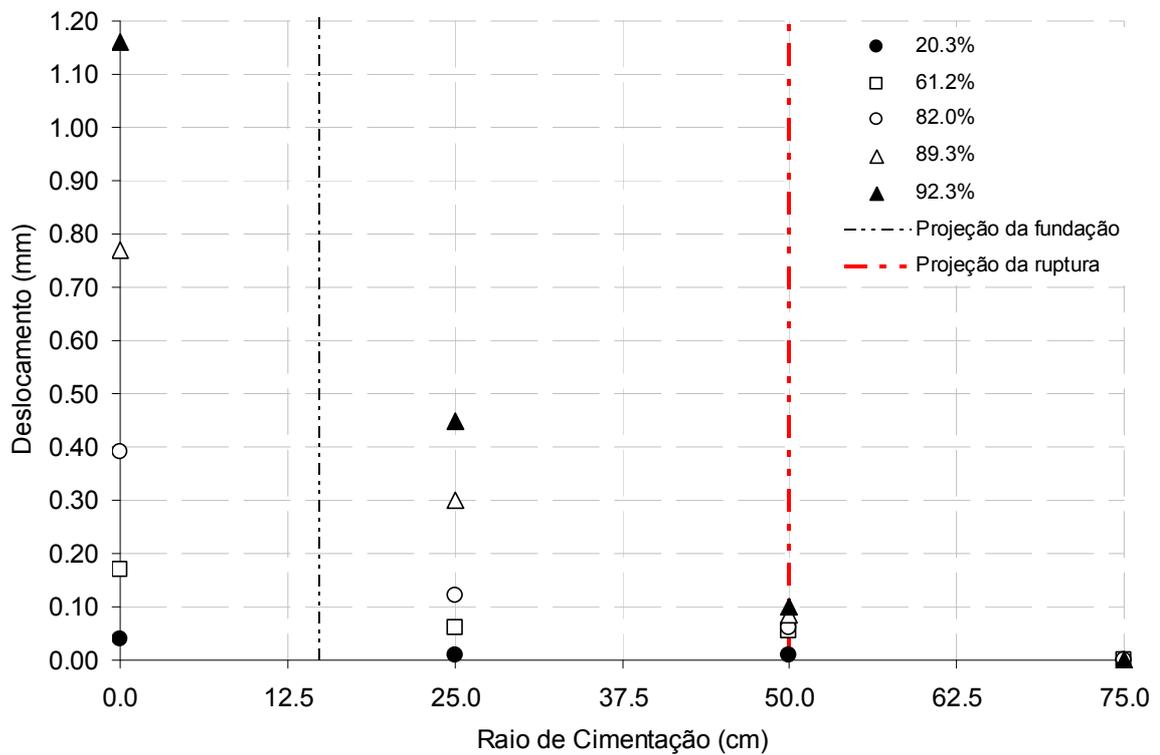


(b)

Figura 5.22: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro com o aumento da carga para (a) areia sem cimento $D=30\text{cm}$ e $H/D=1,0$; e para (b) areia sem cimento $D=45\text{cm}$ e $H/D=1,0$



(a)



(b)

Figura 5.23: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro com o aumento da carga para (a) areia sem cimento $D=30\text{cm}$ e $H/D=1,5$; (b) areia sem cimento $D=30\text{cm}$ e $H/D=2,0$

Na presente pesquisa, além dos deslocamentos centrais (medidos no encamisamento), efetuou-se a medição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro, sendo os deflectômetros distribuídos, radialmente, com afastamento médio de $0,833.D$ entre si, de modo que o mais externo era disposto no limite do reaterro. O monitoramento destes deslocamentos teve como objetivo verificar até que ponto ocorrem deformações na superfície do reaterro. As Figuras 5.22 e 5.23 apresentam os deslocamentos registrados na placa de aço (mesmo do encamisamento, uma vez que o encamisamento foi soldado as placas de aço) e ao longo da superfície do reaterro para cada uma das provas de carga, para as diferentes cargas de arrancamento aplicadas. Nestas figuras, os deslocamentos correspondem aos registrados para uma determinada carga, cuja intensidade é representada em forma percentual em relação à carga máxima, para facilitar a interpretação. As Figuras são representações assimétricas, sendo o eixo das ordenadas (eixo “y”) é o centro da fundação.

Pode-se observar nas Figuras 5.22 e 5.23 que independente do embutimento os deslocamentos não atingem a borda externa do reaterro (não há variação nas leituras do último deflectômetro). Portanto estima-se que todos os deslocamentos ocorrem dentro do reaterro, não atingindo o terreno natural. Nestas Figuras foram representadas as projeções dos raios da superfície de fissuração circular média. Para as fundações com diâmetro de 30 cm e embutimentos de 1,0 e 1,5, cujas superfícies de ruptura cônicas se mantiveram íntegras (Figura 5.22a e 5.23a) antes da ruptura, é possível observar que ocorreram maiores deslocamentos no interior deste círculo, sendo o reaterro externo a este círculo pouco afetado. Este mesmo fato pode ser observado, não tão nitidamente, para as outras duas provas de carga.

5.4 PROVAS DE CARGA EM AREIA CIMENTADA

Na proposta de programa experimental (seção 3.1) foi previsto inicialmente a execução de um total de seis provas de carga com reaterro de areia cimentada com parâmetros geotécnicos e níveis de cimentação distintos. Considerando que houve problemas na execução em quatro delas (umidade natural excessiva, erros de leitura, defeito na bomba hidráulica e sistema de reação, entre outros) estas tiveram que ser repetidas, totalizando a execução de dez provas de carga. As provas de carga foram realizadas com dois tamanhos de placas, diâmetros de 30 cm e 45 cm. As placas com diâmetro de 30 cm foram assentes em quatro profundidades – 15 cm, 30 cm, 45 cm e 60 cm (embutimentos de 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0), enquanto que a placa com

diâmetro de 45 cm foi assente em uma única profundidade de 45 cm (embutimento de 1,0). Utilizou-se 3% de cimento em todas as provas de carga, exceto em uma, em que foi adicionado 7% de cimento. Os resultados dos ensaios válidos possibilitaram a análise geométrica em termos do embutimento e do fator escala (variação do diâmetro da fundação). Considerando que foram utilizados dois teores de cimento, também houve a possibilidade de verificar a influência do nível de cimentação.

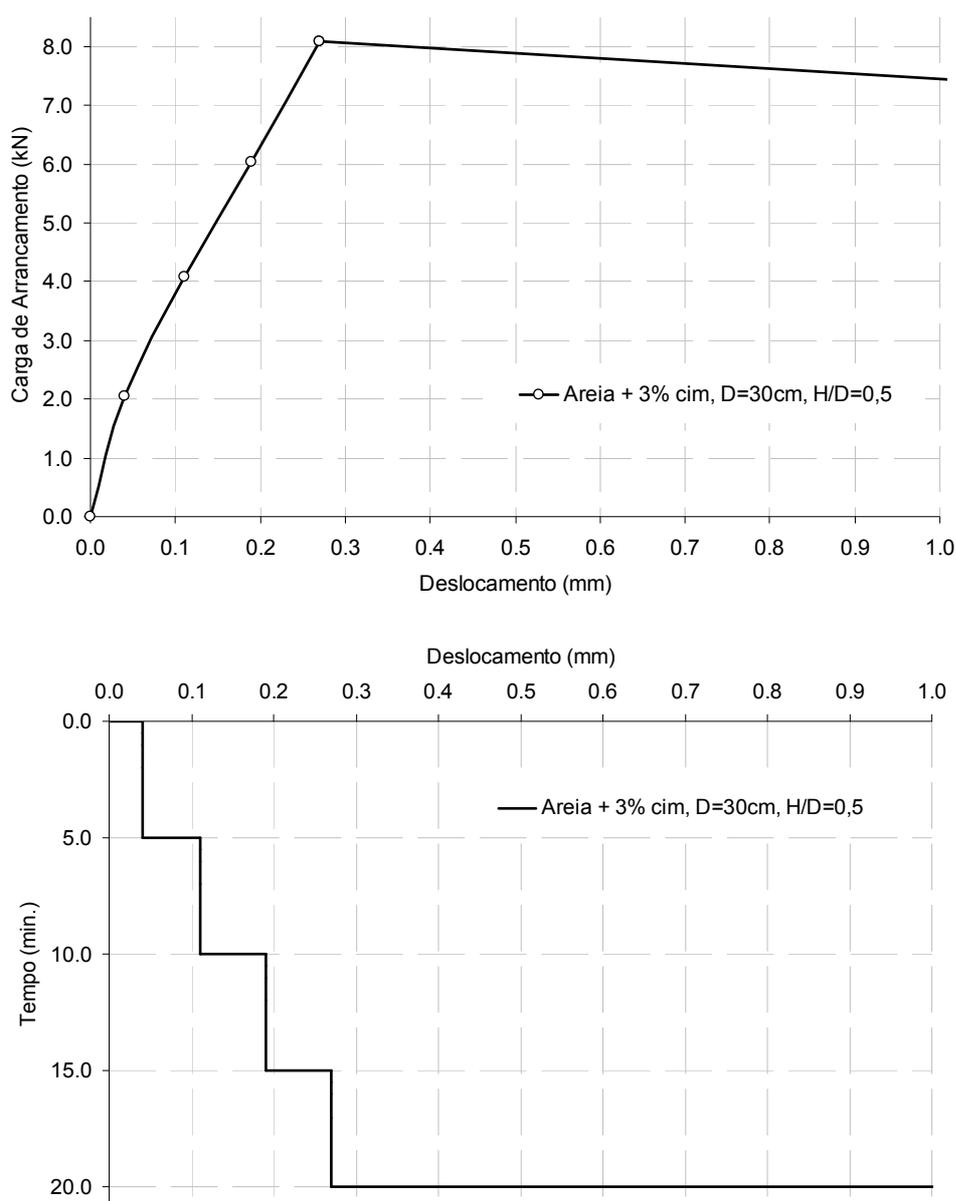


Figura 5.24: Prova de carga (seqüência 1) $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

As Figuras 5.24 a 5.33 apresentam os resultados das dez provas de carga à tração. As figuras apresentam os resultados na forma de gráficos (a) de carga de arrancamento pelo deslocamento vertical ascendente e (b) de tempo pelo deslocamento vertical ascendente.

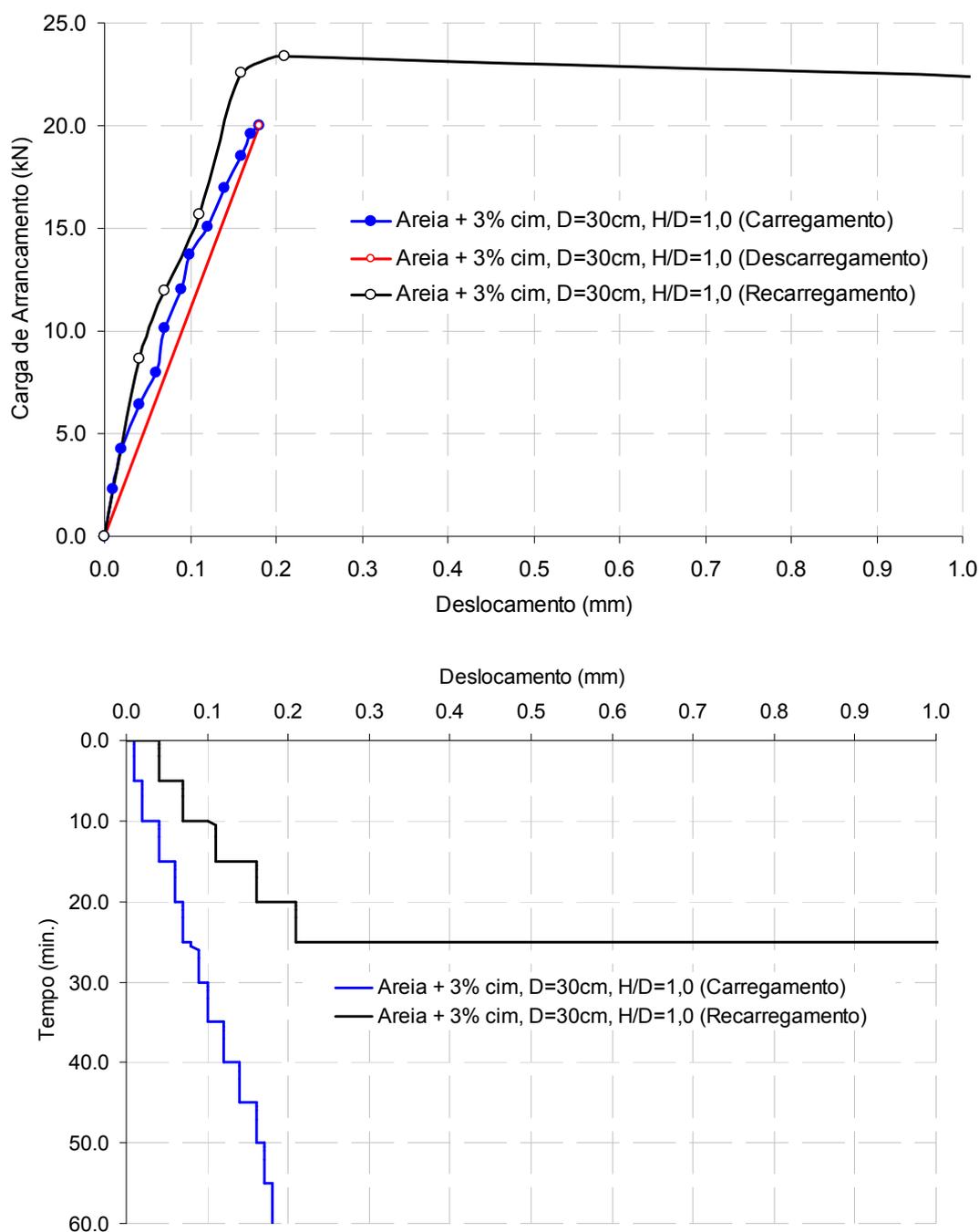


Figura 5.25: Prova de carga (seqüência 2) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

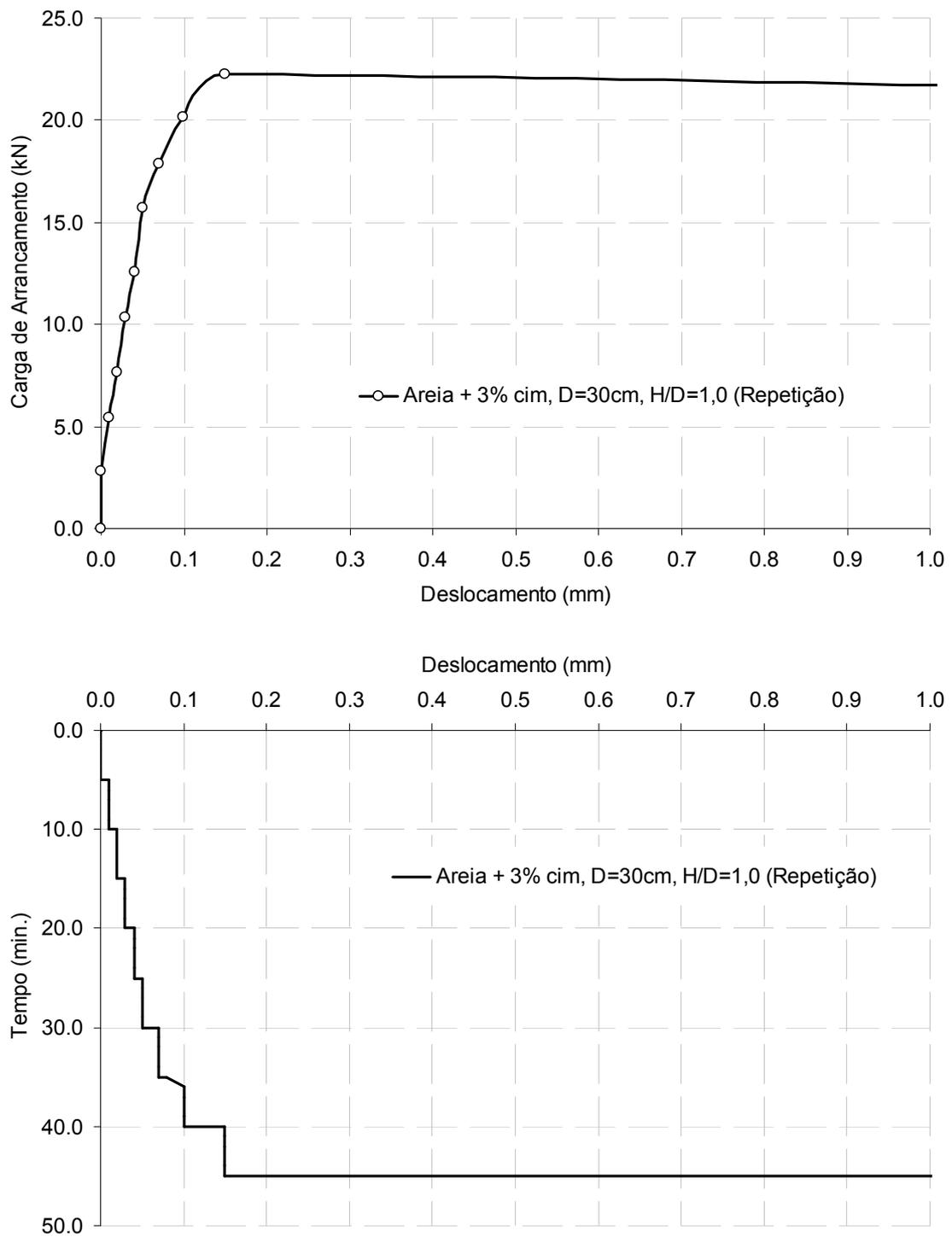


Figura 5.26: Prova de carga (seqüência 10 – segunda repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

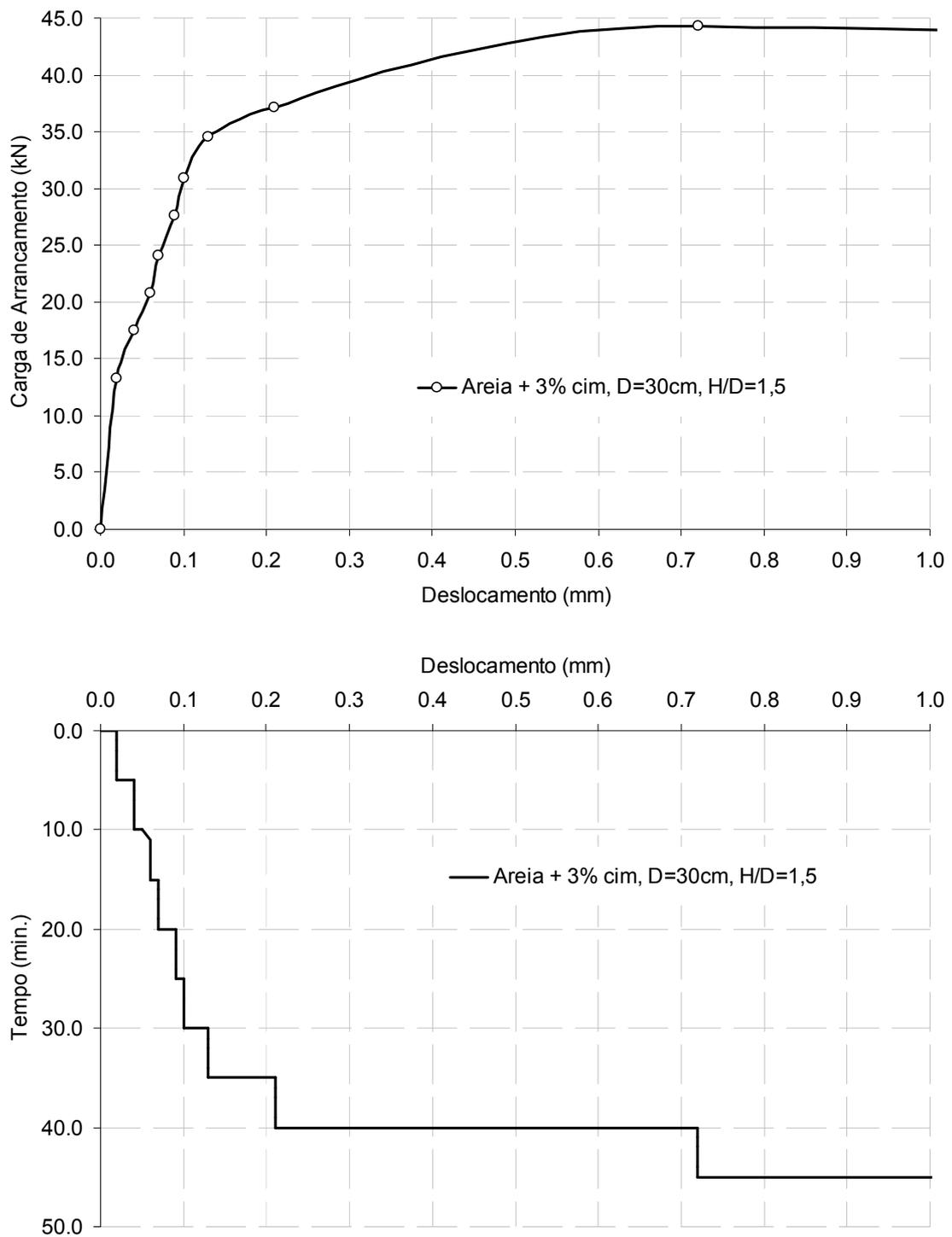


Figura 5.27: Prova de carga (seqüência 3) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

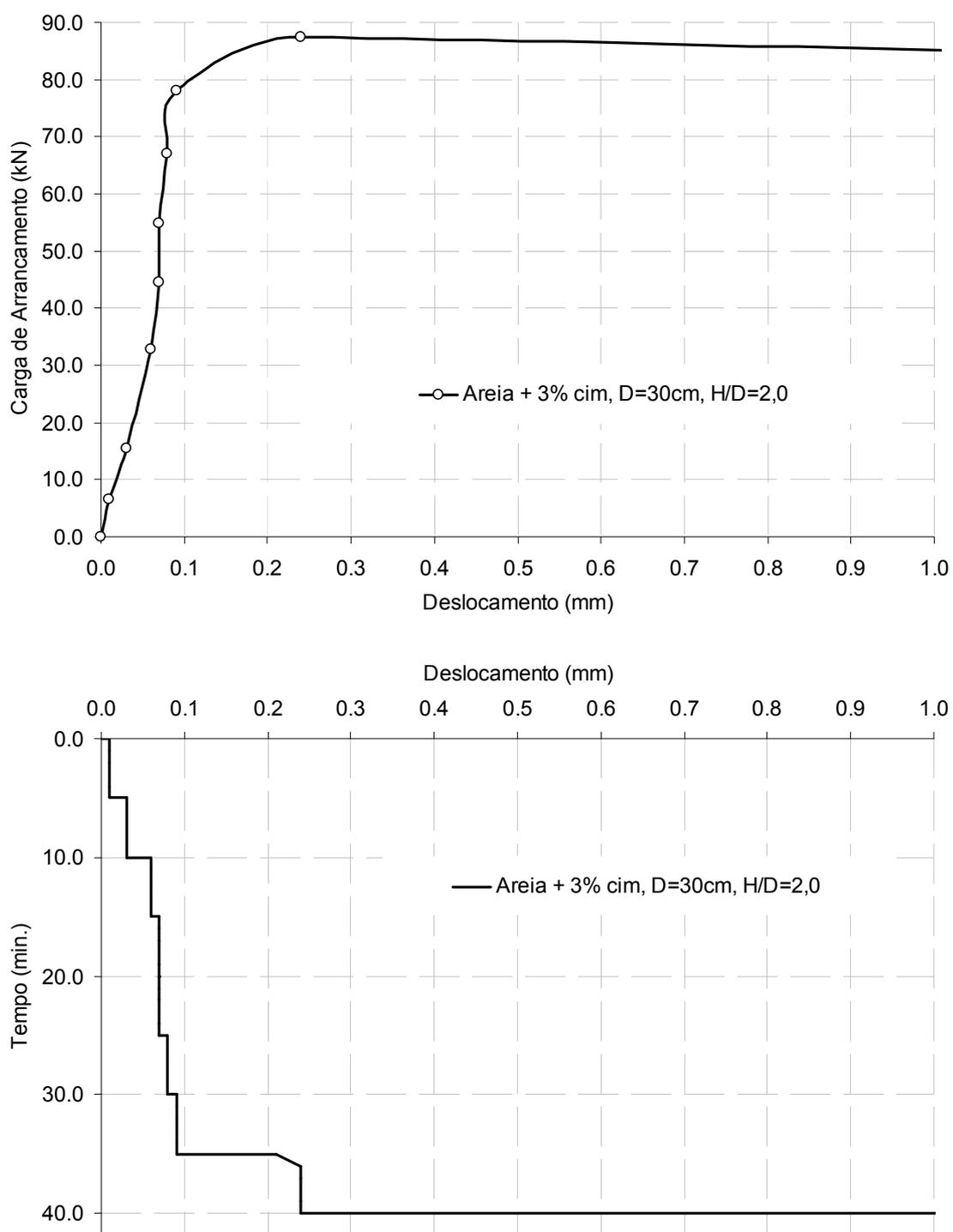


Figura 5.28: Prova de carga (seqüência 11 – repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

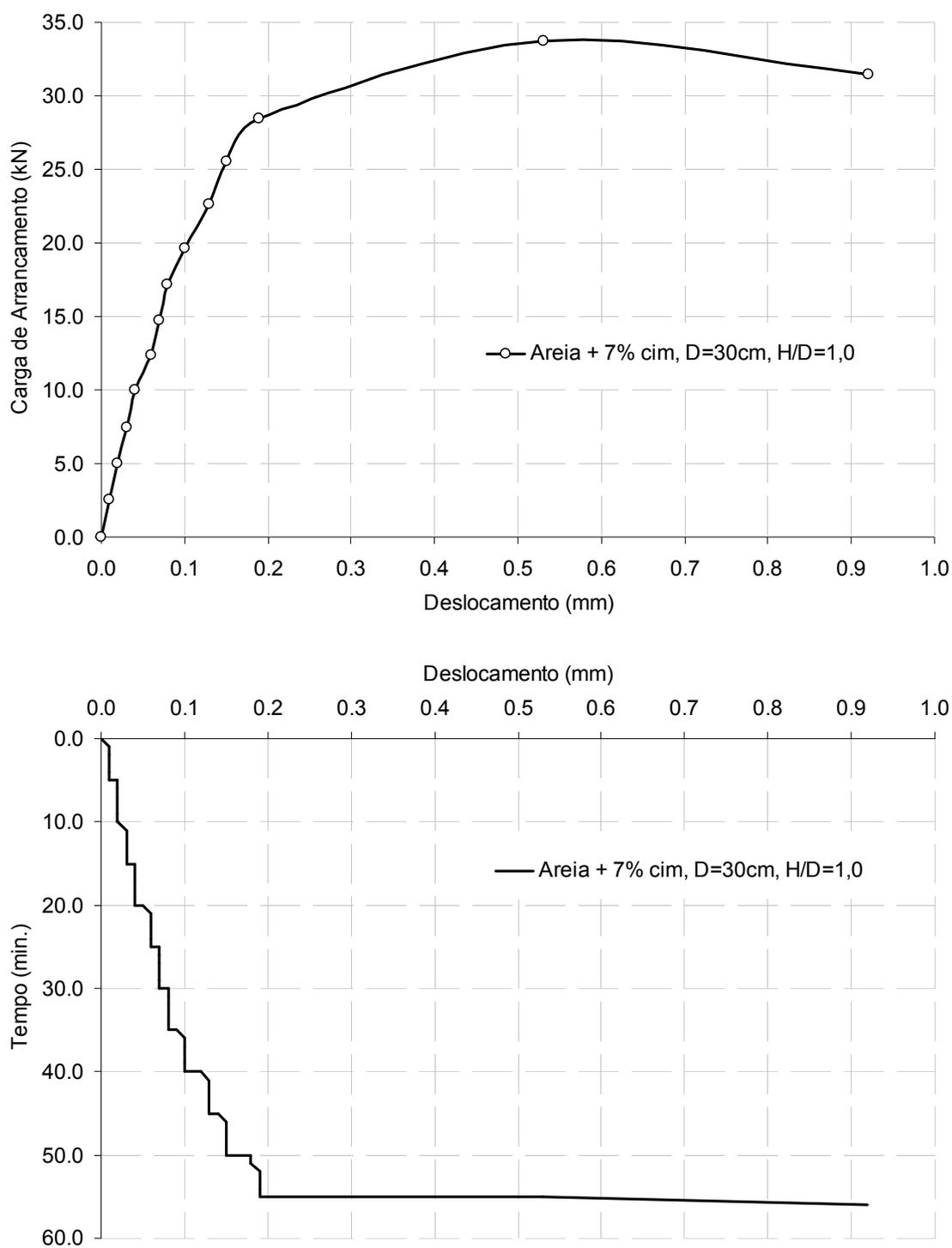


Figura 5.29: Prova de carga (seqüência 12) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (7% de cimento)

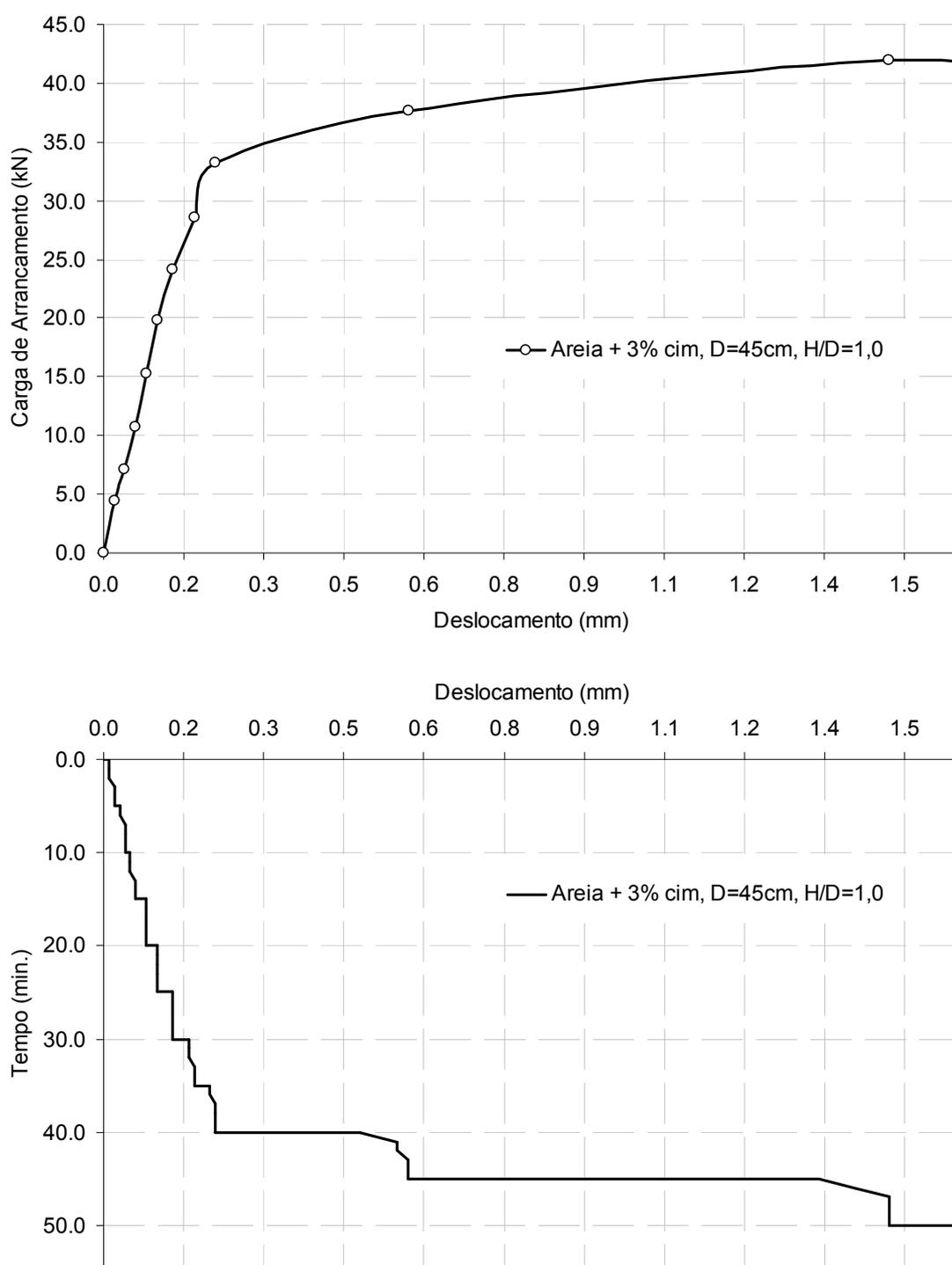


Figura 5.30: Prova de carga (seqüência 13) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

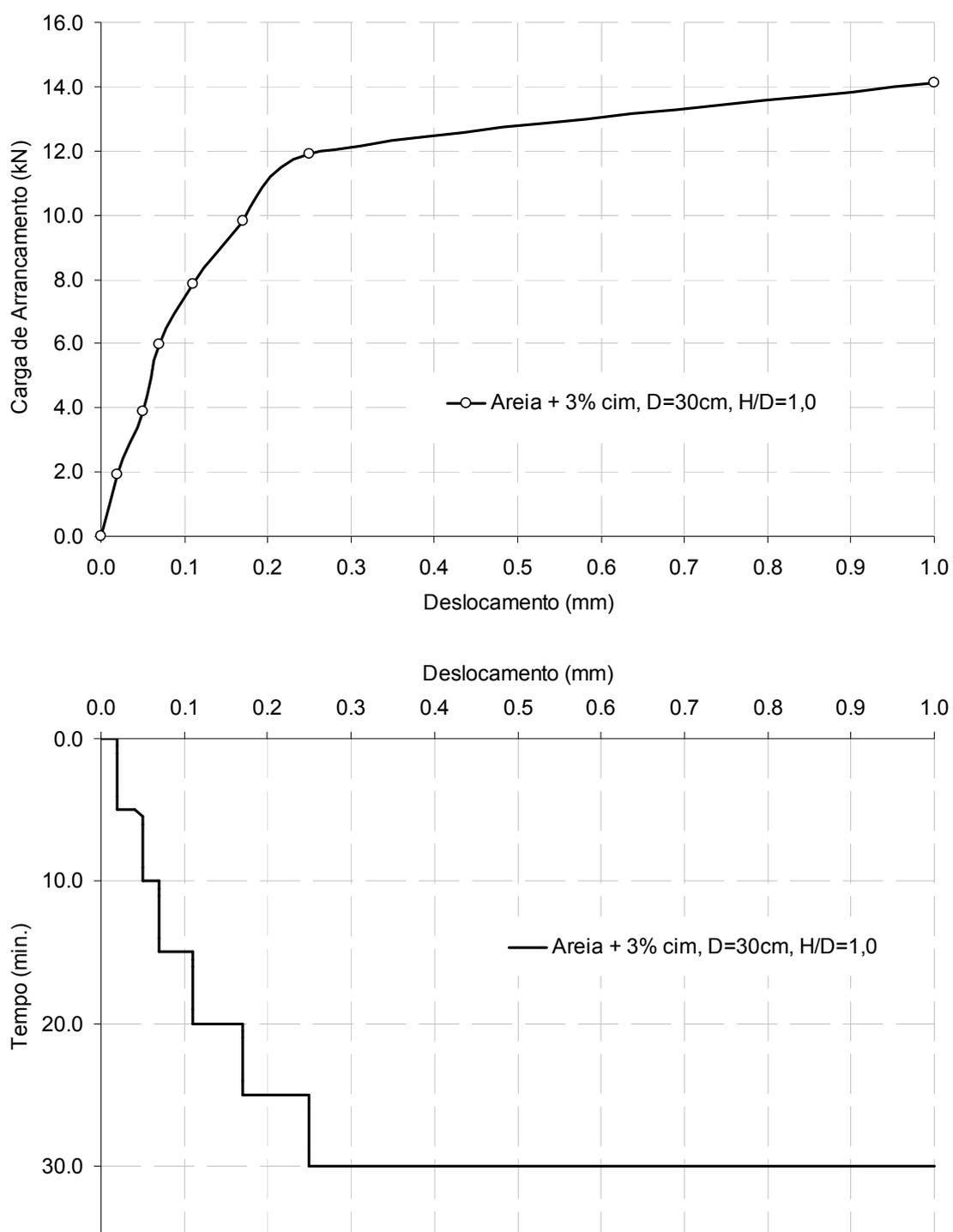


Figura 5.31: Prova de carga (seqüência 7 – primeira repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

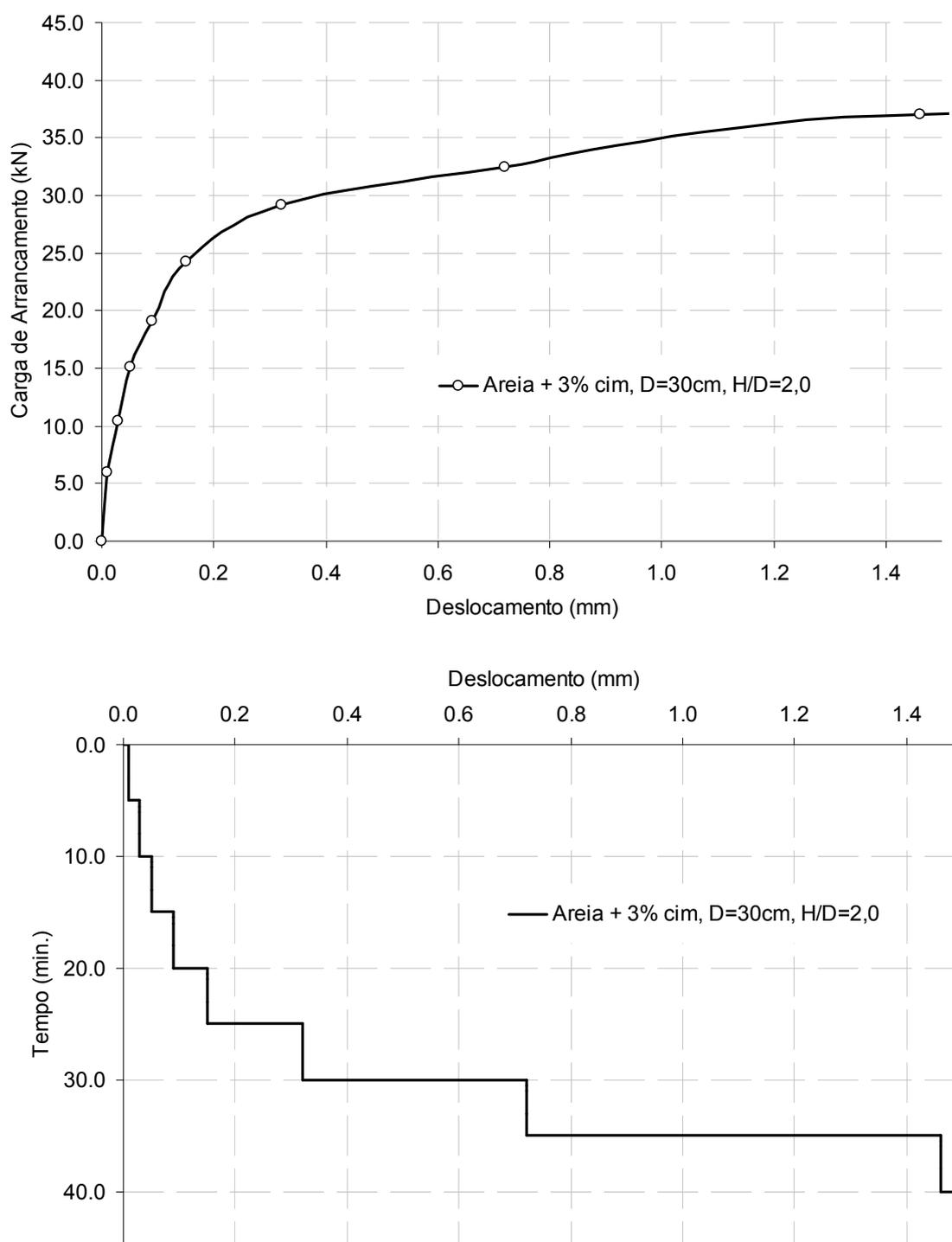


Figura 5.32: Prova de carga (seqüência 8 – segunda repetição) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

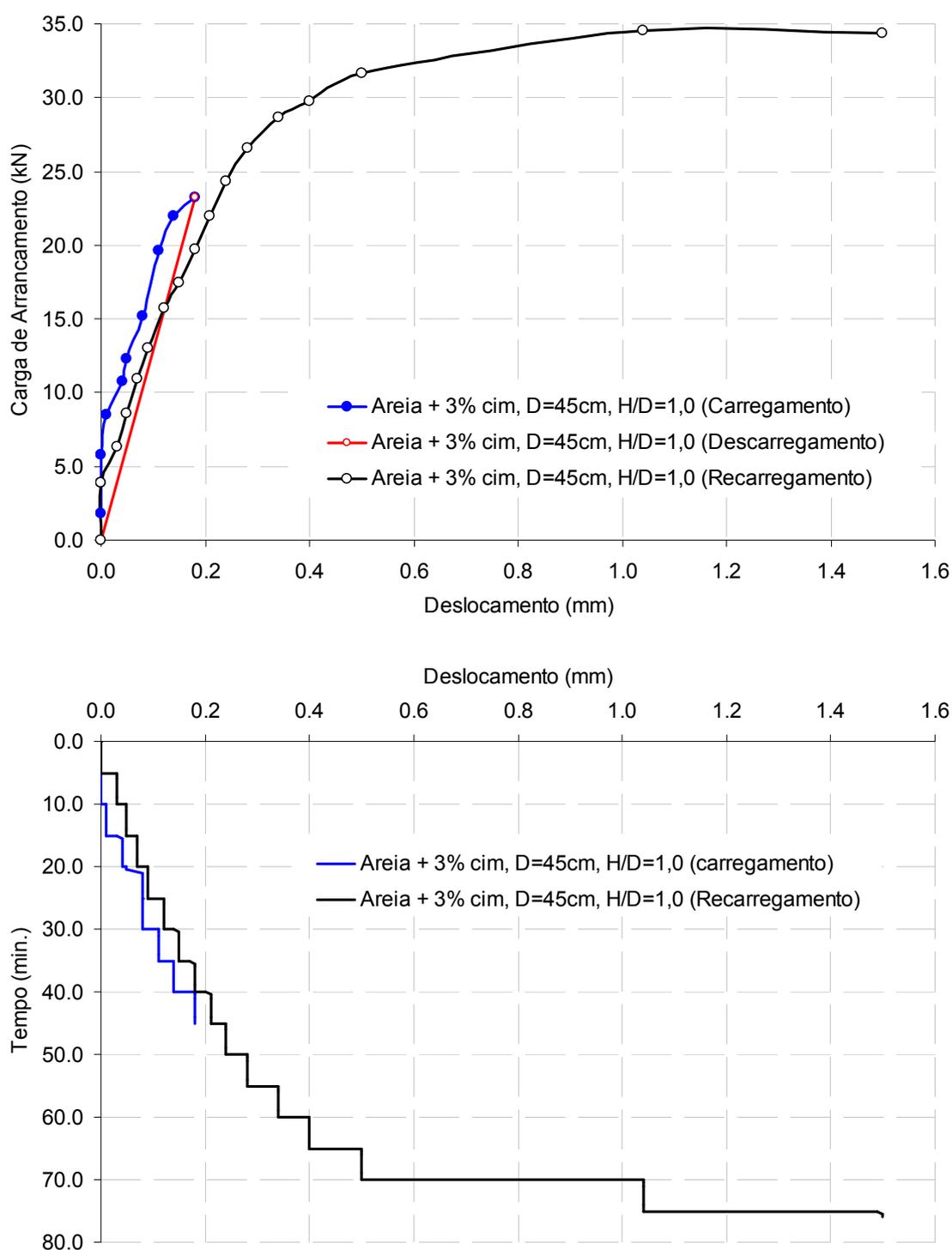


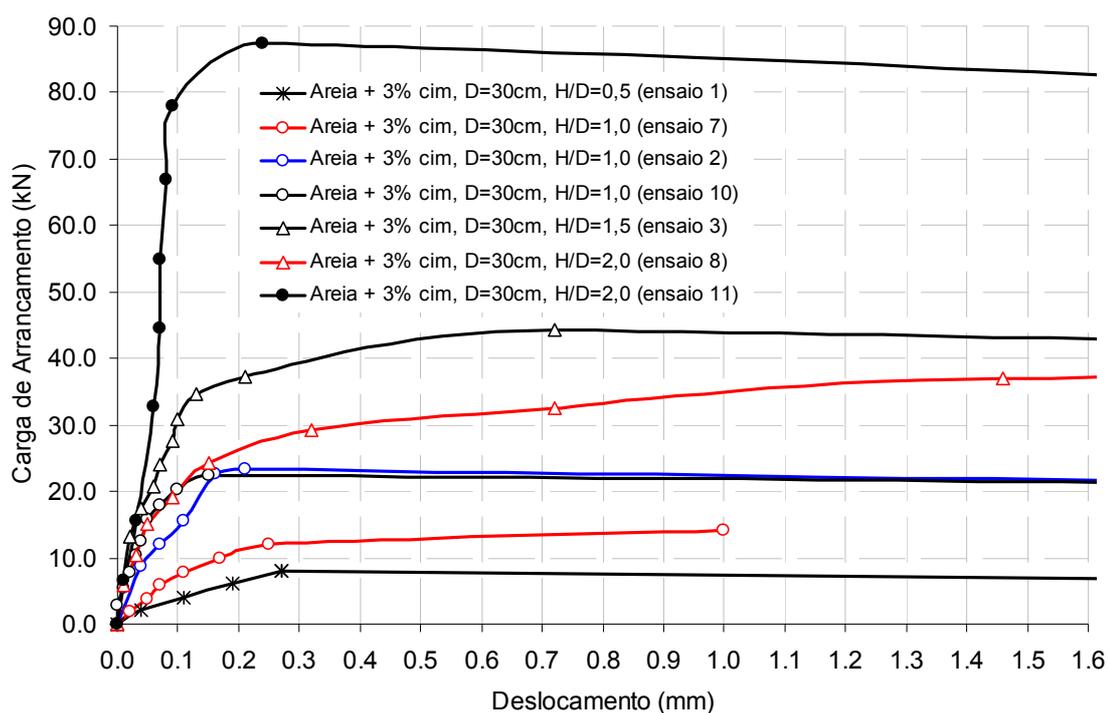
Figura 5.33: Prova de carga (seqüência 9) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$ reaterrada com areia cimentada (3% de cimento)

Em relação aos resultados das provas de carga à tração, realizadas com reaterros de areia cimentada, pode-se, inicialmente, destacar as duas provas de carga representadas pelas

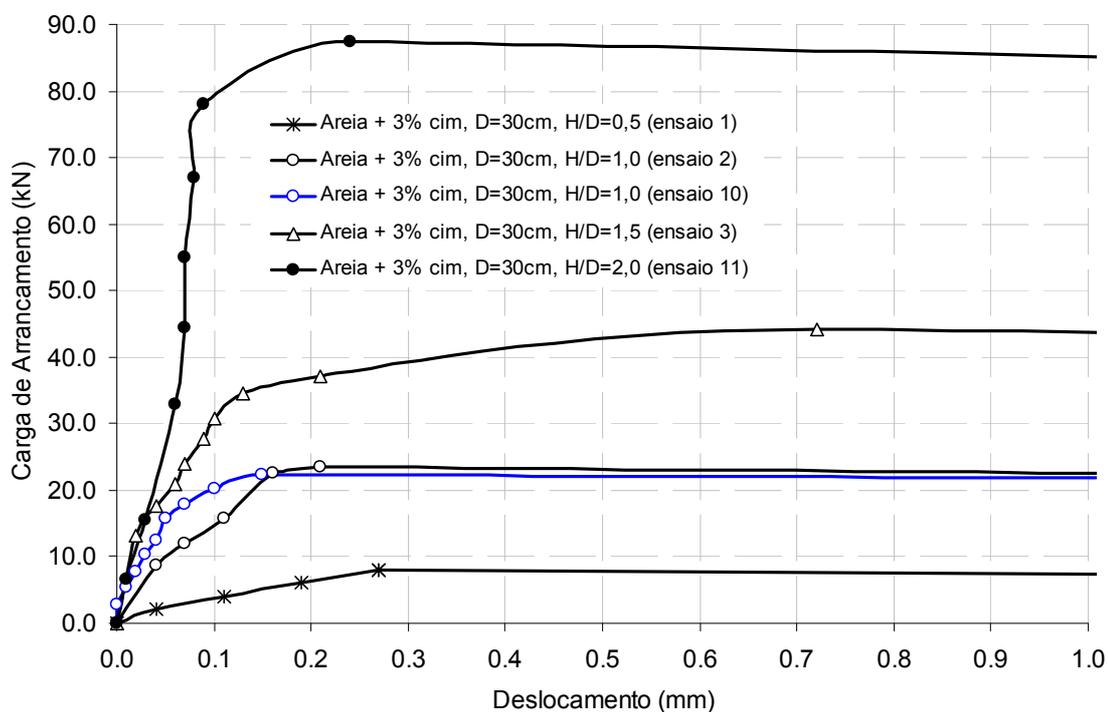
Figuras 5.25 e 5.33 (fundações com diâmetro de 30 cm e 45 cm, assentes a um embutimento de 1,0, com reaterro de areia cimentada - 3% de cimento). Durante a execução destes ensaios, ocorreram problemas no sistema de aplicação e/ou transmissão de carga, havendo a necessidade de interrupção, descarregamento e recarregamento destes ensaios. Durante o descarregamento não houve registro do comportamento carga pela deformação, apenas foi verificado que os deflectômetros voltavam à origem das leituras. Depois de corrigidos os problemas técnicos, voltou-se ao recarregamento até ser atingida a ruptura. A Figura 5.25 apresenta um comportamento típico elástico linear, indicando que mesmo para cargas muito próximas à ruptura não há plastificação do solo ou propagação acentuada de fissuras.

Excluindo-se os ensaios considerados não válidos devido a falhas executivas durante a moldagem, apresentados nas Figuras 5.31 a 5.33 (seqüências 7 a 9), observa-se que as provas de carga apresentam dois estágios distintos. No primeiro estágio ocorre um ganho expressivo de carga a baixíssimos deslocamentos (entre 0,20 mm e 0,30 mm), sendo esta relação praticamente linear elástica. Uma vez atingida a carga máxima, ocorre a ruptura brusca, seguido de perda de carga, aumento expressivo das deformações e avanço da fissuração do centro para as extremidades. Neste último estágio não foi possível registrar a perda da carga e o aumento dos deslocamentos, pois as leituras eram manuais, não havendo estabilização clara das leituras.

Enquanto que nas figuras anteriores (5.24 a 5.33) foram apresentados os resultados individuais das provas de carga. As Figuras seguintes reúnem os resultados de modo a possibilitar a visualização da influência da variação das propriedades geométricas (diâmetro da fundação e embutimento) e teores de cimento. A Figura 5.34 (a) apresenta resultados das provas de carga – curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento vertical – cujos reaterros foram realizados com areia-cimento num teor de 3% e com fundações com placas com diâmetro de 30 cm. A Figura 5.34 (b) apresenta os mesmos resultados, excluindo os resultados das provas de carga não válidos. A Figura 5.35 (a) apresenta os resultados válidos normalizados – tensão pela razão entre a deformação e o diâmetro da fundação com diâmetro de 30 cm. A Figura 5.35 (b) apresenta os resultados das provas de carga realizadas com as fundações com diâmetro de 30 cm, assentes a uma mesma profundidade – $H = 30$ cm – variando o teor de cimento – 3% e 7%. A Figura 5.36 apresenta os resultados das provas de carga realizadas para um mesmo teor de cimento – 3%, assentes a um mesmo embutimento – $H/D = 1,0$ – variando para os dois tamanhos de fundação – 30 cm e 45 cm de diâmetro.

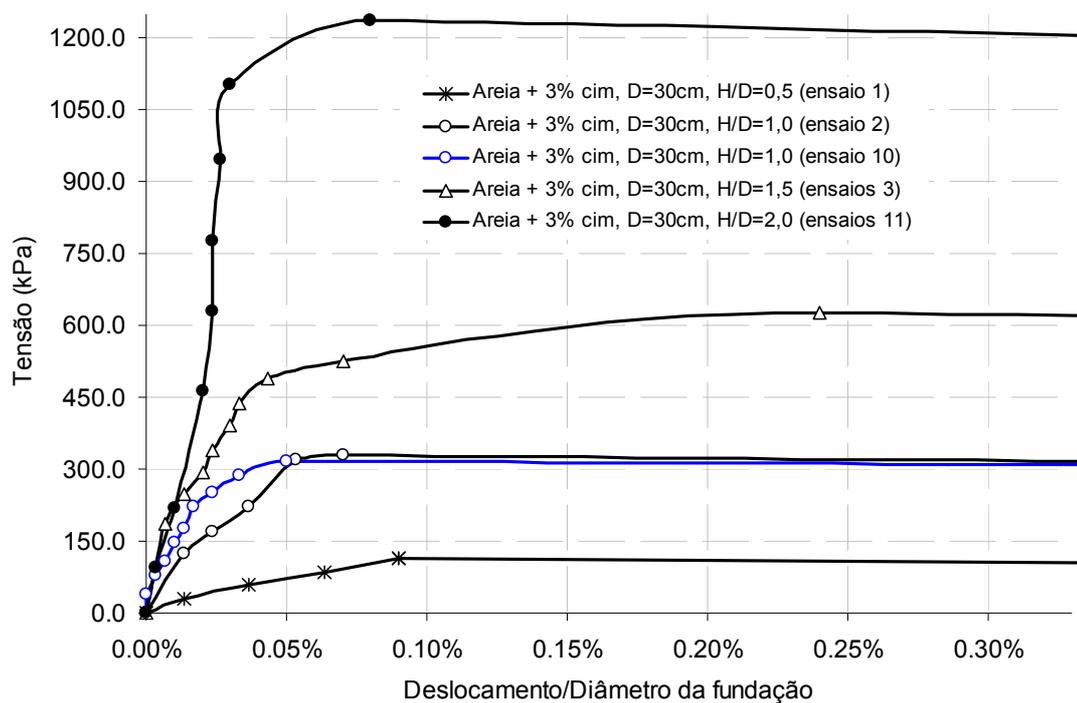


(a)

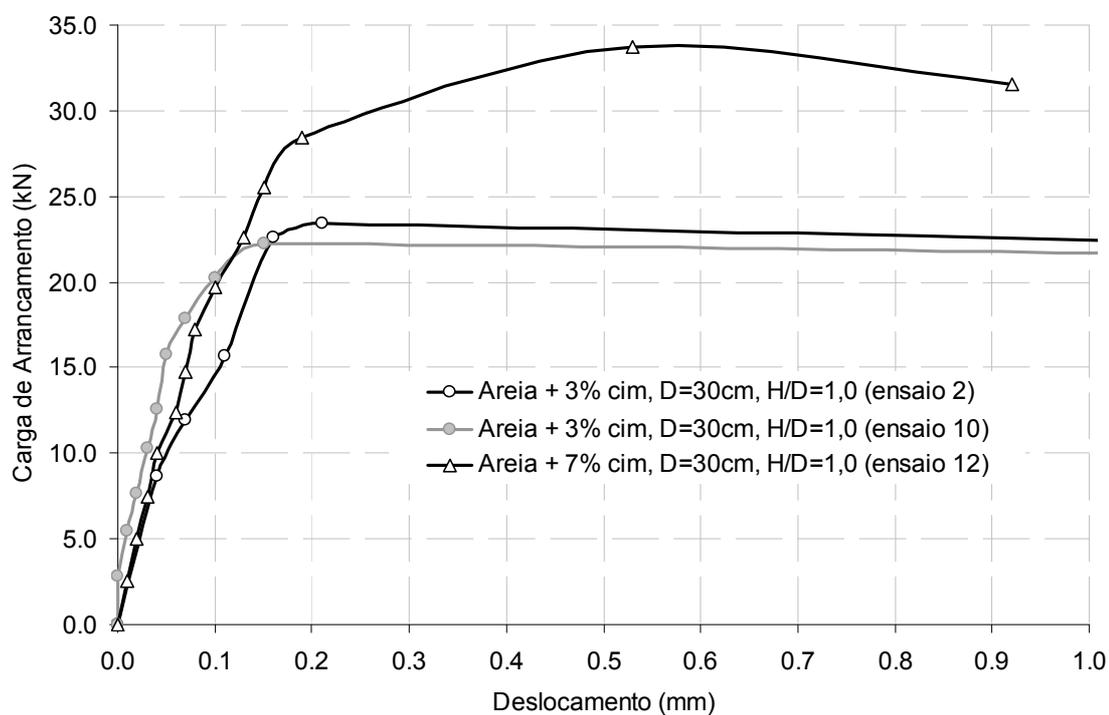


(b)

Figura 5.34: Resultados das provas de carga à tração realizadas com as fundações com diâmetro de 30 cm e um teor de 3% de cimento - (a) todos os resultados; (b) resultados válidos

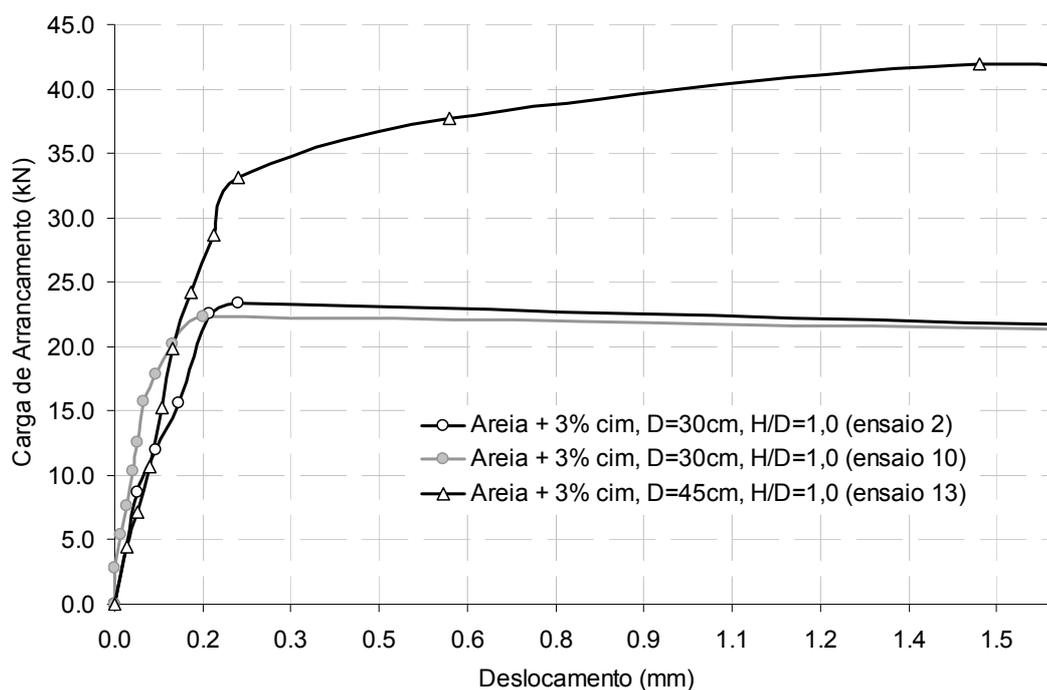


(a)

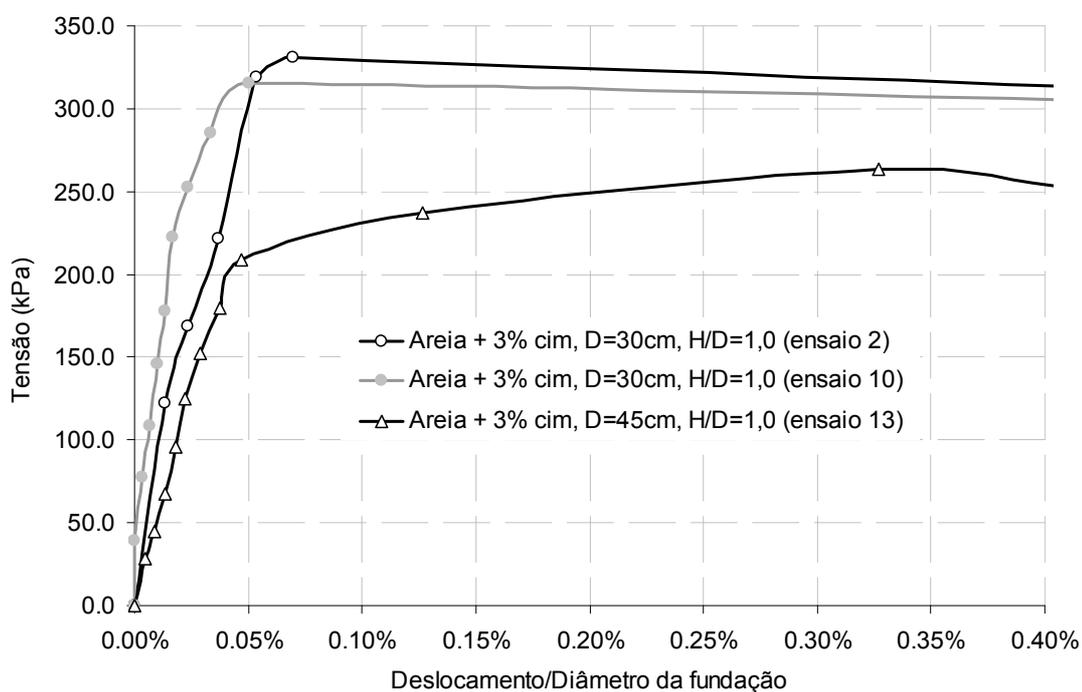


(b)

Figura 5.35: (a) curvas normalizadas de tensão pela razão do deslocamento em relação ao diâmetro das fundações com diâmetro de 30 cm; (b) curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento para a mesma fundação e mesmo embutimento com 3% e 7% de cimento



(a)



(b)

Figura 5.36: Resultados das provas de carga à tração para um teor de 3% de cimento, assentes a um mesmo embutimento, para diferentes tamanhos de fundação – (a) carga de arrancamento pela deformação; e (b) tensão de arrancamento pela razão entre deformação e diâmetro da fundação

Na Figura 5.34 (a) são mostrados os ensaios que apresentaram resultados insatisfatórios, pois conforme foi discutido na seção 5.1, a areia foi misturada com uma alta umidade inicial proporcionando inadequada mistura do cimento. Assim, nas análises dos resultados, estes ensaios foram eliminados.

Na Figura 5.34 (b) estão representados resultados de duas provas de carga com as mesmas características (seqüências 2 e 10 – diâmetro de 30 cm, embutimento de 1,0 e reaterro com 3% de cimento). Como já citado, optou-se em realizar a repetição deste ensaio, devido aos problemas ocorridos no primeiro carregamento do primeiro ensaio realizado. Por meio da realização destes dois ensaios, verificou-se que: (a) o trecho inicial é linear-elástico; e (b) a repetição produziu comportamentos semelhantes, sendo a mesma carga máxima registrada para ambos os ensaios, apesar de ter havido uma pequena diferença quanto à rigidez. Desta forma, os ensaios de arrancamento com reaterro de areia cimentada podem ser reproduzidos, ou seja, quando repetidos nas mesmas condições apresentam resultados semelhantes.

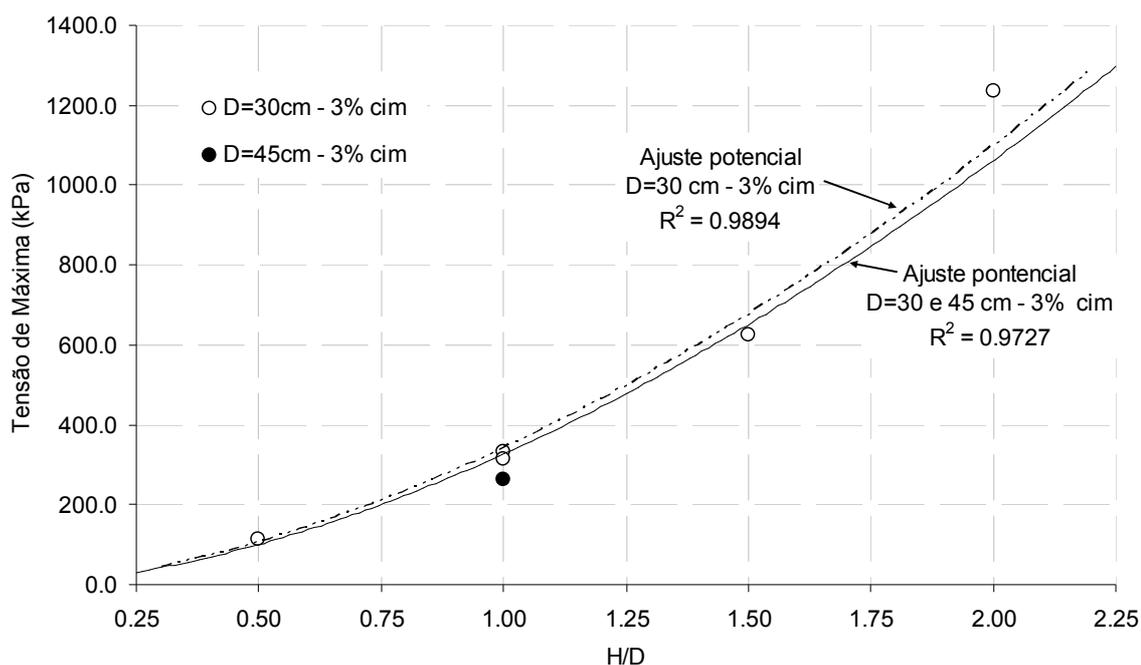
Pela Figura 5.34 (b) pode-se perceber que quanto maior o embutimento, para uma mesma fundação e mesmo teor de cimento, maior é a carga máxima. O mesmo ocorre com a rigidez, ou seja, quanto maior o embutimento, maior será a rigidez. Com isso, para uma mesma carga, quanto maior o embutimento, menores serão as deformações observadas na superfície do reaterro. A Figura 5.34 (b) é representada de forma normalizada na Figura 5.35 (a). Comparando as duas Figuras, nota-se que as mesmas são idênticas, como era de se esperar, pois a área e o diâmetro das fundações são os mesmos.

Na Figura 5.35 (b) são apresentados os resultados das provas de carga realizadas para fundações com placas de mesmo diâmetro e mesmo embutimento, porém variando somente o teor de cimento em 3% e 7%. Por meio da comparação entre os resultados é possível verificar que quanto maior o teor (ou quantidade) de cimento, maior é a carga máxima. Embora a carga máxima seja maior, a rigidez tende a ser a mesma.

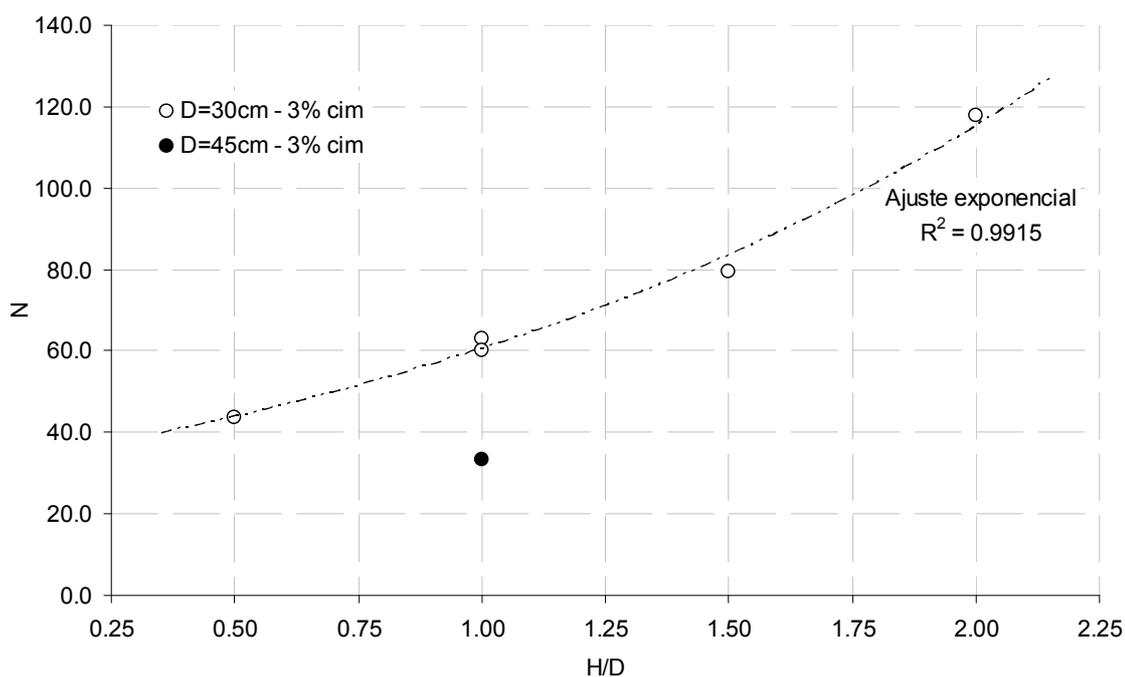
Além dos ensaios realizados com as fundações com diâmetro de 30 cm, realizou-se um ensaio com diâmetro de 45 cm, assente a um embutimento de 1,0. A Figura 5.36 apresenta os resultados das provas de carga reaterradas com areia cimentada com adição de 3% de cimento, com diâmetros de 30 cm e 45 cm, assentes a um mesmo embutimento. Os resultados também foram adimensionalizados (Figura 5.36b), na forma de curvas de tensão pela razão entre a deformação e diâmetro da fundação. Na comparação entre os resultados verifica-se

que quanto maior o diâmetro, maior a carga máxima, porém, verifica-se que a fundação de menor diâmetro apresentou maior tensão.

As Figuras 5.37 (a) e (b) expressam os resultados normalizados da carga máxima em função do embutimento. Na Figura 5.37 (a) os resultados da carga máxima são expressos em termos da tensão. Nesta figura foram ajustadas duas curvas: (a) uma somente para os resultados dos ensaios das fundações com diâmetro de 30 cm e 3% de cimento; e (b) outra para as fundações com diâmetro de 30 cm e 45 cm, também para 3% de cimento. O melhor ajuste encontrado, para ambas as considerações, foi um ajuste potencial. O ajuste potencial considerando somente as fundações com diâmetro de 30 cm e 3% de cimento, apresenta um coeficiente de determinação (R^2) de 0,9894; incluindo a fundação com diâmetro de 45 cm, o coeficiente de determinação passa a ser de 0,9727. A Figura 5.37 (b) apresenta o fator de carga ao arrancamento $\left(N = \frac{P}{A.H.\gamma} \right)$, também em função do embutimento. Esta Figura somente apresenta o ajuste para as fundações com diâmetro de 30 cm e teor de cimento de 3%, sendo o melhor ajuste uma equação exponencial. Em termos de ajuste, o coeficiente de determinação (R^2) é de 0,9915, cujo valor é melhor que o melhor ajuste obtido para a tensão. A tentativa de inclusão do resultado obtido para a fundação com diâmetro de 45 cm resultou em um coeficiente de determinação da ordem de 0,70, pois o resultado destoa dos resultados das fundações com diâmetro de 30 cm. A Tabela 5.5 apresenta os resultados que deram origem a Figura 5.37. Para aplicação destes resultados na prática de engenharia é conveniente reduzir a tensão máxima de projeto com o aumento das dimensões das fundações.



(a)



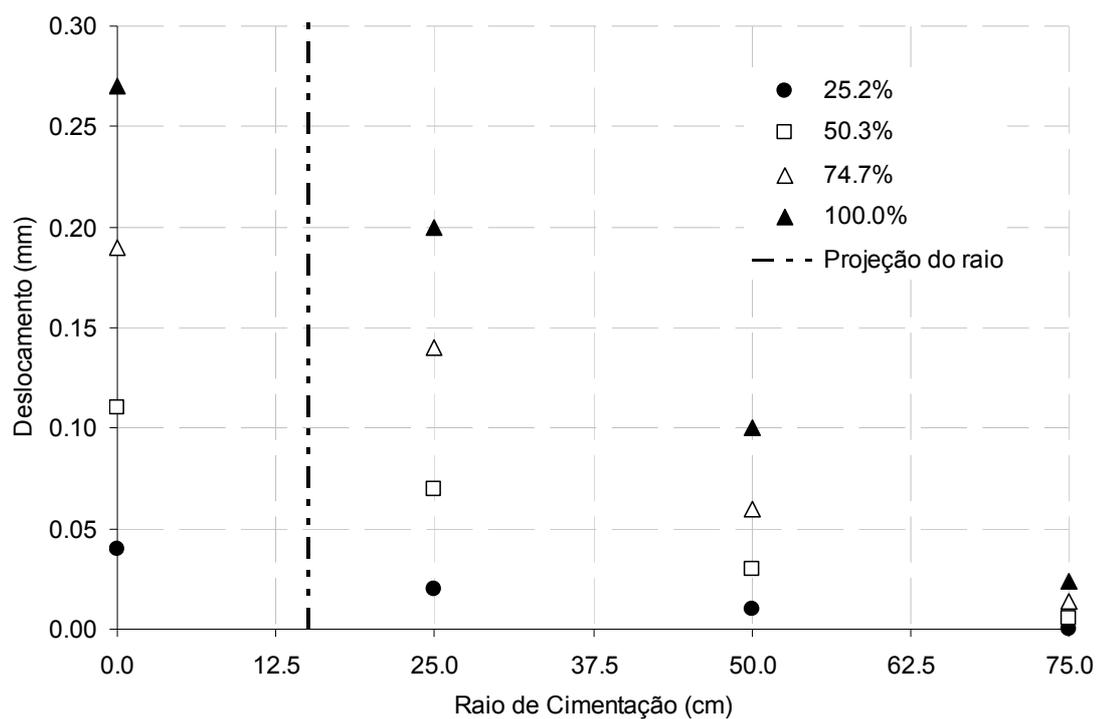
(b)

Figura 5.37: (a) gráfico da tensão máxima de arrancamento pelo embutimento; e (b) fator de carga à tração pelo embutimento, das provas de carga à tração reaterradas com areia cimentada com 3% de cimento

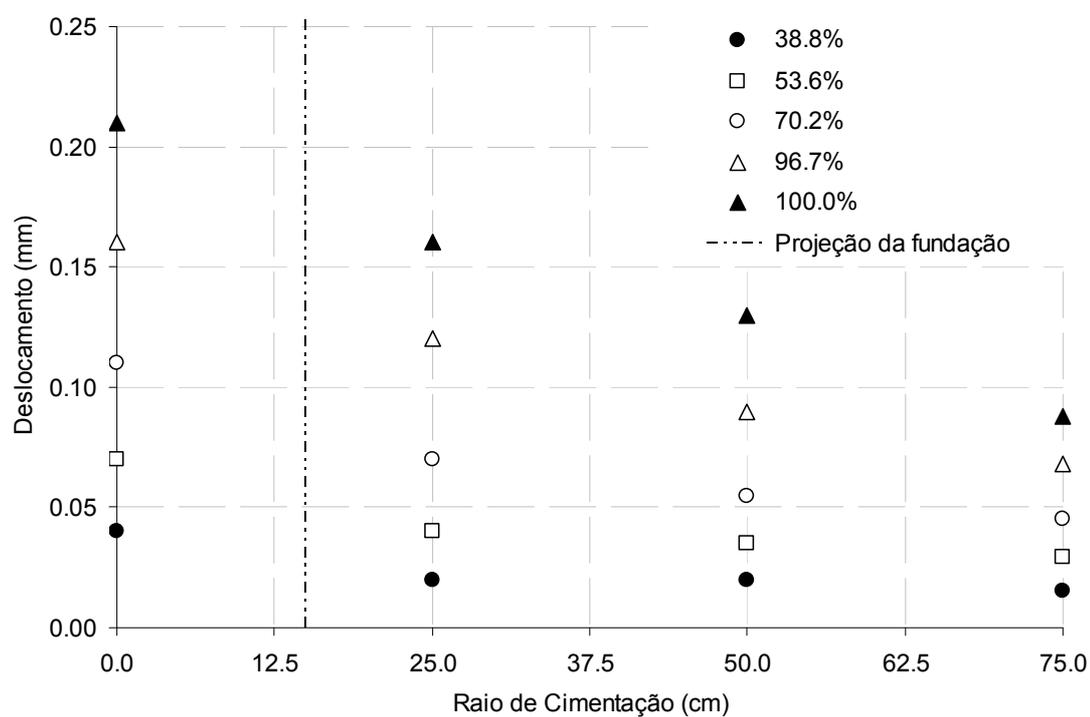
Tabela 5.5: Valores de cargas máximas absolutas e normalizadas obtidos para as diferentes provas de carga realizadas com reaterro de areia cimentada

Seqüência de ensaio	<i>H</i> (cm)	<i>D</i> (cm)	<i>H/D</i>	Cimento	Carga Máxima (kN)	Tensão Máxima (kPa)	<i>N</i>
1	15	30	0,5	3%	8,1	114,5	43,6
12	30	30	1,0	7%	33,8	477,7	91,0
2	30	30	1,0	3%	23,4	330,9	63,0
7	30	30	1,0	3%	22,3	315,0	60,0
13	45	45	1,0	3%	41,9	263,5	33,5
3	45	30	1,5	3%	44,3	626,1	79,5
11	60	30	2,0	3%	87,3	1.235,6	117,7

Da mesma forma como foi feito para os ensaios realizados com areia, para as provas de carga realizada com reaterro de areia cimentada efetuou-se a medição dos deslocamentos no encamisamento e ao longo da superfície do reaterro, sendo os deflectômetros distribuídos, radialmente, com afastamento médio de $0,833.D$ entre si, de modo que o mais externo era disposto no limite do reaterro. Assim como para as areias, o monitoramento destes deslocamentos teve como objetivo verificar até que ponto estes avançam ao longo da superfície do reaterro. As Figuras 5.38 a 5.40 apresentam os deslocamentos registrados na placa de aço (mesmo do encamisamento, uma vez que o encamisamento foi soldado as placas de aço) e ao longo da superfície do reaterro de algumas das provas de carga realizadas. Nestas figuras, os deslocamentos correspondem aos registrados para uma determinada carga, cuja intensidade é representada na forma percentual em relação à carga máxima para facilitar a interpretação. As Figuras são representações assimétricas, sendo o eixo das ordenadas o centro da fundação.

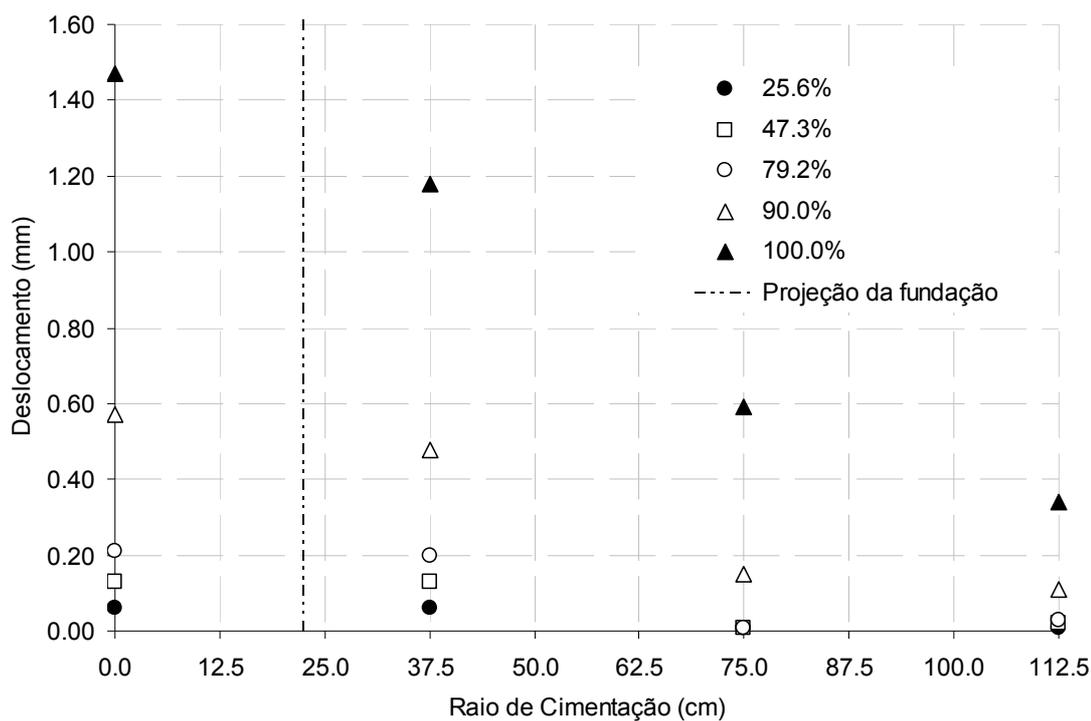


(a)

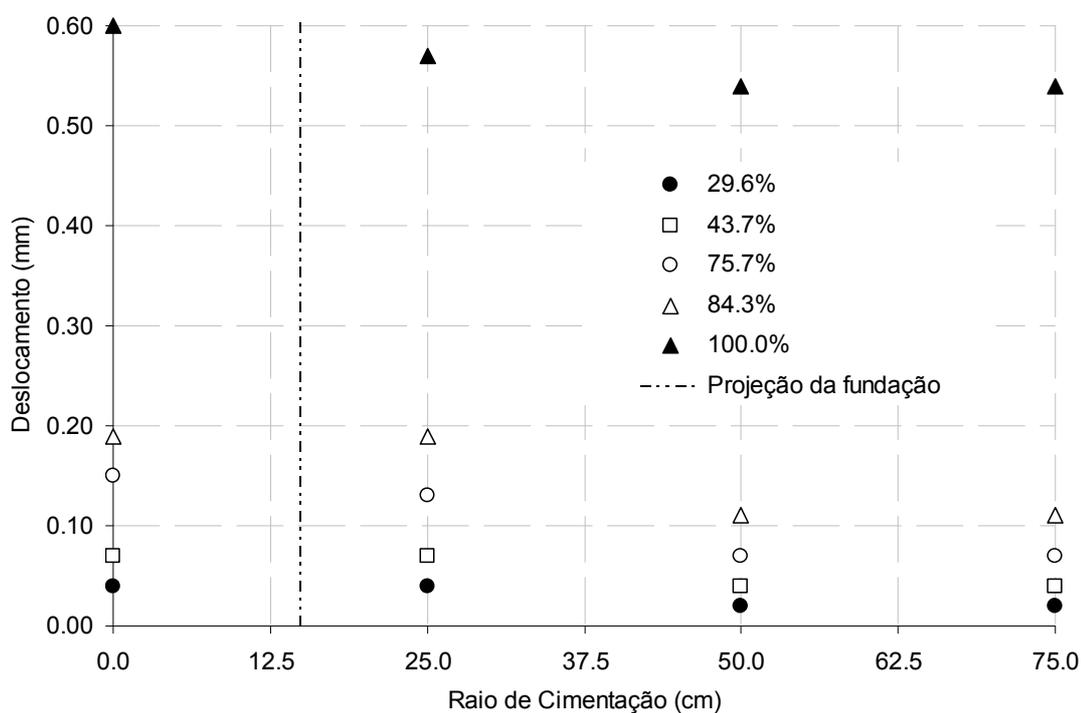


(b)

Figura 5.38: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro de areia cimentada com o aumento da carga para (a) areia mais 3% de cimento $D=30$ cm e $H/D=0,5$ (seqüência 1); (b) areia mais 3% de cimento $D=30$ cm e $H/D=1,0$ (seqüência 2)



(a)



(b)

Figura 5.39: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro de areia cimentada com o aumento da carga para (a) areia mais 3% de cimento $D=45$ cm e $H/D=1,0$; (b) areia mais 7% de cimento $D=30$ cm e $H/D=1,0$

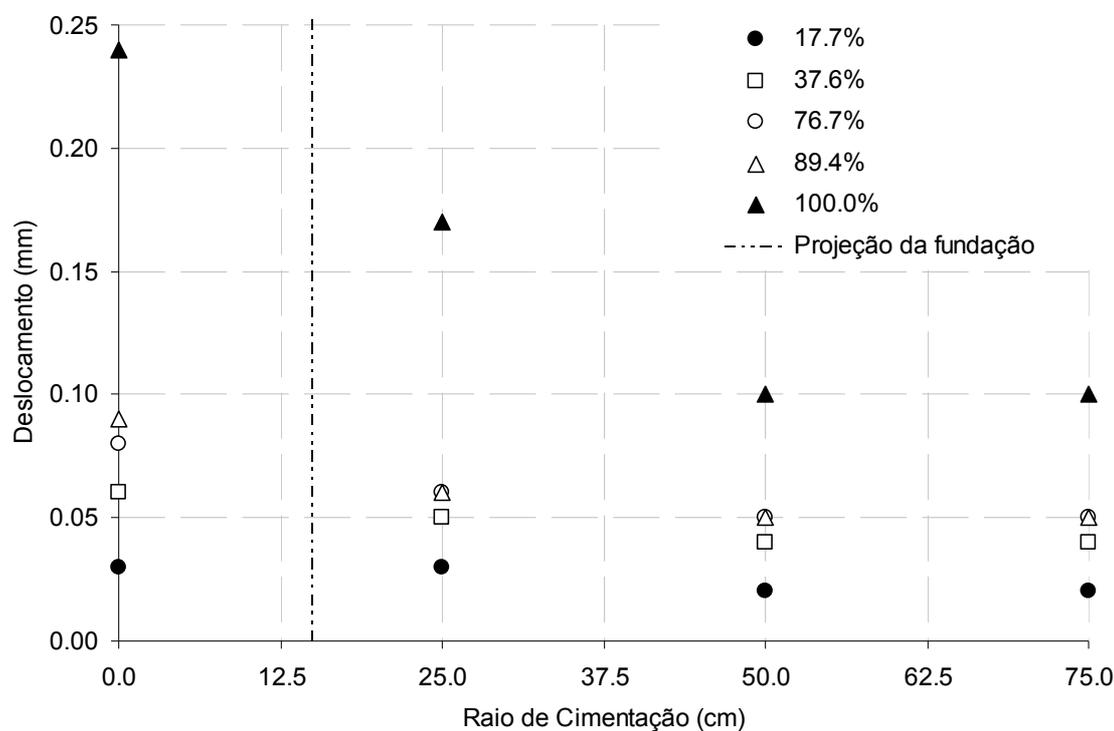


Figura 5.40: Distribuição dos deslocamentos ao longo da superfície do reaterro de areia cimentada com o aumento da carga para areia mais 3% de cimento $D=30$ cm e $H/D=2,0$

Das provas de carga válidas, nas Figuras 5.38 a 5.40 estão representadas somente cinco. Nas provas de carga com embutimento de 1,0 (repetição) e 1,5 (seqüências 3 e 11), o registro dos deslocamentos foi prejudicado, pois as fissuras ocorreram na linha onde os deflectômetros foram colocados, provocando distorções nas leituras. Fato semelhante ocorreu na Figura 5.40, porém houve propagação de fissuras somente após a carga máxima, passando então a causar interferência no registro dos deslocamentos. As Figuras 5.38 (a), 5.38 (b) e 5.40 apresentam os resultados dos deslocamentos junto à superfície dos reaterros cimentados com um teor de 3% de cimento e para um mesmo diâmetro de fundação – $D=30$ cm. Por meio destas três figuras é possível observar que quanto maior o embutimento, maior o avanço longitudinal dos deslocamentos registrados junto à superfície do reaterro. Para um embutimento de 0,50, o deslocamento na borda do reaterro cimentado corresponde a 8,9% do deslocamento central. Para um embutimento de 1,0, este deslocamento varia entre 21,1% e 41,9%, respectivamente, para as fundações com diâmetros de 30 cm e 45 cm. Já para um embutimento de 2,0 a diferença entre o deslocamento da borda e centro passa a corresponder a 71,4% na metade da

carga máxima e 55,5% para 90% da carga máxima. A Figura 5.39 (b) apresenta os deslocamentos junto à superfície do reaterro para um teor de 7%. Como pode ser visto nesta Figura, o mesmo deslocamento central ocorre junto às bordas, significando que o reaterro está se movendo como um todo, ocorrendo pouca deformação no interior do maciço. Este fato foi confirmado, pois ocorreu o arrancamento (escorregamento na interface reaterro e solos natural) de todo o reaterro, sendo removido intacto do interior da cava, sem que houvesse fissuração ou quebra.

O monitoramento dos deslocamentos foi efetuado somente até a carga máxima. Atingida a carga máxima, ocorria a ruptura do material, podendo ser visualizado pelo surgimento de fissuras, as quais foram se propagando do centro em direção à borda do reaterro com o avanço do deslocamento da fundação. Além do avanço do estado de fissuração, também ocorria a quebra e/ou a fragmentação do material cimentado, impossibilitando o monitoramento tanto dos deslocamentos, como das cargas. As fotografias das Figuras 5.41 a 5.49 apresentam os estágios e o estado de fissuração das provas de carga realizadas com areia cimentada. Nas Figuras 5.50 a 5.54 estão representadas as superfícies e o estado de ruptura dos reaterros cimentados (corte).



Figura 5.41: Avanço da fissuração na superfície do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ (seqüência 1)



Figura 5.42: Reaterro de areia com 3% de cimento totalmente rompido, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ (seqüência 1)



Figura 5.43: Vista lateral do reaterro de areia com 3% de cimento totalmente rompido, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 0,5$ (seqüência 1)

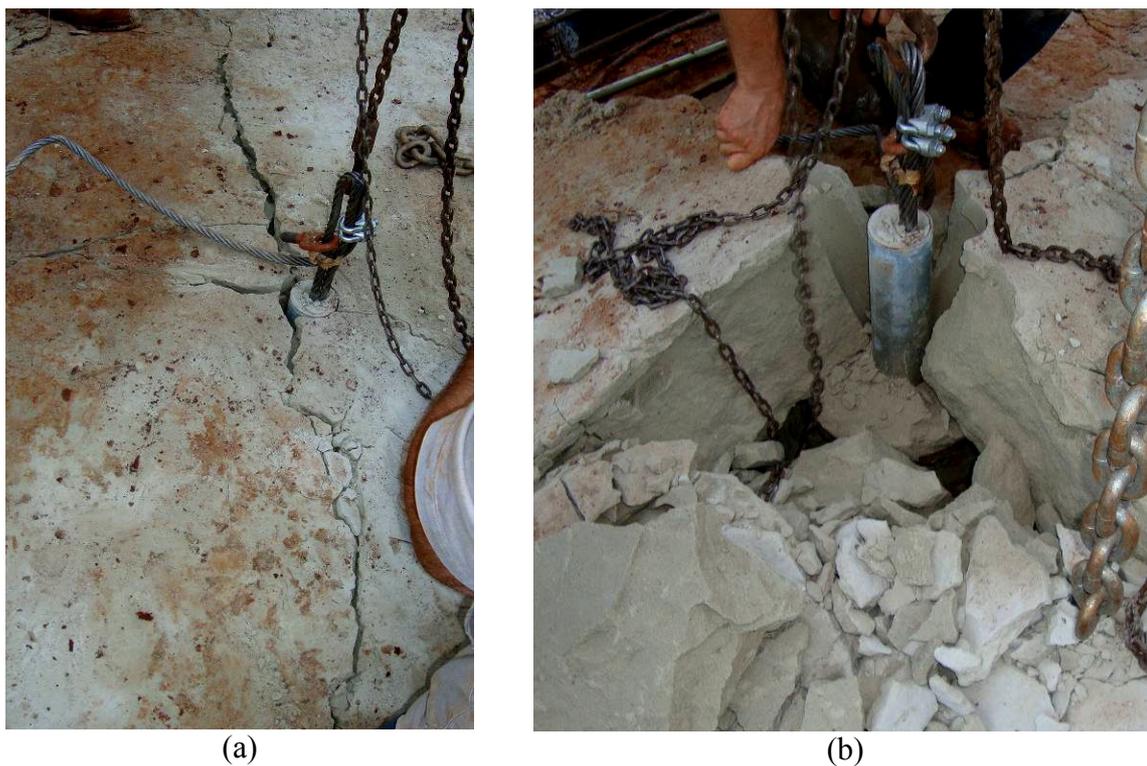


Figura 5.44: (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ (seqüência 2)

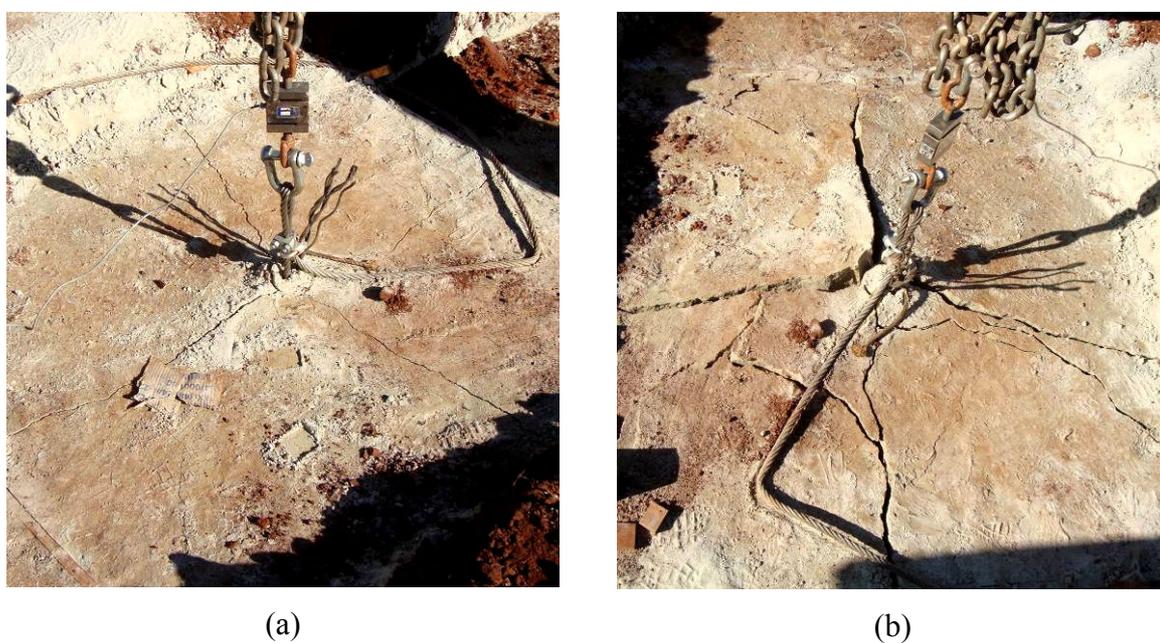


Figura 5.45: Repetição do ensaio com reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ (seqüência 10) - (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total



Figura 5.46: (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ (seqüência 3)



Figura 5.47: Vista lateral do reaterro de areia com 3% de cimento totalmente rompido, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ (seqüência 3)

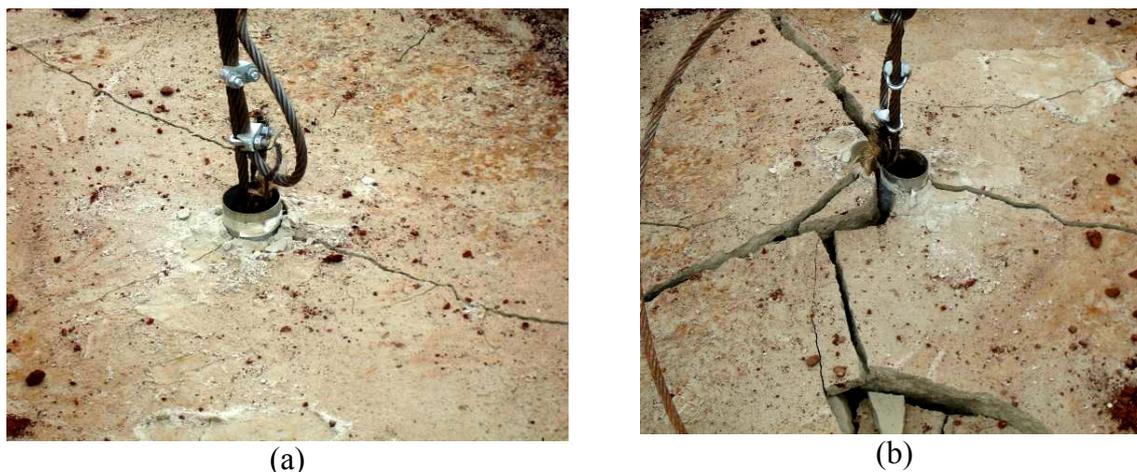


Figura 5.48: (a) avanço da fissuração na superfície e (b) ruptura total do reaterro de areia com 3% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ (seqüência 11)

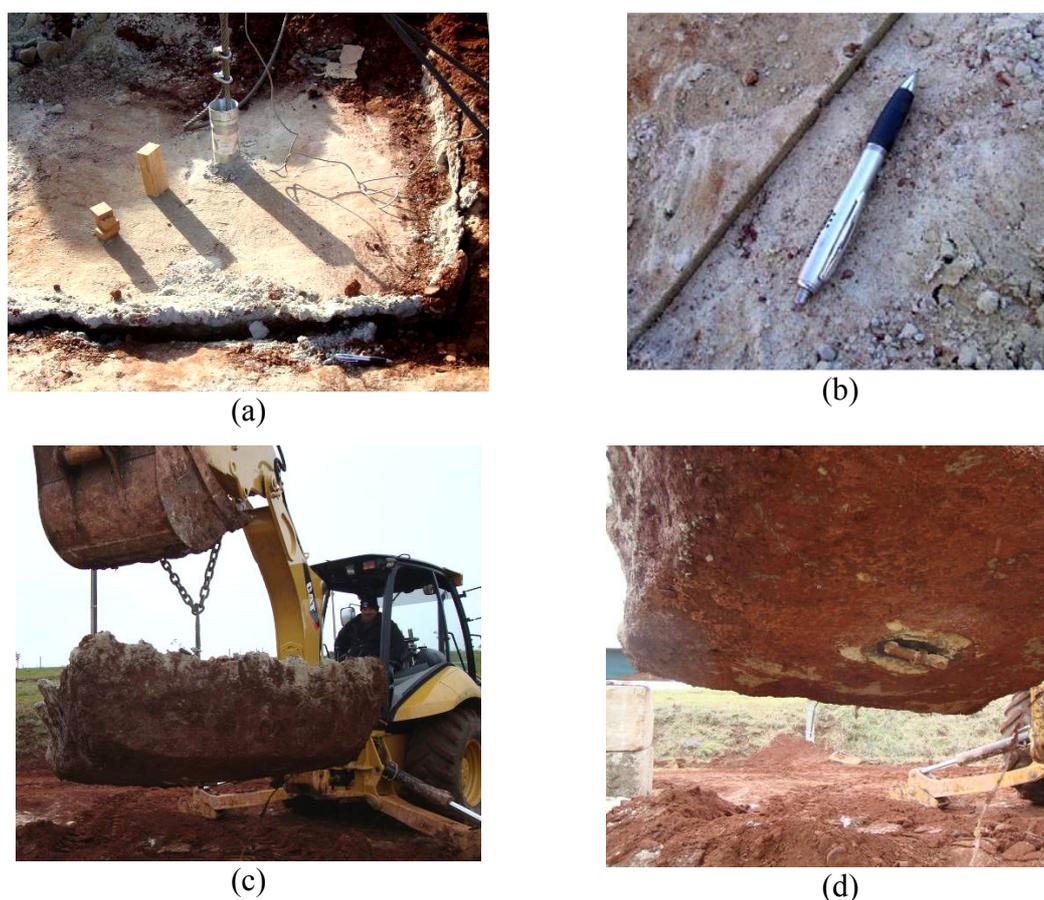


Figura 5.49: Ensaio com reaterro de areia com 7% de cimento, para a fundação $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ (seqüência 12) – (a) e (b) erguimento da placa sem ruptura do reaterro; (c) reaterro inteiro sendo retirado sem sofrer ruptura; e (d) base do reaterro, mostrando a placa totalmente limpa

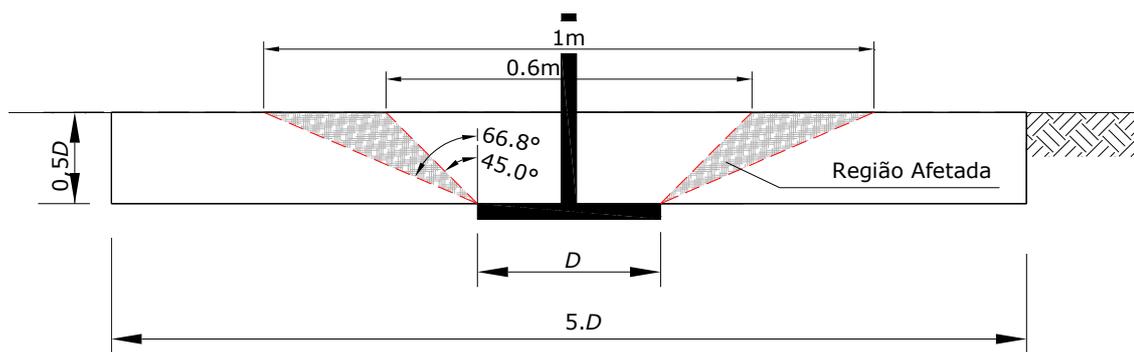


Figura 5.50: Representação em corte da superfície de ruptura da provas de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 0,5 (H/D) (seqüência 1)

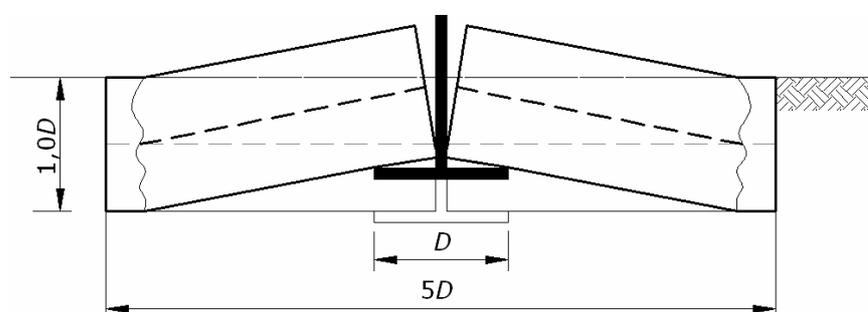


Figura 5.51: Representação em corte da superfície de ruptura da provas de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0 (H/D) (seqüência 2 e 10)

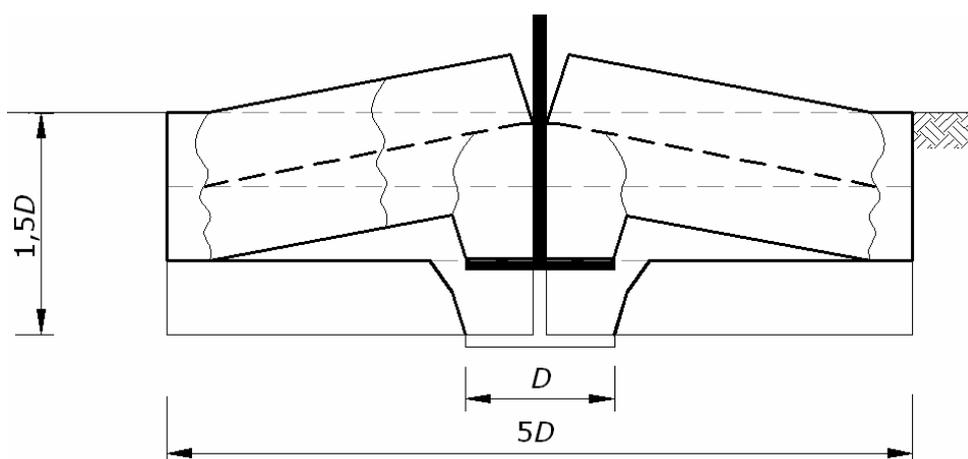


Figura 5.52: Representação em corte da superfície de ruptura da prova de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,5 (H/D) (seqüência 3)

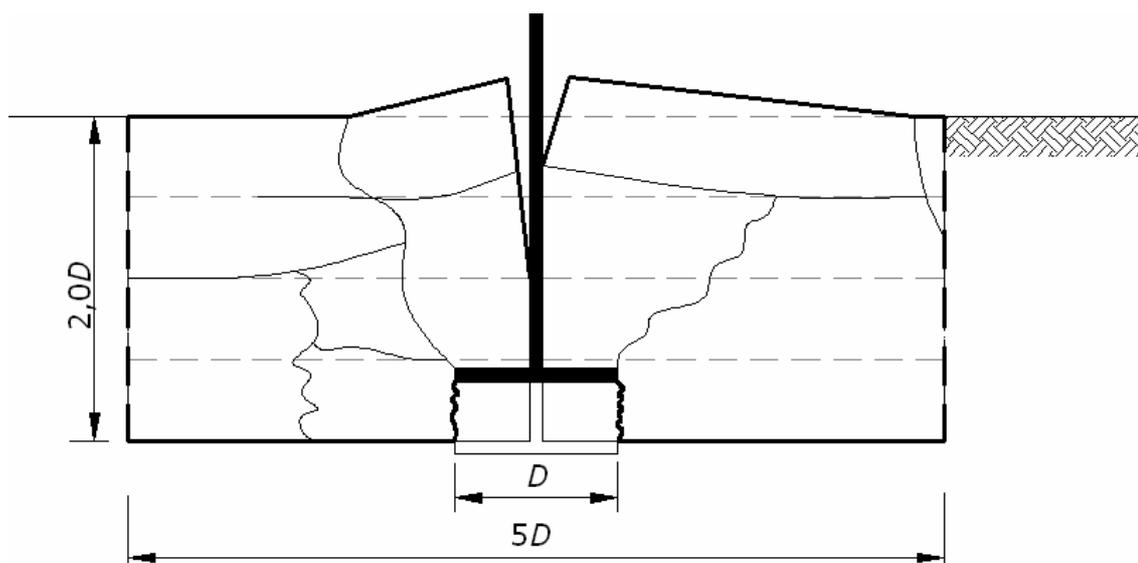


Figura 5.53: Representação em corte da superfície de ruptura da prova de carga com 3% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 2,0 (H/D) (seqüência 11)

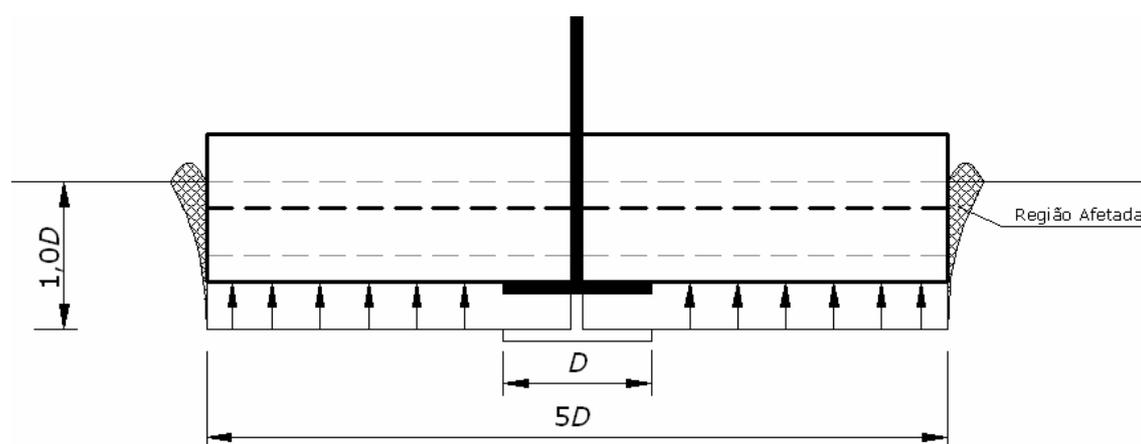


Figura 5.54: Representação em corte da superfície de ruptura da prova de carga com 7% de cimento, placa com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0 (H/D) (seqüência 12)

Para a prova de carga com embutimento (H/D) de 0,5, diâmetro de 30 cm e reaterro executado com 3% de cimento, a superfície de ruptura foi semelhante a da areia. Nesta prova de carga, a superfície de ruptura emergente na superfície do reaterro cimentado foi circular (Figura 5.41). Se a superfície de ruptura for aproximada a uma superfície cônica (Figura 5.50), o ângulo de inclinação supera em cerca de três vezes o valor determinado para a areia sem cimentação.

Para a prova de carga com embutimento (H/D) de 1,0, diâmetros de 30 cm e 45 cm e reaterro executado com 3% de cimento, a ruptura era marcada pelo surgimento de uma fissura radial,

paralela a um dos lados externos do reaterro, a qual iniciava no centro e se expandia até as bordas opostas, sendo visível na superfície do reaterro. A medida que os deslocamentos aumentavam, surgia uma segunda fissura perpendicular à primeira (Figura 5.44 (a) e 5.45 (a)). Já em estágio bastante avançado de deslocamento, da ordem de 30 cm, e com o reaterro totalmente destruído, verificou-se que o reaterro ficou dividido em quatro partes (ou blocos) praticamente iguais (Figura 5.45 (b) e 5.51).

Para os embutimentos de 1,5 e 2,0, a fissuração inicial segue o mesmo padrão (Figuras 5.46 (a) e 5.48 (a)) da fundação com embutimento 1,0, no entanto, com o avanço dos deslocamentos, a fragmentação do reaterro foi maior e bastante desuniforme (Figuras 5.46 (b) e 5.48 (b)), em relação à divisão em quatro partes iguais do embutimento de 1,0. As Figuras 5.47, 5.52 e 5.53 apresentam vistas laterais do estado de fissuração das fundações com embutimento de 1,5 e 2,0.

A fundação ($D = 30$ cm) reaterrada com areia cimentada com 7% de cimento, assente em um embutimento de 1,0, não apresentou fissuração, sendo o reaterro arrancado inteiriço da cava (Figuras 5.49 e 5.54). A configuração da ruptura desta fundação apresentou um padrão distinto das demais fundações reaterradas com 3% de cimento.

O padrão de ruptura verificado entre as fundações reaterradas com areia cimentada com 3% e 7%, independente do tamanho e do embutimento, é influenciado pelo grau de cimentação. Para 3% de cimento, percebe-se que o grau de cimentação não é suficiente para resistir às forças impostas pela resistência de atrito lateral (interface solo natural e o reaterro cimentado) e nem ao peso próprio, vindo o reaterro a fissurar e a fragmentar. Já para 7% de cimento, o grau de cimentação é tão alto, capaz de resistir ao atrito lateral e ao peso próprio do reaterro, sendo arrancado da cava de forma íntegra, sem fissuras aparentes ou visíveis.

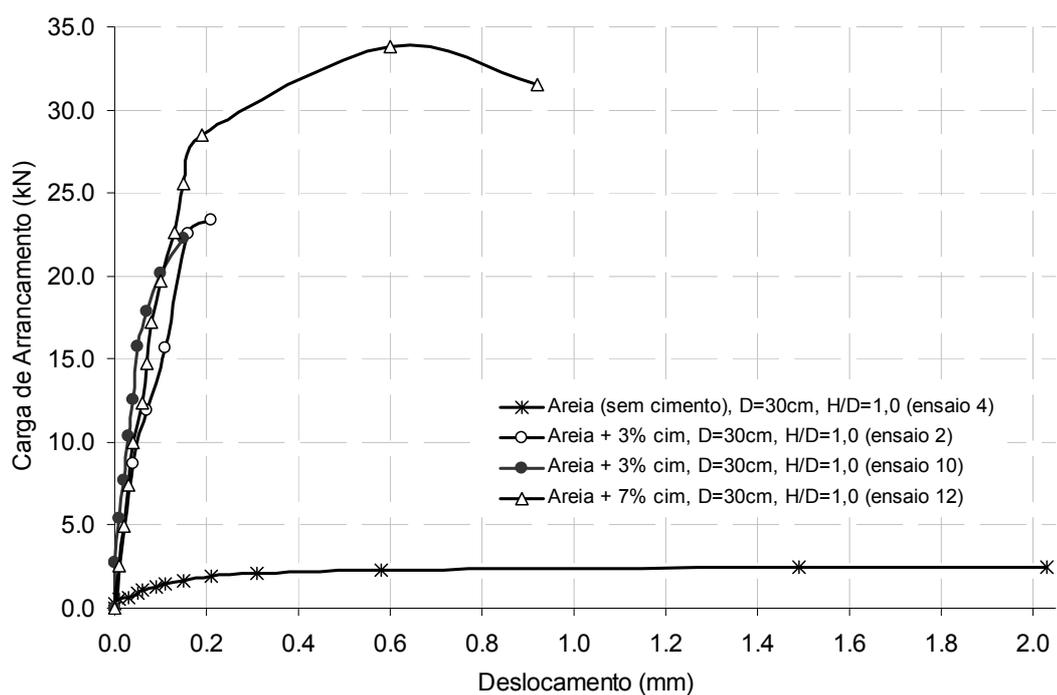
5.5 COMPARAÇÃO ENTRE PROVAS DE CARGA EM AREIA E AREIA CIMENTADA

Nas seções 5.3 e 5.4 foram apresentados e discutidos, separadamente, os resultados das provas de carga realizadas com reaterro de areia e areia cimentada. No entanto nesta seção os resultados serão analisados em conjunto. As Figuras 5.55 e 5.56 apresentam as curvas de carga de arrancamento pelos deslocamentos, separados pelos diâmetros e pelos embutimentos, de modo a visualizar a variação na resistência à tração, em função do nível de cimentação.

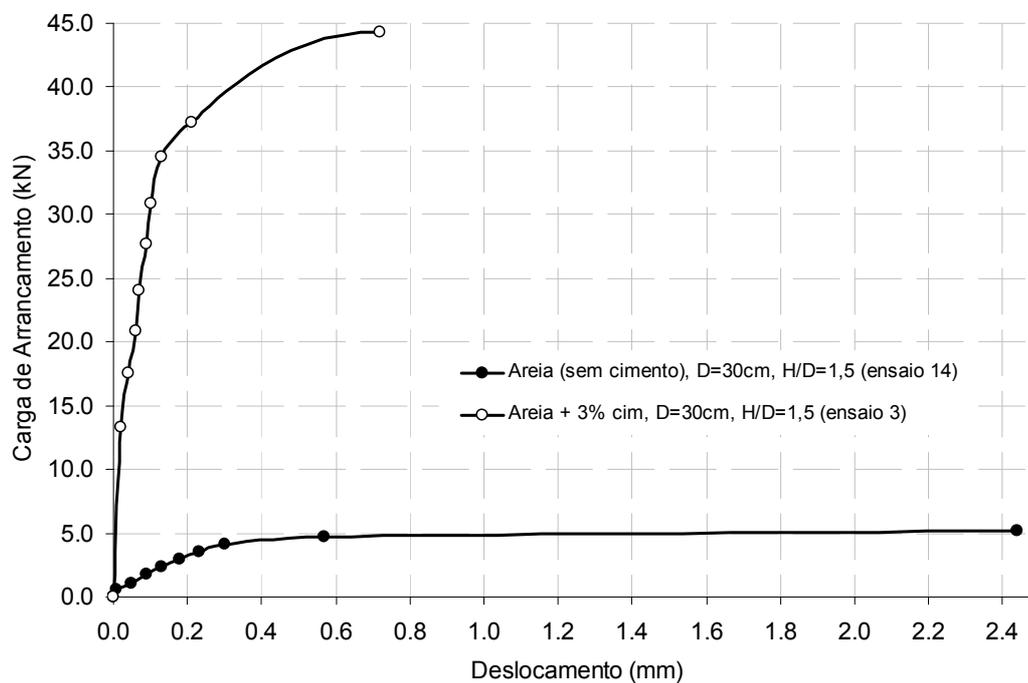
Pelas Figuras 5.55 e 5.56 pode-se perceber um considerável incremento na capacidade de carga à tração do reaterros tratados com teores de 3% e 7% de cimento, em comparação a areia não cimentada. Para um teor de 3% de cimento, o ganho de resistência aumentou entre 6,3 a 12 vezes, média de 9,01 vezes (e desvio padrão de 2,07), em relação à areia não cimentada. Para 7% de cimento o ganho de resistência passou a ser de 13,5 vezes em relação a areia não cimentada. A Tabela 5.6 apresenta o ganho de carga de cada uma das provas de carga reaterradas com areia cimentada em relação à areia não cimentada.

Outra diferença sensível refere-se à rigidez. A adição de cimento proporcionou um expressivo aumento na rigidez do reaterro. Este aumento reflete também nos deslocamentos, de modo que para uma mesma carga aplicada a deformação do material cimentado é bem menor. O deslocamento na ruptura para o reaterro cimentado varia entre 0,2 mm a 0,7 mm (exceto para a fundação com diâmetro 45 cm, onde a deformação na ruptura ocorre a 1,5 mm), enquanto que para a areia não cimentada o deslocamento na ruptura varia entre 2,0 mm e 3,3 mm.

Percebe-se ainda que a ruptura do reaterro cimentado é extremamente frágil, pois uma vez atingida a carga máxima ocorre a ruptura brusca (estágio um), passando a ocorrer maiores deslocamentos com a perda da carga (estágio dois) devido a expansão das fissuras e fragmentação do reaterro cimentado. A areia, sem cimentação, também apresenta um comportamento frágil, porém bem menos em relação à areia cimentada. Nas areias, primeiramente, ocorrem ganhos de carga com baixos deslocamentos (estágio um), em seguida ocorrem menores ganhos de carga (estágio dois) até cerca de 90% da carga máxima, após ocorrem grandes deslocamentos até que seja atingida a carga máxima (terceira fase) e, atingida a carga máxima, a carga passa a cair com o aumento dos deslocamentos (estágio quatro).

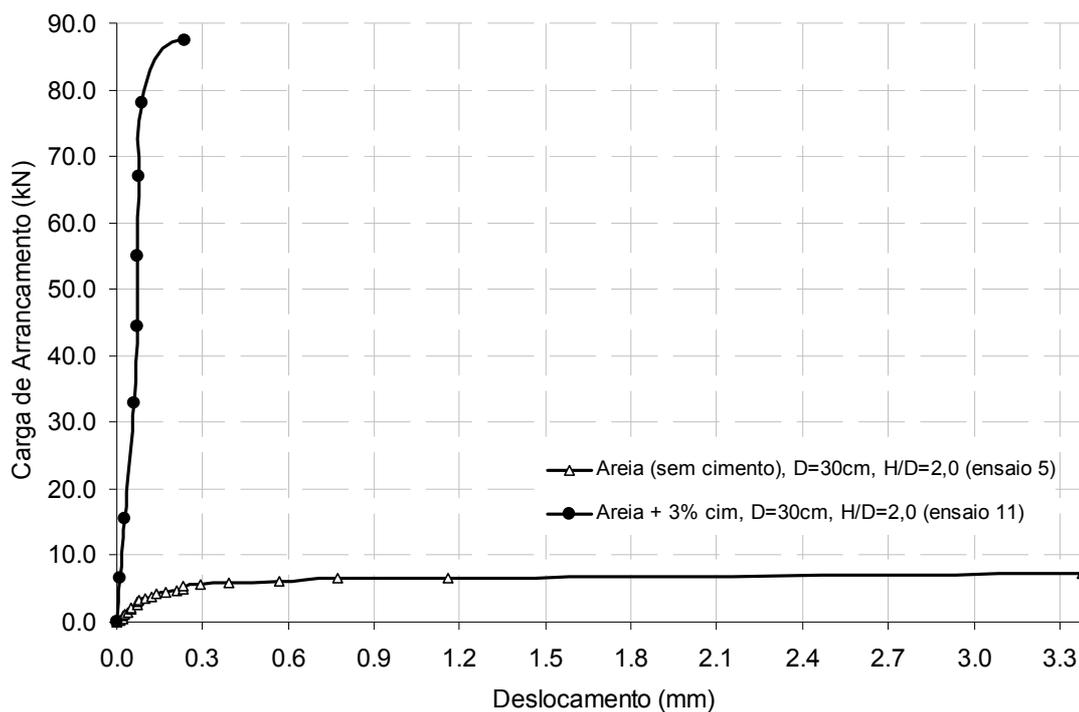


(a)

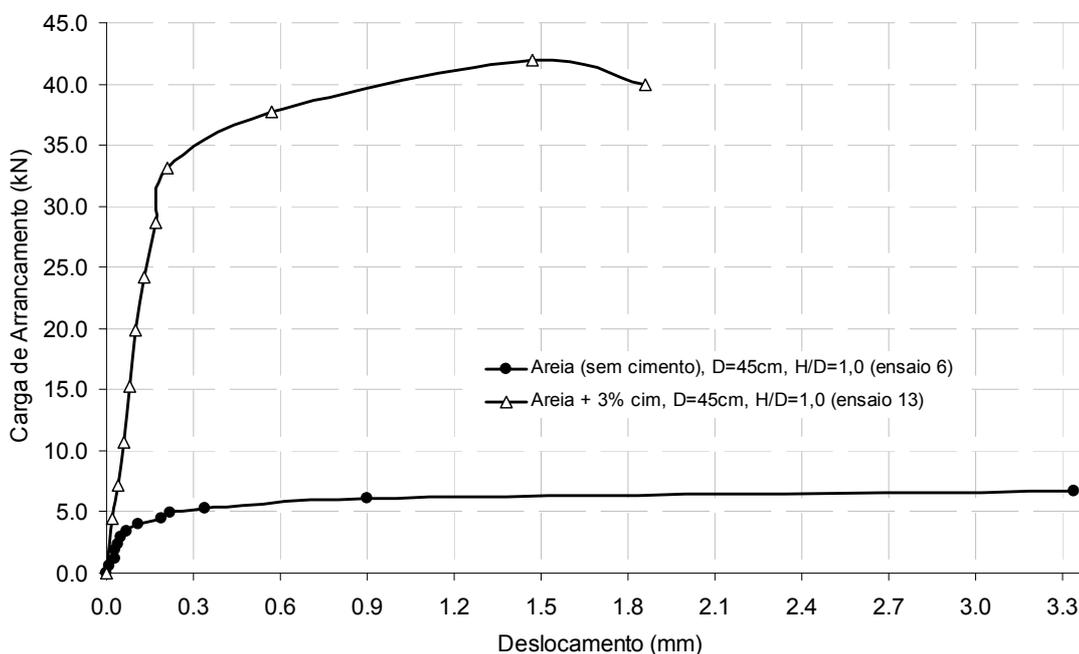


(b)

Figura 5.55: Curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento para as provas de carga realizadas com fundações com diâmetro de 30 cm, para diferentes níveis de cimentação, para embutimentos de (a) 1,0; e (b) 1,5



(a)



(b)

Figura 5.56: Curvas de carga de arrancamento pelo deslocamento para as provas de carga realizadas para diferentes níveis de cimentação, para (a) fundações com diâmetro de 30 cm e embutimentos de 2,0; e (b) fundações com diâmetro de 45 cm e embutimentos de 1,0

Para as fundações reaterradas com areia, após a ruptura, ocorre a mobilização total da resistência ao atrito, restando somente o peso da areia confinado entre a superfície de ruptura e a fundação (ver, por exemplo, Figura 5.10 e 5.11) e o peso da fundação, que permanece constante, independente do grau de deslocamento. Este peso é denominado de carga residual ou última. Para o reaterro cimentado, como ocorre fissuração e fragmentação do material cimentado, o mesmo tem a tendência de se desprender totalmente da fundação, sendo que ao final do arrancamento somente permanece o próprio peso da fundação, exceto para a prova de carga com adição de 7% de cimento, onde houve a retirada total do reaterro, sem comprometer sua integridade.

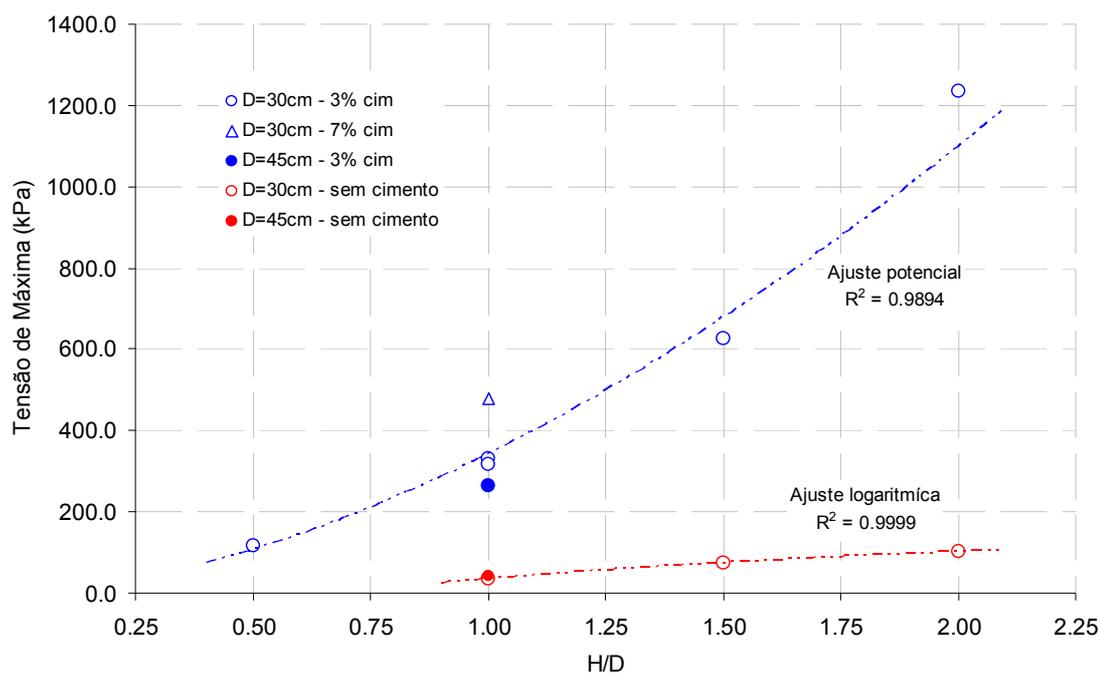
Tabela 5.6: Relação entre as cargas máximas para as provas de carga realizadas em reaterro cimentado e não cimentado

H (cm)	D (cm)	H/D	Carga Máxima (kN) - P_{\max}			$\frac{P_{\max 3\%}}{P_{\max 0\%}}$	$\frac{P_{\max 7\%}}{P_{\max 0\%}}$
			0% cim	3% cim	7% cim		
45	45	1,0	6,67	41,91	---	6,28	---
30	30	1,0	2,50	23,39	33,77	9,35	13,50
				22,27		8,90	
45	30	1,5	5,24	44,25	---	8,45	---
60	30	2,0	7,25	87,34	---	12,05	---
Média:						9,01	13,50
Desvio Padrão:						2,07	---

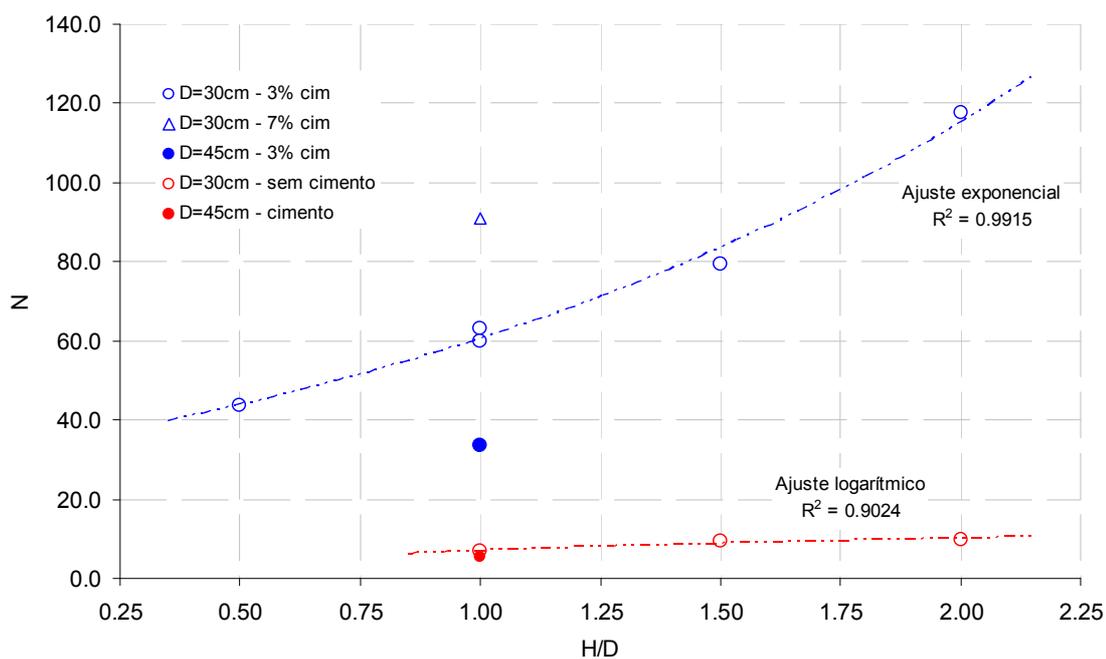
A Figura 5.57 apresenta os resultados da carga máxima normalizada (tensão máxima e fator de carga à tração – N) pelo embutimento. Esta figura representa a sobreposição das Figuras 5.9 e 5.37. Tanto para o reaterro com areia, como para o reaterro com areia cimentada, a curva de ajuste em função da tensão tende a ser a melhor representação para os resultados apresentados.

Na Figura 5.58 são apresentados os resultados da carga máxima normalizada (da mesma forma que na Figura 5.57) pelo teor de cimento utilizado. Para as provas de carga executadas (diâmetro de tratamento de cinco vezes o diâmetro da fundação), inicialmente, percebe-se uma tendência exponencial em função do teor de cimento, o que significa que a partir de um

determinado teor de cimento, não ocorre mais acréscimo de carga. Considerando que para um teor de 3% de cimento, a ruptura ocorre no interior da massa do reaterro e que para 7% o reaterro não foi afetado, permanecendo intacto, certamente o teor de cimento para o qual não ocorre mais incremento de carga está entre 3% e 7%. A constância de resistência ocorre quando a cimentação é suficiente para resistir ao atrito na interface do solo natural e do reaterro cimentado e ao peso próprio do reaterro mais o da fundação. Desta forma, por exemplo, se fosse realizada uma prova de carga, com um teor de 10%, provavelmente a resistência seria a mesma verificada para o teor de 7%. Lembrando que estas conclusões são válidas para as provas de carga executadas, onde se limitou o tamanho do reaterro tratado. Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008), em seus estudos, verificaram que quanto maior o grau de cimentação, maior é a expansão da superfície de ruptura até atingir toda a camada cimentada. Quando a superfície de ruptura atinge todo o reaterro cimentado, a resistência final permanece constante, independente do aumento da cimentação. Os autores verificaram, numericamente, que para uma coesão acima de 60 kPa (coesão de 57,4 kPa para a areia cimentada com 5% de cimento com tempo de cura de 24h) não houve mais acréscimo da resistência à tração.

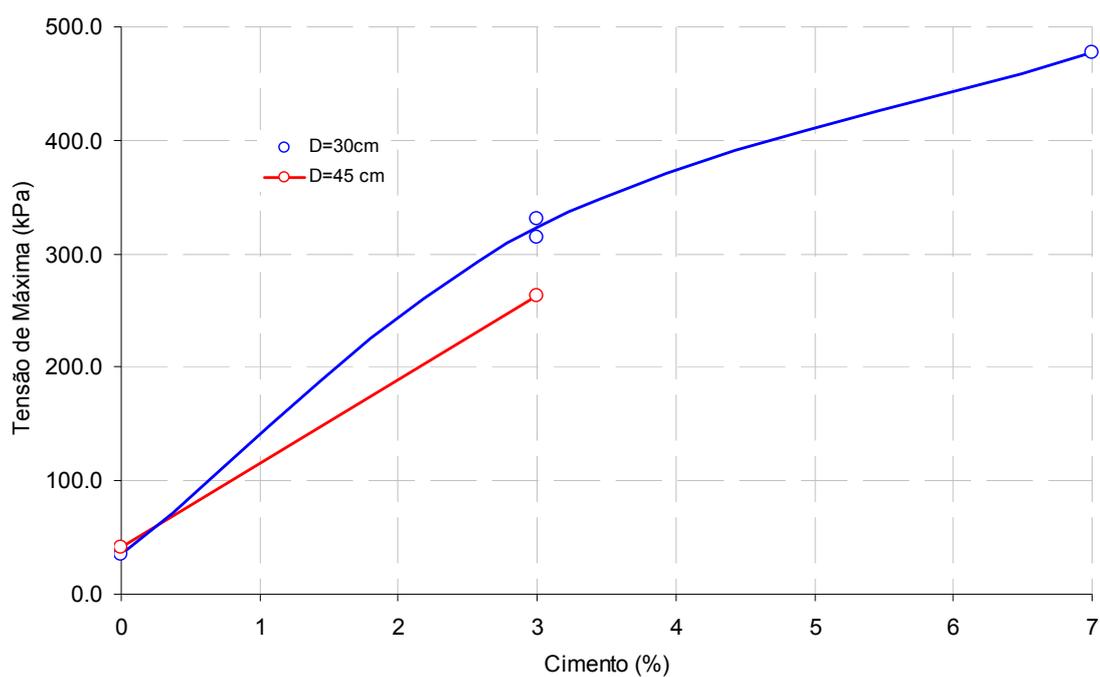


(a)

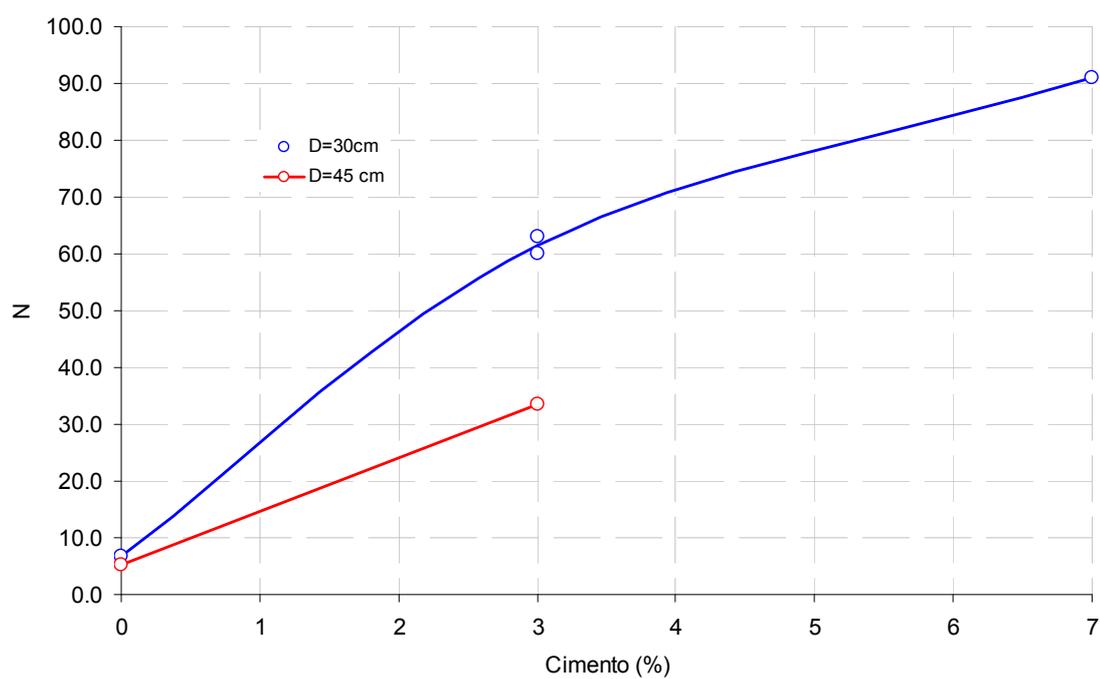


(b)

Figura 5.57: Resultados da carga máxima normalizada, (a) tensão máxima e (b) fator de carga ao arrancamento, pelo embutimento da fundação, para o reaterro cimentado e não cimentado



(a)



(b)

Figura 5.58: Resultados da carga máxima normalizada, (a) tensão máxima e (b) fator de carga ao arrancamento, pelo teor de cimento

5.6 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PELAS METODOLOGIAS CLÁSSICAS

Na Seção 2.2.3 do Capítulo 2 são apresentados diversos modelos para a estimativa da capacidade de carga à tração, desenvolvidos entre o início dos anos 1950 e do ano 2000. Os modelos apresentados foram desenvolvidos, essencialmente, para areias (dependentes somente do ângulo de atrito - ϕ'), sendo alguns adaptados para solos argilosos (incluem uma parcela devido à coesão - c'). Também são apresentados alguns modelos desenvolvidos para argilas não drenadas (dependente da resistência não drenada - s_u).

Um dos objetivos deste trabalho é verificar a adequabilidade dos modelos desenvolvidos para a estimativa da carga de ruptura. Na Tabela 5.7 são apresentados os 25 modelos empregados, tanto para os reaterros com areia, como para a areia cimentada. Como o estudo com reaterro tratado é um tema relativamente novo, naturalmente, não existe nenhum modelo de previsão para estes materiais. No entanto, tentou-se aplicar os modelos existentes para o reaterro com areia cimentada.

A Tabela 5.8 apresenta os parâmetros geométricos e geotécnicos empregados nas estimativas. Para os ensaios realizados com reaterro de areia foram empregadas as dimensões e as superfícies de ruptura apresentadas na Figura 5.19. No caso do reaterros com areia cimentada, como não ocorreu a formação de superfícies de ruptura nítidas (o material cimentado se fragmentava durante o arrancamento) foram adotadas superfícies de ruptura formadas por círculos com diâmetro de mesmo lado do reaterro cimentado. Com isso, pode-se também determinar os ângulos de inclinação do tronco do cone formado.

Tabela 5.7: Modelos empregados na previsão dos resultados de capacidade de carga

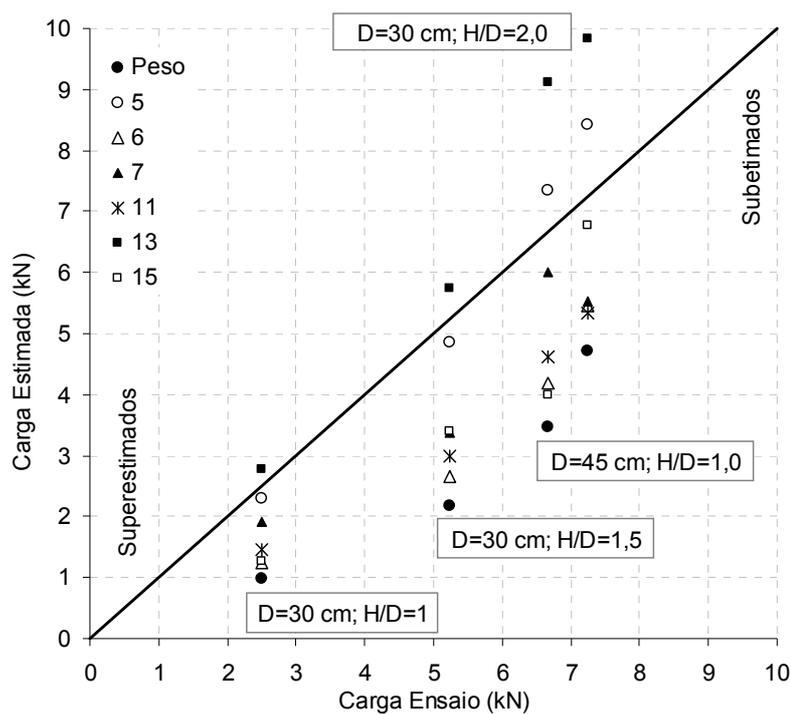
Modelo	Autor	Metodologia	Tipo de Solo
1	Peso do solo confinado na superfície de ruptura (Figuras 5.17 e 5.48 a 5.52) mais a fundação		
2	Balla (1961, <i>apud...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	Coesivo friccional
3	Matsuo e Tagaya (1968, <i>apud ...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	Coesivo friccional
4	Marimpol'skii (1965, <i>apud ...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	Coesivo friccional
5	Mueller (1965, <i>apud ...</i>)	Empuxo/Cilindro de atrito	Areia
6	Motorcolumbus (1964, <i>apud ...</i>)	Empuxo/Cilindro de atrito	Areia
7	Baker e Konder (1965, <i>apud ...</i>)	Empirico	Areia
8	Turner (1962, <i>apud ...</i>)	Empirico	Coesivo friccional
9	Biarez e Barrad (1968, <i>apud ...</i>)	Empirico	Coesivo friccional
10	Rowe e Davis (1982b)	FEM Elasto-Plástico	Coesivo friccional
11	Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	Areia
12	Meyerhof (1973, <i>apud ...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Coesivo friccional
13	Majer (1955, <i>apud ...</i>)	Empuxo/Cilindro de atrito	Areia
14	Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	Coesivo friccional
15	Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	Areia
16	Merifield <i>et al.</i> (2001)	Resistência não drenada	Argilas não drenada
17	Yu (2000, <i>apud ...</i>)	Resistência não drenada	Argilas não drenada
18	Gunn (1980, <i>apud ...</i>)	Resistência não drenada	Argilas não drenada
19	Meyerhof e Adams (1968, <i>apud ...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Coesivo friccional
20	Das e Seeley (1977, <i>apud ...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Areia
21	Ovesen (1981, <i>apud ...</i>)	Experimental-Estatístico	Areia
22	Vermeer e Sutjiadi (1985, <i>apud ...</i>)	FEM Elasto-Plástico	Areia
23	Clemence e Veesaert (1977, <i>apud ...</i>)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	Areia
24	Frydman e Shaham (1989, <i>apud ...</i>)	Semi-Empírico	Areia
25	Rameshbabu (1998, <i>apud ...</i>)	Empirico-Estatístico	Areia

Tabela 5.8: Parâmetros geométricos e geotécnicos empregados na previsão da capacidade de carga

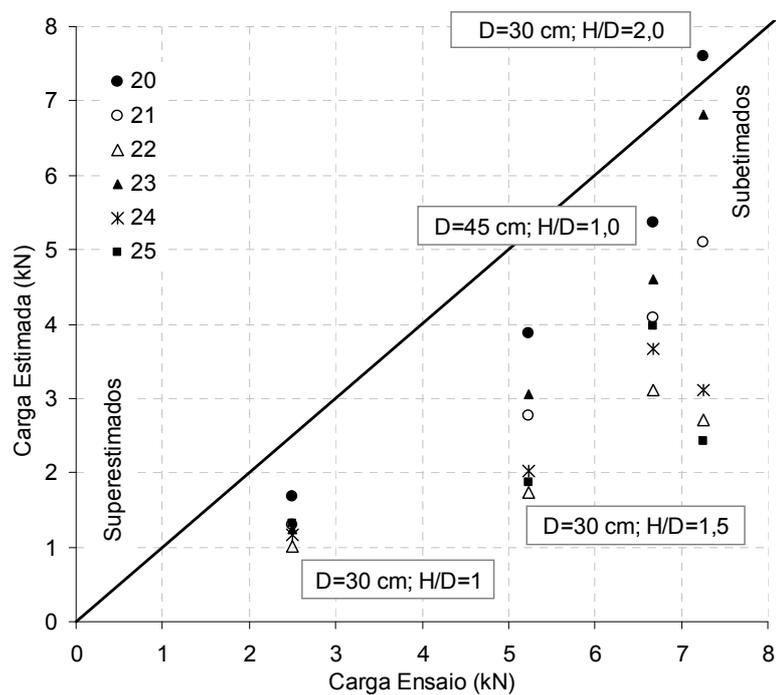
Cim	H	D	D_f	α (°)	H/D	c' (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m³)
0%	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4
0%	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4
0%	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4
0%	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4
7%	0,30	0,30	1,50*	---	1,0	268	36	17,4
3%	0,45	0,45	2,25*	63,4**	1,0	109	28	17,4
3%	0,15	0,30	1,00	66,8**	0,5	109	28	17,4
3%	0,30	0,30	1,50*	63,4**	1,0	109	28	17,4
3%	0,45	0,30	1,50*	53,1**	1,5	109	28	17,4
3%	0,60	0,30	1,50*	45,0**	2,0	109	28	17,4

Observações: * para os reaterros cimentados foi considerada toda a largura do mesmo; **para os reaterros cimentados foi considerado o ângulo formado entre a base da fundação e a borda do reaterro, sendo que para o modelo de Grenoble (9) o ângulo foi limitado a 53,1°; os parâmetros das areias cimentadas ou não (c' e ϕ') foram obtidos de ensaios triaxiais convencionais consolidados drenados (CD)

O desenvolvimento dos cálculos e determinação das constantes obtidas por meio de equações secundárias, por meio de ábacos ou por tabelas, encontra-se no Apêndice A, da mesma forma, como a tabela contendo os valores da capacidade de carga determinados. As comparações entre as estimativas e os valores reais de campo, obtidos nas provas de cargas, encontram-se nas Figuras 5.59 a 5.62.



(a)



(b)

Figura 5.59: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos friccionais clássicos

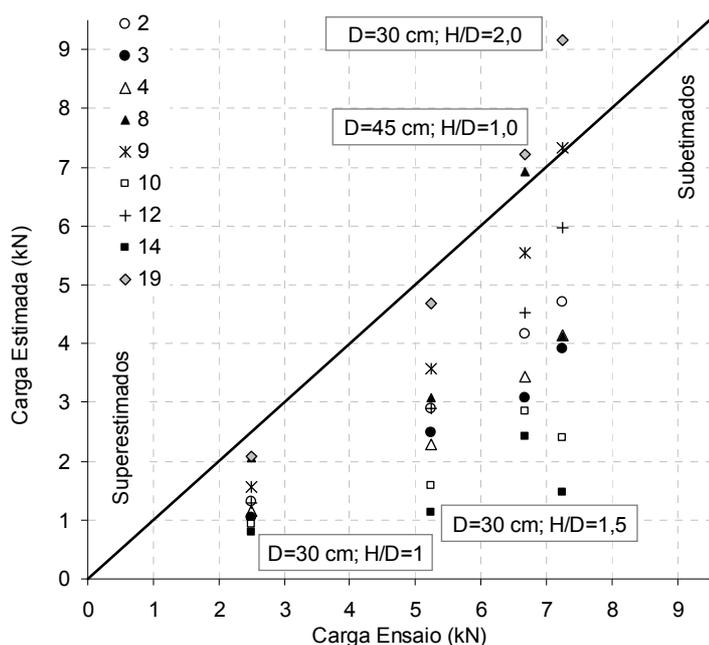


Figura 5.60: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia e estimados pelos modelos coesivo-friccionais

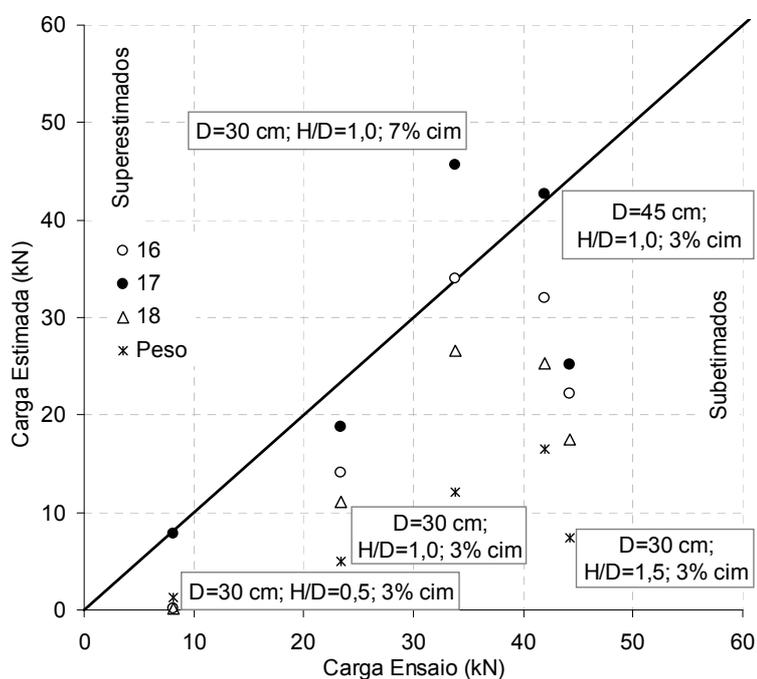
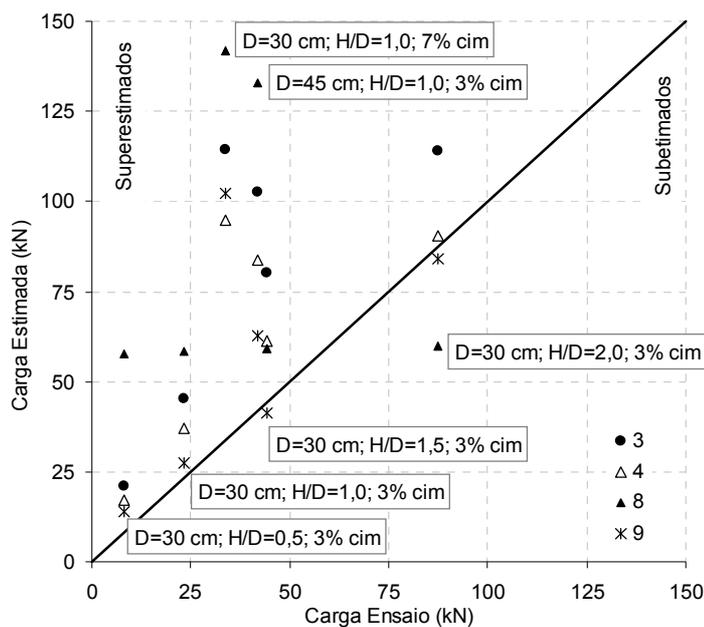
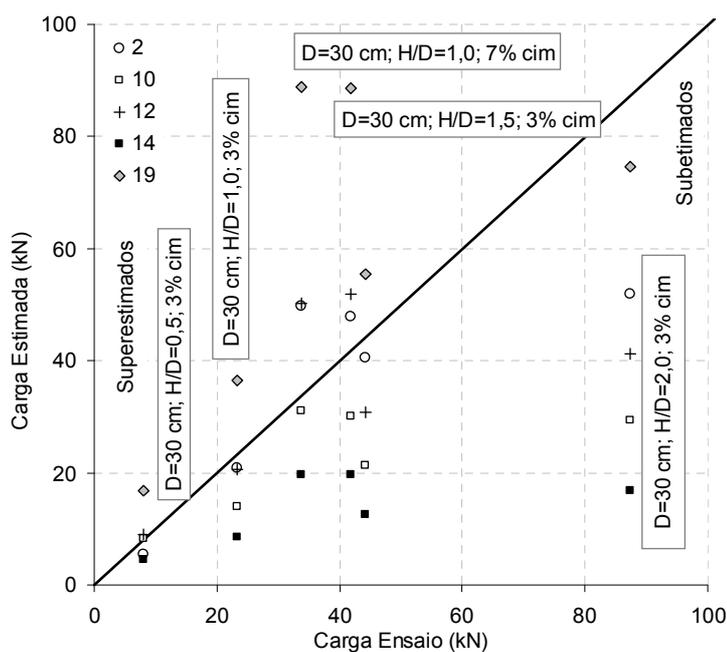


Figura 5.61: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos desenvolvidos para argilas não saturadas e o peso do solo mais a fundação



(a)



(b)

Figura 5.62: Comparação entre as cargas de arrancamento medida nas provas de carga com reaterro de areia cimentada e estimados pelos modelos coesivo-friccionais

Nas Figuras 5.59 (a) e 5.61 estão representados o peso teórico do solo confinado entre a superfície de ruptura e a fundação, mais o peso da fundação composta pela placa de aço, cabo de aço, encamisamento e demais componentes. Percebe-se que a consideração somente do peso é a metodologia mais conservadora dentre as diversas metodologias existentes. Para a

areia, conforme já discutido e apresentado na Tabela 5.4, o peso corresponde a 39,23% da resistência para um embutimento de 1,0, chegando a 65,14% para o embutimento de 2,0. Para a areia cimentada com 3% de cimento, a parcela do peso na resistência à tração varia entre 11,2% e 39,5%, reduzindo com o aumento do embutimento. Para 7% de cimento, o peso corresponde a 35,8% da resistência à tração, se considerado o peso de todo o reaterro. Assim, constata-se que apesar do peso ter sido utilizado como condicionante de projeto de fundações submetidas à tração entre os anos 1950 e 1960, o emprego desta metodologia não deve ser aplicada, pois não leva em consideração a resistência ao cisalhamento dos solos, produzindo estimativas da capacidade de carga à tração excessivamente conservadoras.

A Figura 5.59 apresenta as estimativas de capacidade de carga dos reaterros executados em areia, determinadas a partir de modelos desenvolvidos exclusivamente para reaterros com este material, ou seja, os autores não consideraram a parcela coesiva. Estas metodologias também foram aplicadas para os reaterros com areia cimentada, porém, como não levam em consideração a parcela coesiva do material de reaterro, estes foram descartados por apresentarem estimativas não realísticas. Das doze metodologias empregadas na Figura 5.59, seis (modelos 6, 11, 21, 22, 24 e 25 – Motorcolumbus, 1964 *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Murray e Geddes, 1987; Ovesen, 1981 *apud* Birch e Dickin, 1981; Vermeer e Sutjiadi, 1985 *apud* Birch e Dickin, 1998; Frydman e Shaham, 1989 *apud* Krishna, 2000; e Rameshbabu, 1998 *apud* Krishna, 2000) se mostraram extremamente conservadoras para todas as provas de carga estudadas. Somente o modelo de Majer (1955, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) apresentou estimativas superestimadas para todas as provas de carga. O modelo de Mueller (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975) apresentou as melhores estimativas, com diferenças entre -8,5% (conservador) e +16,0% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo. Os demais modelos (Baker e Konder, 1965 *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Ghaly e Hanna, 1994; Das e Seeley, 1977 *apud* Birch e Dickin, 1998; Clemence e Veesaert; 1977, *apud* Krishna, 2000) mostraram-se satisfatórias, com as estimativas que variam desde resultados exatos até a metade do valor obtido em campo.

Ainda para a areia, a Figura 5.60 apresenta uma comparação entre valores das provas de carga e as estimativas obtidas por modelos que levam em consideração as parcelas coesivas e friccionais do solo. Das nove metodologias empregadas, Meyerhof e Adams (1968, *apud* Birch e Dickin, 1998) e Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Kovacs *et al.*, 1975 e Pacheco *et al.*, 2008), apresentaram as melhores estimativas, respectivamente. As demais metodologias mostraram ser demasiadamente conservadoras (em ordem, do menos para o mais

conservador: Turner, 1962 *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Meyerhof, 1973 *apud*, 1987; Balla, 1961 *apud* Kovacs *et al.* 1975 e Birch e Dickin, 1998; Marimpol'skii, 1965 *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Matsuo e Tagaya, 1968, *apud* Kovacs *et al.*, 1975; Rowe e Davis, 1982a; e Kanakapura *et al.*, 1994), com estimativas que variam de 20% do valor esperado até resultados exatos.

Em suma, para areias, as metodologias que apresentaram as melhores estimativas foram (figura 5.63(a)): (a) Mueller (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975), com diferenças entre -8,5% (conservador) e +16,0% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de -2,6%; (b) Meyerhof e Adams (1968, *apud* Birch e Dickin, 1998), com diferenças entre -26,5% (conservador) e +16,3% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de -1,9%; e (c) Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Kovacs *et al.*, 1975 e Pacheco *et al.*, 2008), com diferenças entre -1,1% (conservador) e +37,1% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de 21,3%.

Na Figura 5.61 está representada a comparação entre os resultados da carga máxima de arrancamento obtidas nas provas de carga reaterradas com areia cimentada e as estimativas pelas metodologias desenvolvidas para argilas não drenadas. Apesar destas metodologias – argilas não drenadas - não representarem a real situação de campo – reaterros com areia cimentada com dispositivos que facilitavam a drenagem, evitando a formação de poro-pressão e sucção a vácuo – optou-se por empregá-las apenas de forma ilustrativa. Das três metodologias empregadas, o modelo de Gunn (1980, *apud* Merifield *et al.* 2001) apresentou as melhores estimativas, com diferenças entre -35,0% (conservador) e +65,9% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de +15,8%, mas mesmo assim apresentou grande variação nas estimativas. Rowe e Davis (1982b), também apresentam um modelo para a estima da capacidade de carga para argilas não drenadas, porém este modelo não foi empregado, pois o modelo dos autores (Rowe e Davis, 1982a) desenvolvido para materiais coesivo-friccionais parece ser mais realístico e será discutido a seguir.

A comparação entre os valores das provas de carga para areias cimentadas e as metodologias desenvolvidas para solos coesivo-friccionais está representada na Figura 5.62. Com o intuito de melhor representar os resultados, a Figura 5.62 (a) contempla os modelos que se mostraram mais superestimados (contra segurança) e a Figura 5.62 (b) apresenta as estimativas mais conservadoras. Para o reaterro com emprego de 7% de cimento - levando em consideração que ocorreu o escorregamento junto à interface reaterro-solo natural, não havendo a ruptura no material de reaterro - quase todas (sete das nove) as estimativas foram

superestimadas, pois as mesmas consideram a ruptura do material de reaterro. Apesar da grande variabilidade de resultados apresentados pelos nove modelos, três apresentaram resultados satisfatórios para os reaterros tratados com 3% de cimento (figura 5.63(b)): (a) Balla (1961, *apud Kovacs et al.* 1975 e Birch e Dickin, 1998), com diferenças entre -14,1% (conservador) e +40,7% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de +15,9%; (b) Meyerhof (1973, *apud Velloso*, 1987), com diferenças entre -23,6% (conservador) e +52,8% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de +11,9%; e (c) Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud Kovacs et al.*, 1975 e Pacheco *et al.*, 2008), com diferenças entre -49,2% (conservador) e +3,9% (superestimado) em relação aos valores obtidos em campo, e média de -25,9%. Enquanto que os modelos de Balla (1961, *apud Kovacs et al.* 1975 e Birch e Dickin, 1998) e Meyerhof (1973, *apud Velloso*, 1987) mostraram-se mais conservadores, o modelo de Grenoble apresentou estimativas mais superestimadas.

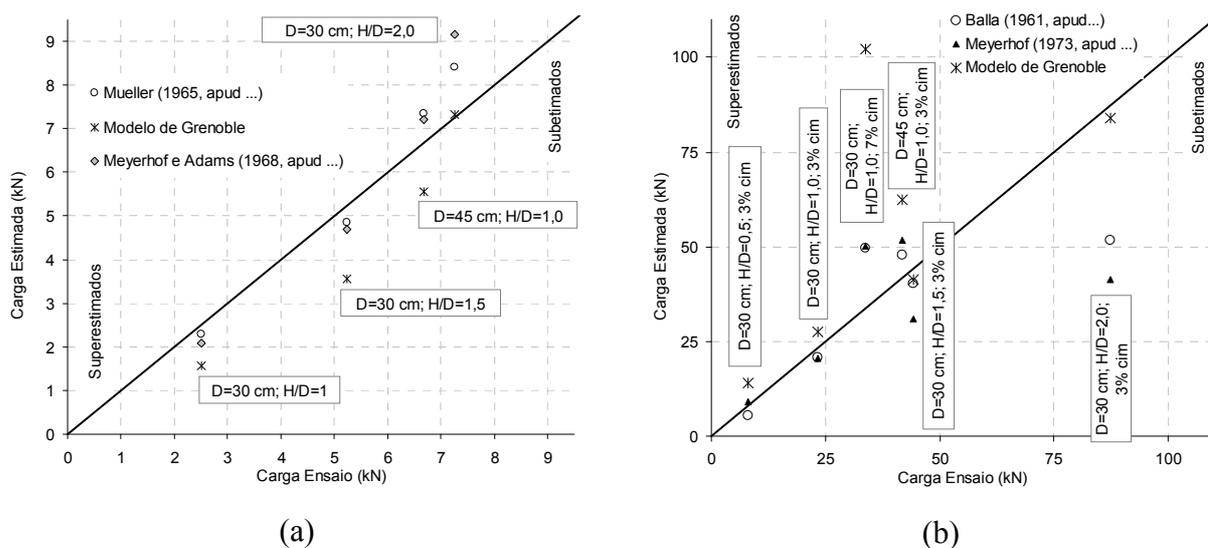


Figura 5.63: Moledos com as melhores estimativas para os resultados das provas de carga (a) realizadas em areia e (b) realizadas em areia cimentada

6 ANÁLISE NUMÉRICA

Neste capítulo será abordado o estudo numérico realizado através do método de elementos finitos (*Finite Element Method* – FEM). O emprego deste método para a previsão do comportamento de fundações submetidas à tração já foi apresentada na Seção 2.2.5 do Capítulo 2.

Num primeiro momento foi determinado o modelo para a simulação das provas de carga realizadas. Uma vez definido este modelo, foi feita uma análise paramétrica e a partir do tratamento estatístico dos dados obtidos (regressão múltipla e análise de variância), foi definida uma metodologia analítica de dimensionamento para fundações submetidas à tração, reaterradas com material cimentado.

6.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO

No mercado mundial existem inúmeros programas computacionais para modelagem numérica utilizando o método de elementos finitos. Atualmente, estes programas ou são generalistas (aplicáveis a diversos ramos da engenharia), ou são desenvolvidos especificamente para uma área de interesse. Muitos dos programas generalistas apresentam módulos específicos ou complementares para uma determinada área de conhecimento e podem ser adquiridos separadamente.

Conforme a *Ansys, Inc.* (2010), as etapas que compreendem a modelagem numérica, no programa ANSYS, independentemente da versão, são divididas em: (a) pré-processamento; (b) solução; e (c) pós-processamento (Figura 6.1). Estas etapas podem ser acessadas através da digitação de comandos na barra de texto, ou de *cliques* do *mouse* sobre os botões de atalho, ou *cliques* do *mouse* e digitação simultâneas de seqüência de teclas (botões de atalho) do teclado.

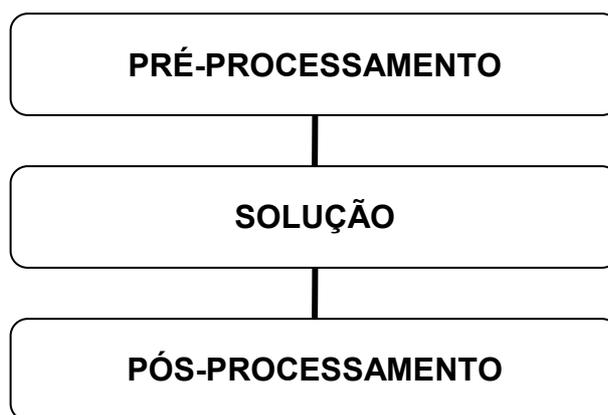


Figura 6.1: Etapas seqüenciais do programa ANSYS

No pré-processamento deve-se definir o modelo básico do problema a ser estudado. Deve-se, primeiramente, inferir um sistema de unidades, pois o programa é adimensional e, intuitivamente, todas as propriedades ou dimensões devem estar conforme este sistema de unidades. Em seguida, define-se o sistema cartesiano, o formato dimensional (uni, bi ou tri) e o tipo de elemento (formato – triangular ou quadrilátero, número de nós e pontos de integração). Depois se define a geometria e o desenho do problema. Definido a geometria, define-se o comportamento e as propriedades dos materiais para cada uma das partes que compõem o modelo. O último passo é a discretização ou a montagem (forma e divisão) da malha.

Na fase de solução, inicialmente, devem ser definidas as condições de contorno e aplicação das cargas, tensão ou deslocamento. Ainda, define-se o tipo de análise (estática, transiente, dinâmica, etc.); o número de incrementos ou o tamanho de cada incremento de cargas, tensão ou deslocamento; as opções e os critérios de convergência. Por fim, seleciona-se o início dos cálculos, cujo tempo de processamento pode ser extremamente rápido, fração de segundos, ou demorado, até dezenas de horas, dependendo da capacidade de processamento do computador, do modelo definido no pré-processamento e dos critérios de convergência e incrementos adotados. Concluído o processamento, a solução pode ser convergente ou divergente. Se a solução for divergente, pode-se aproveitar a solução até o início da divergência ou rever o modelo e carregar a solução novamente. A divergência é oriunda da instabilidade numérica provocada, por exemplo, pela ruptura ou colapso da estrutura a ser estudada.

Depois de processada a solução, esta pode ser visualizada ou tratada de diversas formas: (a) diagramas; (b) gráfico de vetores; (c) gráficos de variáveis dependentes pelas independentes; (d) tabelas; (e) figuras *renderizadas* ou fotografias; (f) vídeos; entre outros. É possível a *exportação* e a geração de arquivos em formatos de figuras, planilhas eletrônicas ou documentos, modificáveis ou não.

6.2 DEFINIÇÕES INICIAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica, devido a sua importância, consumiu a maior parte do tempo disponível para a elaboração deste trabalho, que corresponde o modelo de retroanálise e a análise paramétrica. Tomou-se o cuidado de definir um modelo simples, constituído com base nas propriedades dos materiais definidas em laboratório, de modo que representasse, com realismo, as condições das provas de carga.

6.2.1 Geometria

Como o objetivo desta análise numérica é representar as provas de carga em verdadeira grandeza, realizadas em campo, o modelo numérico adotado nas simulações possui as mesmas dimensões que as empregadas em campo. Considerando que se tem um modelo 1:1 (modelo:protótipo), não há necessidade de ajuste escalar ou comportamental nas simulações numéricas.

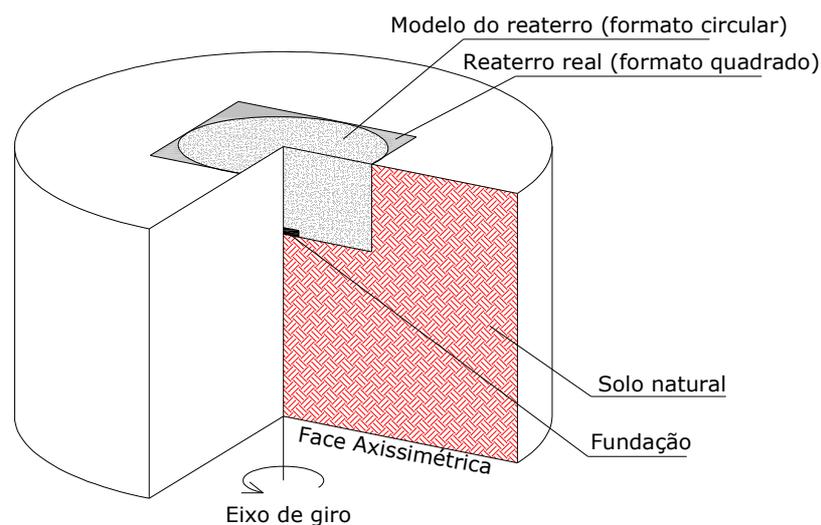


Figura 6.2: Representação do modelo axissimétrico adotado

Embora as provas de carga realizadas tenham uma geometria tridimensional, estas, levando em consideração a geometria das fundações, as superfícies de ruptura da areia e o padrão de fissuração do reaterro cimentado (as fissuras partiam do centro até a borda pela menor dimensão, ou seja, perpendicular ao lado, de modo que se fosse um reaterro circular, as fissuras corresponderiam ao raio) podem ser representadas por uma geometria axissimétrica (Figura 6.2).

O tamanho do modelo (desenho) deve ser suficiente para evitar que nos extremos ou nas bordas ocorra a influência das cargas e dos deslocamentos aplicados, ou em ultimo caso, evitar que a zona de plastificação atinja as bordas. Para os casos axissimétricos (Figura 6.3), onde o eixo de rotação passa pelo lado esquerdo, não pode haver influência junto às margens direita e inferior. Neste trabalho adotou-se uma distância lateral ou raio (no eixo “x”) de $20.D$ e uma profundidade de $9.D$ abaixo da placa, como pode ser visto na Figura 6.3. Bhattacharya *et al.* (2008) adotaram uma distância lateral e profundidade de $5.L$, em relação ao centro da fundação, para suas simulações em areia. Já Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008), em suas simulações numéricas, adotaram um raio e profundidade de $10.D$, para reaterros com areia cimento. A geometria escolhida foi considerada adequada, pois na análise dos campos de deslocamento verificou-se não haver influência das bordas e extremidades.

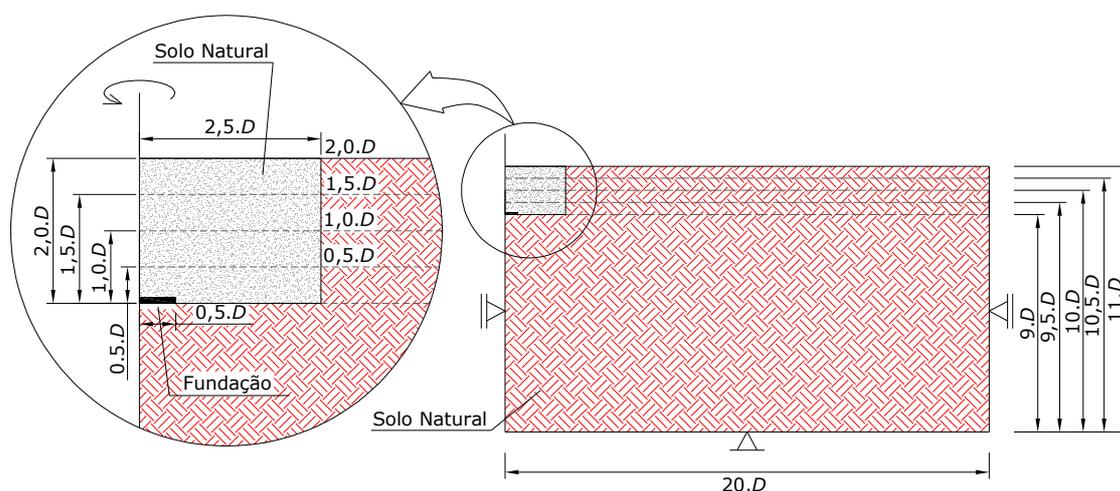
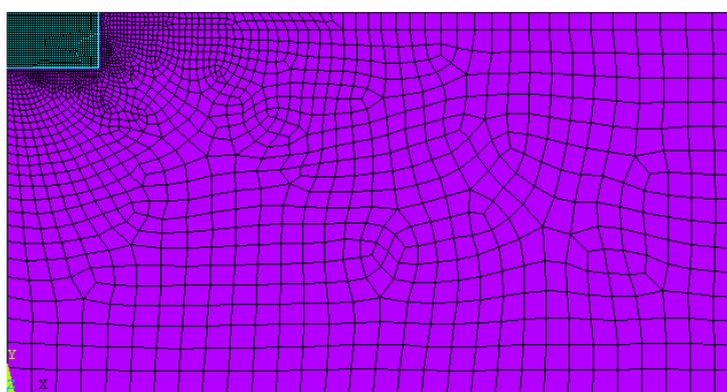


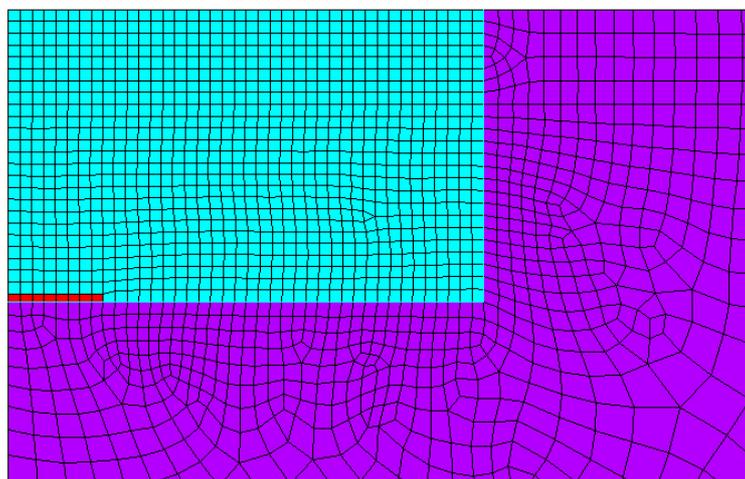
Figura 6.3: Representação (meia-seção) da geometria adotada para a análise numérica

6.2.2 Condições de Contorno

Um modelo numérico é a representação de uma parte de uma massa infinita, logo, as bordas ou as margens devem apresentar continuidade. Esta continuidade é representada por meio das condições de contorno. Num modelo axissimétrico, no eixo de rotação, somente, devem ser permitidos movimentos longitudinais (eixo “y”) e não transversais (eixo “x”). Assim, no presente modelo, na margem esquerda (da origem até a base da fundação) e na margem direita foram permitidos deslocamentos verticais ($\Delta x \neq 0$ e $\Delta y = 0$), sendo que no fundo (margem inferior) nenhuma deformação foi permitida ($\Delta x \neq 0$ e $\Delta y \neq 0$) (Figura 6.3).



(a)



(b)

Figura 6.4: Exemplo de malha de elementos finitos para a prova de carga reaterrada com areia cimentada com 3% de cimento, com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de (H/D) 1,5 – (a) representação de toda a malha com 2.713 elementos; e (b) ampliação da malha junto ao reaterro

6.2.3 Definição da Malha

A malha definida é composta por quadriláteros contendo oito nós, com nove pontos de integração cada. De modo a otimizar o tempo de processamento e reduzir a possibilidade de erros, a malha de elementos finitos é mais concentrada na área do reaterro, ou seja, no campo superior esquerdo, sendo mais aberta no canto diagonal (inferior direito). Este mesmo procedimento também foi adotado por Mantáras (1995), Thomé (1999), Consoli *et al.* (2007) e Ratley *et al.* (2008). A Figura 6.4 apresenta um exemplo de malha.

6.2.4 Interação entre os Materiais

Nestas análises numéricas tem-se a interação entre três materiais: (a) solo natural; (b) areia ou areia cimentada; e (c) fundação (placa e encamisamento em aço). A fundação foi considerada lisa, ou seja, sem atrito com o solo e a areia (cimentada ou não). A interação solo natural-reaterro deve ser tratada com muito cuidado. As simulações numéricas consistem na reprodução dos ensaios de arrancamento (provas de carga à tração). Nos ensaios realizados, foram adotados procedimentos que impediram a aderência do fundo da cava com a base do reaterro e da fundação, mediante o espalhamento de areia grossa. Nas simulações numéricas, adotou-se um elemento de contato, denominado de contato inicial, capaz de simular este efeito. Este elemento corresponde a separação do solo natural e do reaterro, por meio do deslocamento da fundação e, conseqüentemente, do reaterro, sem a produção de qualquer tipo de carga ou deformação na interface com o solo natural e no próprio solo natural. Na interface lateral do solo natural com o reaterro com areia e areia cimentada foi considerado um elemento de aderência. Verificou-se, neste caso, que o elemento de aderência é o que melhor representa as condições reais de campo, pois, apesar de se tomar cuidado em manter as paredes da cava o mais vertical possível, estas possuíam imperfeições e grande rugosidade. Aliado à compactação do reaterro, verificava-se a aderência do reaterro ao solo natural, efeito simulado numericamente. A Figura 6.5 apresenta a representação dos elementos de contato inicial e aderência.

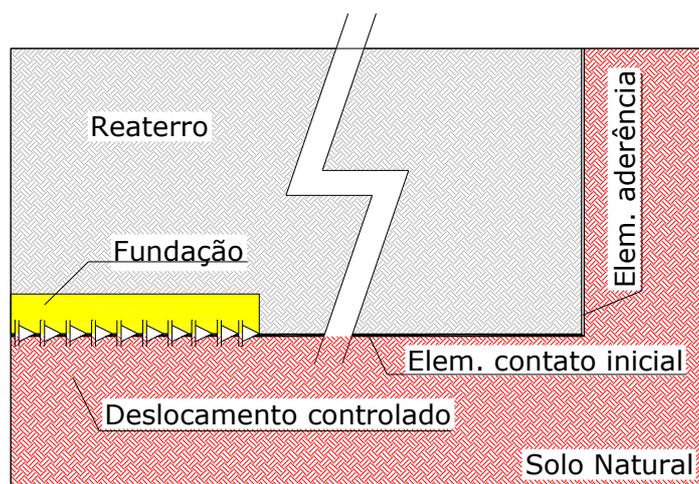


Figura 6.5: Representação dos elementos de contato inicial e de aderência e da aplicação dos deslocamentos controlado na base da fundação

6.2.5 Propriedade dos Materiais

Quanto aos materiais envolvidos, definiu-se um comportamento elástico linear para a fundação e o solo natural escavado. Para o reaterro, foi adotado o modelo elasto-perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Ducker-Prager e fluxo não associado. Os modelos constitutivos dos materiais foram apresentados na seção 2.1.

O modelo elástico linear depende das propriedades do módulo de elasticidade (E), do coeficiente de Poisson (ν) e da massa específica do solo (ρ). O modelo elasto-plástico depende, além dos parâmetros elásticos, da coesão (c'), do ângulo de atrito (ϕ'), do ângulo de dilatância (ψ) e da massa específica do solo (ρ). Estes parâmetros, para reaterro (areia e areia cimentada), foram obtidos de trabalhos desenvolvidos no PPGEC/UFRGS, com os mesmos materiais e dosagens utilizadas para este trabalho.

Para a placa de aço, utilizaram-se as características técnicas do tipo de aço utilizado em sua confecção: (a) $E = 210$ GPa; (b) $\nu = 0,30$ e (c) $\rho = 7.830$ kg/m³.

Para o solo natural do campo experimental do CETEC/FAER/UPF, os parâmetros geotécnicos foram obtidos da seção 3.3.2. Apesar de ter-se definido um modelo elástico linear, também adotou-se um modelo elasto-perfeitamente plástico nas primeiras análises numéricas para verificar sua influência no resultado das provas de carga, como será visto nas seções seguintes.

Os parâmetros geotécnicos da areia cimentada foram obtidos dos ensaios triaxiais convencionais do trabalho realizado por Cruz (2008). As figura 6.6 e 6.7 apresentam as envoltórias de ruptura e os módulos de elasticidade secante pela deformação axial, respectivamente, obtidas para três níveis de vazios/cimento (η/Ci_v): 10, 17 e 30. As figuras 6.8, 6.9 e 6.10 apresentam as correlações obtidas entre a coesão (c'), o ângulo de atrito (ϕ') e o módulo de elasticidade secante (E), pelo fator vazios/cimento (η/Ci_v), respectivamente. O fator vazios/cimento, conforme demonstrado por Cruz (2008), foi validado para a dosagem de solo-cimento, sendo que as propriedades da areia cimentada estudada podem ser obtidas das três figuras anteriormente citadas, independentemente, do teor de cimento e da compactidade utilizada. A figura 6.11 apresenta a relação da tensão (p'/q) pela dilatância ($\varepsilon_v = \Delta V/V$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_a - (\varepsilon_v/3)$) obtidas por Cruz (2008).

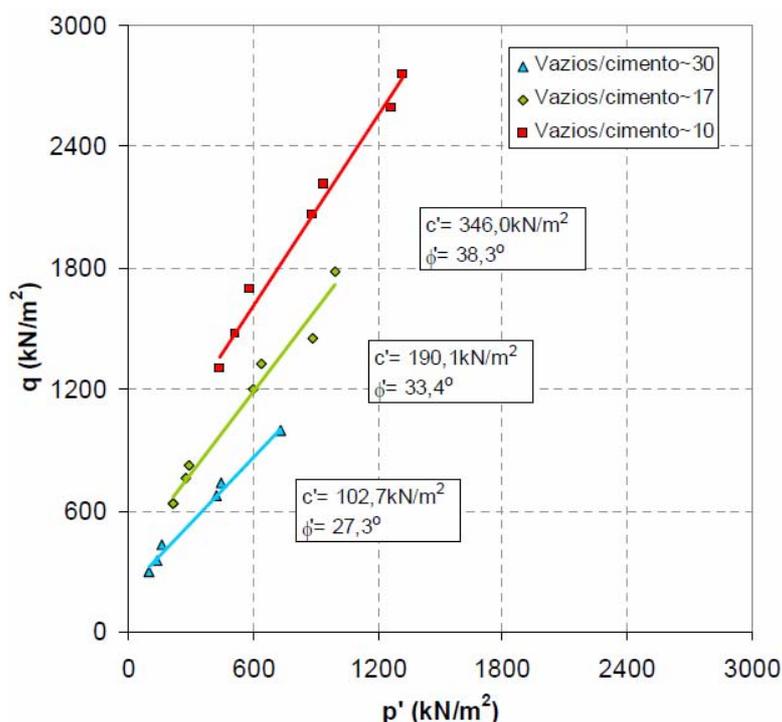


Figura 6.6: Envoltórias de ruptura dos ensaios triaxiais para diferentes fatores vazios/cimento da areia cimentada (Cruz, 2008)

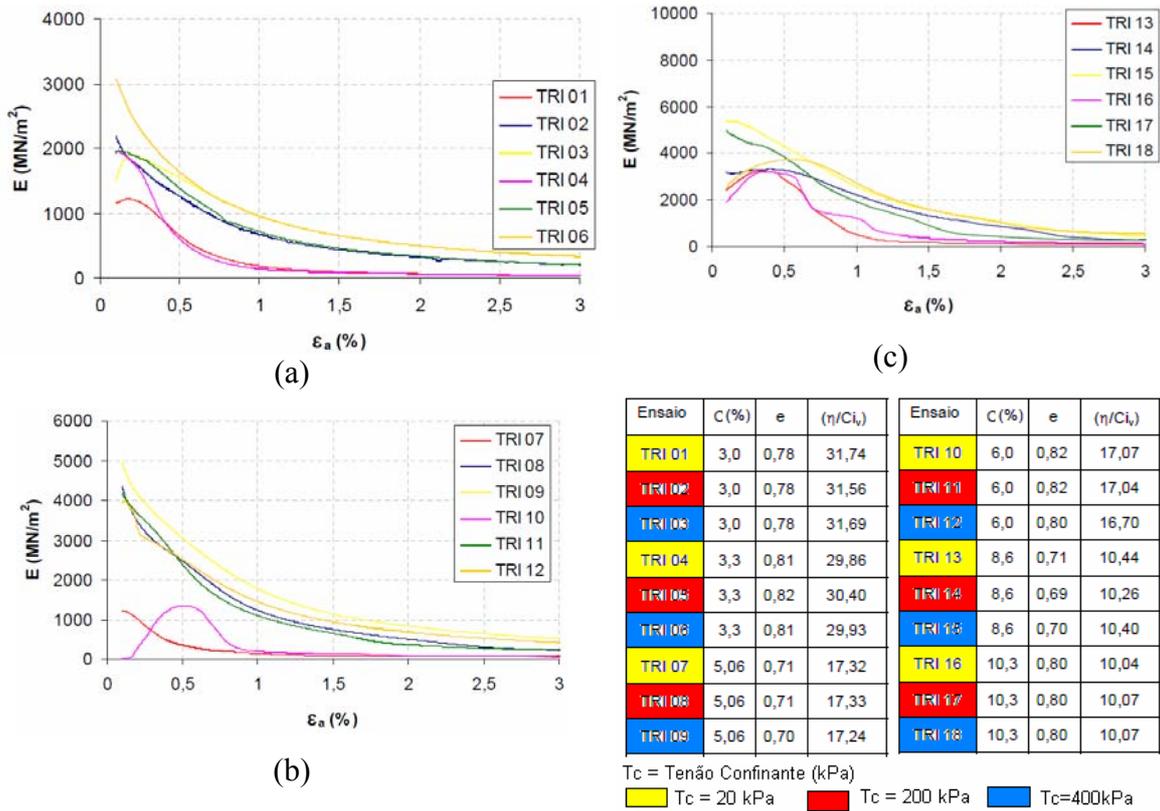


Figura 6.7: Variação do módulo de elasticidade secante para os ensaios triaxiais realizados por Cruz (2008)

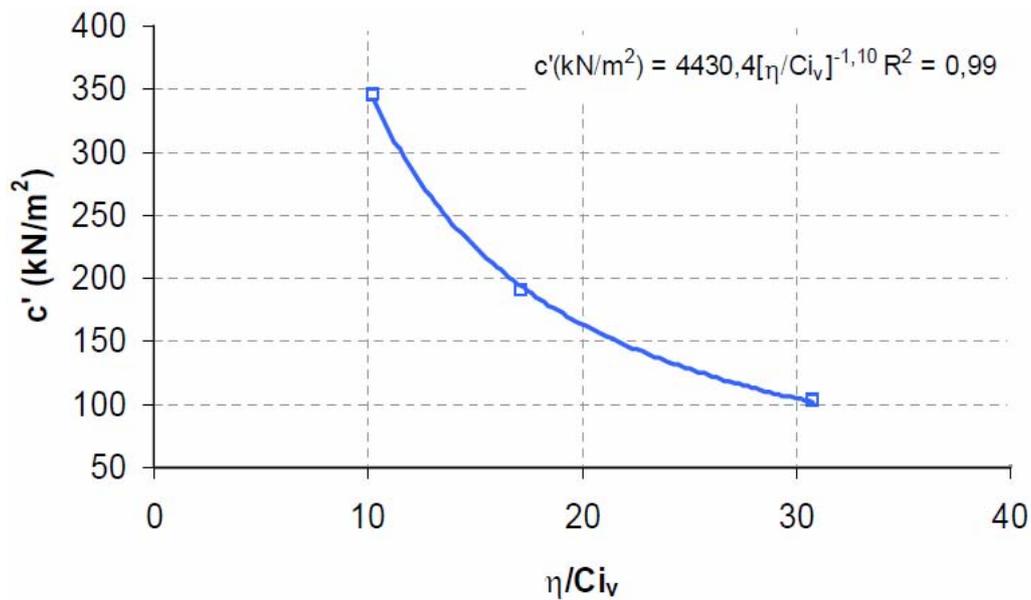


Figura 6.8: Coesão pelo fator vazios/cimento da areia cimentada (Cruz, 2008)

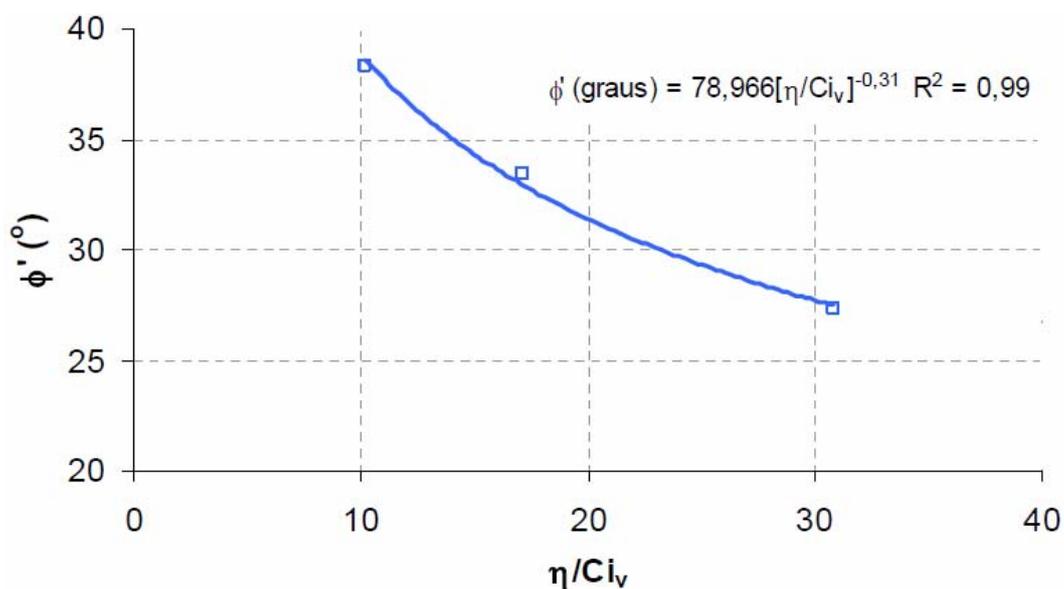


Figura 6.9: Ângulo de atrito pelo fator vazios/cimento da areia cimentada (Cruz, 2008)

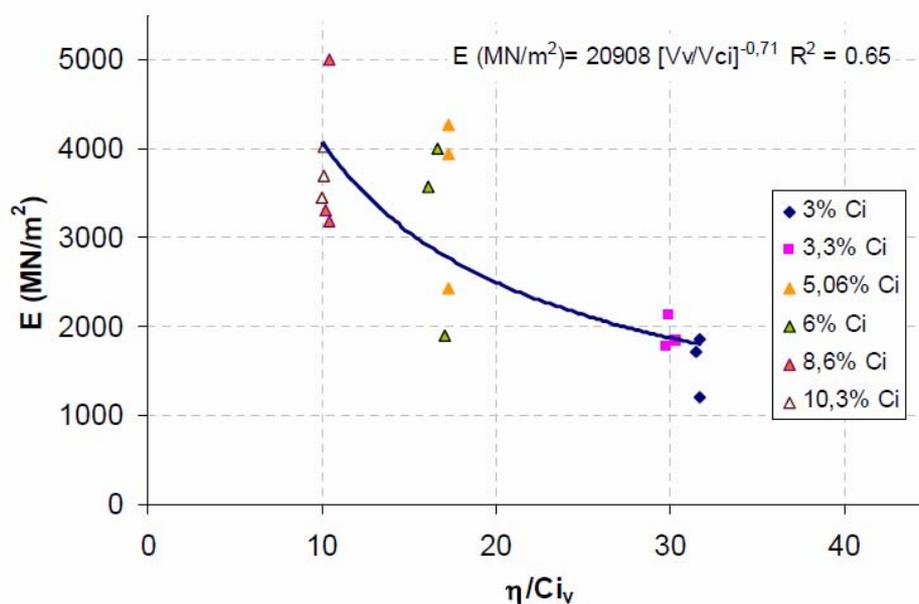


Figura 6.10: Módulo de elasticidade, a uma deformação de 0,3%, pelo fator vazios/cimento da areia cimentada (Cruz, 2008)

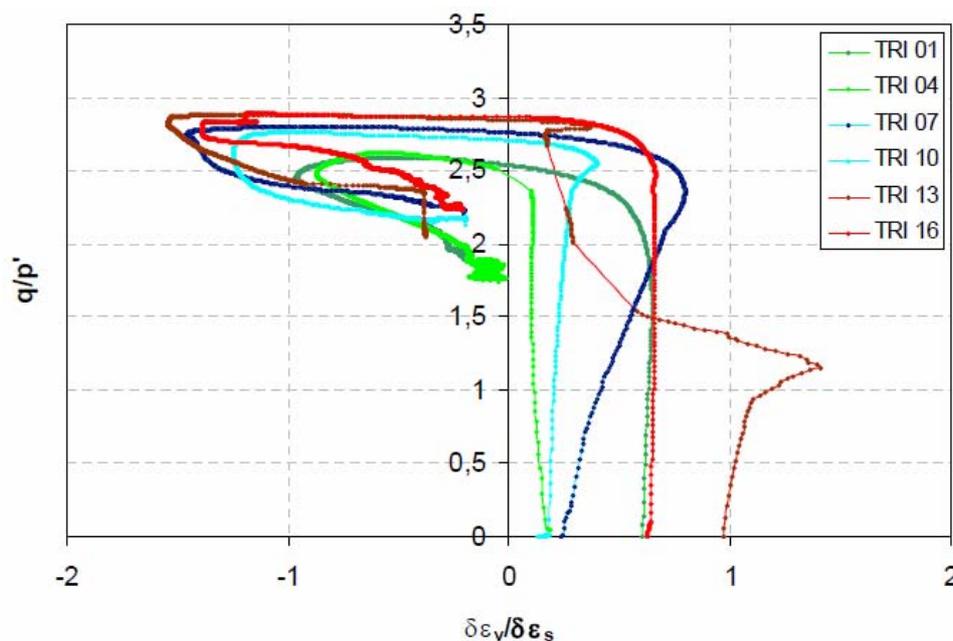


Figura 6.11: Relação de tensão pela dilatância para os ensaios triaxiais realizados por Cruz (2008) para uma tensão confinante (σ_3) de 20 kPa

Para a areia (não cimentadas), foram adotadas as propriedades geotécnicas obtidas por Festugato (2008) e Santos (2008), apresentadas nas Figuras 3.4 e 3.5, respectivamente. Conforme Festugato (2008), as amostras cisalhadas apresentam, inicialmente, um comportamento compressivo, seguido de expansão volumétrica para as três tensões confinantes adotadas. Conforme o mesmo autor, as amostras não apresentaram pico de resistência. O módulo de elasticidade (E) não foi apresentado por Festugato (2008), mas pode ser obtido através da correlação com o módulo cisalhante (G) pelas relações da teoria da elasticidade (equação 6.1).

$$E = 2.(1 + \nu).G \quad (6.1)$$

6.2.6 Forma de Análise e Resposta

As análises numéricas foram conduzidas por meio do uso de deformações controladas. Thomé (1999) cita que o emprego de tensões controladas em suas análises causava problemas de convergência e demandava maior tempo de processamento. Foram aplicados deslocamentos iguais ao longo de toda a base das fundações, no sentido ascendente (baixo para cima) (figura 6.5). Por meio deste procedimento, pode-se inferir que as placas são rígidas por serem constituídas de aço e pelo fato do laço do cabo de

ação estar fixo por meio de uma barra de aço, o que reforça a rigidez da placa (figuras 4.1 e 4.2). Os deslocamentos foram conduzidos até o dobro dos deslocamentos verificados na carga máxima das provas de carga, de modo a garantir a ruptura plena. Estes eram aplicados na forma de incrementos de igual tamanho. Como na metodologia por elementos finitos, a deformação em um nó tem como resposta uma carga, ou vice-versa, a soma da carga individual reativa em cada nó da base da fundação corresponde à carga reativa total $\left(P = \sum_n^{i=0} P_i \right)$ para a deformação imposta.

Em fundações tracionadas, um componente importante a ser considerado é o peso do solo. Na modelagem numérica, o peso do material é definido por meio da massa específica e da aplicação da aceleração da gravidade (g), com valor de $9,806 \text{ m/s}^2$ (Halliday *et al.*, 1997), aplicada na direção do eixo “y”, com sentido negativo (cima para baixo).

Todas as análises foram realizadas na condição isotrópica ($k=1$). Conforme Burd e Frydman (1997, *apud* Thomé, 1999), a consideração de diferentes condições anisotrópicas ($k \neq 1$), para fundações superficiais submetidas à compressão não mostrou diferenças nos resultados obtidos, para o modelo elásto-perfeitamente plástico. Rowe e Booker (1981), ao estudarem a influência da anisotropia em fundações submetidas ao arrancamento, verificaram que a anisotropia não causa diferenças significativas nos deslocamentos. Os autores, ao considerarem o terreno anisotrópico ou isotrópico, verificaram diferenças menores que 5% para terrenos não homogêneos e menores que 2% para terrenos homogêneos, em termos de deslocamentos, independente do embutimento.

6.3 MODELAGEM NUMÉRICA DAS PROVAS DE CARGA REALIZADAS

6.3.1 Retroanálise

Para as primeiras análises numéricas, tomou-se como base as definições elencadas na seção 6.2. Na seção 6.2 foram definidas as características básicas, sem se ater ao detalhamento.

6.3.1.1 Malha

Em termos da malha, sua distribuição já havia sido definida, porém, resta definir seu tamanho. Na figura 6.12 são apresentadas às previsões do comportamento de tensão pela deformação relativa (deslocamento/diâmetro da fundação) para as provas de carga, executadas com reaterro com areia cimentada com 3% de cimento e com embutimento (H/D) de 1,0. Nestas análises iniciais foram definidos dois tamanhos de malha: (a) fina (MF), com 2070 elementos (figura 6.13 (a)); e (b) grossa (MG) com 474 elementos (figura 6.13 (b)).

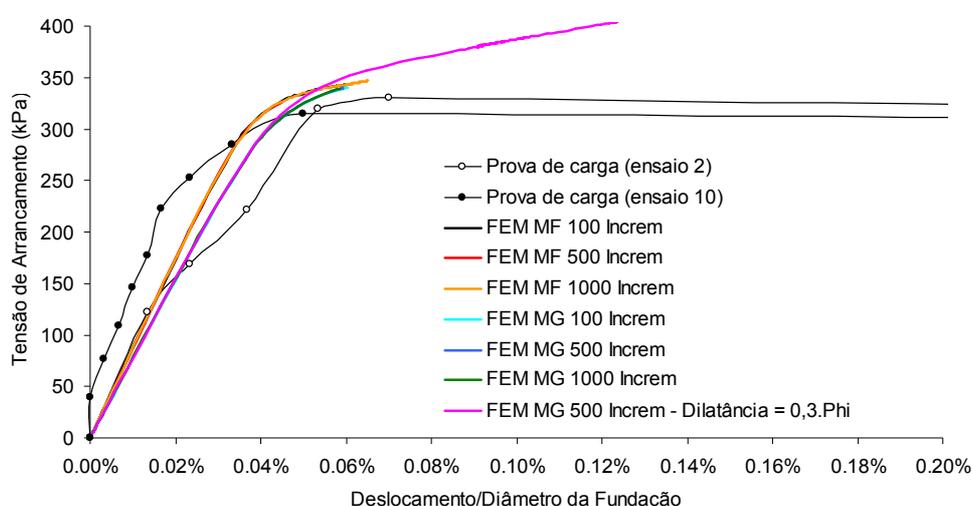
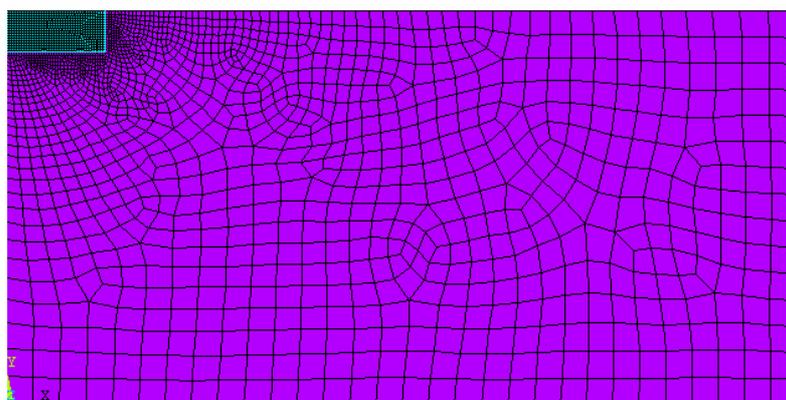


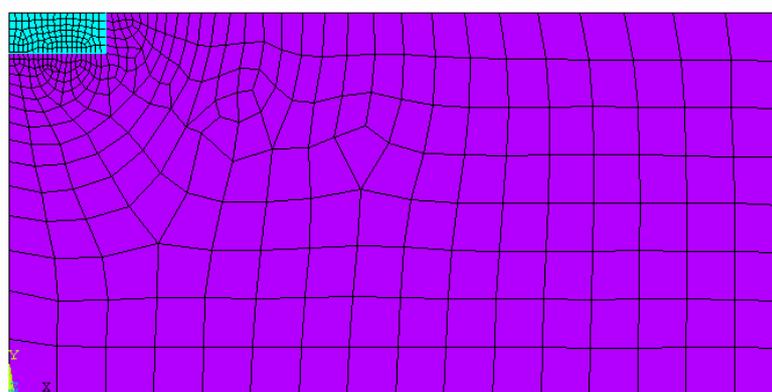
Figura 6.12: Análises numéricas iniciais para as provas de carga executadas com reaterro com areia cimentada com 3% de cimento, com embutimento (H/D) de 1,0, variando o tamanho da malha e o número de incrementos e com/sem dilatância

Pela figura 6.12 pode-se verificar que a tensão máxima é levemente superior para a malha fina em relação à malha grossa, e, a inclinação da reta elástica é levemente menor para a malha grossa em relação à malha fina. Tagaya *et al.* (1983) em seu trabalho, verificaram que quanto menor a malha de elementos finitos, maior a zona de ruptura e maior também a carga de ruptura, pois elementos menores exigem uma maior energia para se deformarem. Além disso, uma malha mais fina exigiu maior tempo de processamento, principalmente, próximo à carga máxima. Mantáras (1995), em suas análises numéricas, ao utilizar dois tamanhos de malhas - simples com 324 elementos e densa com 500 elementos - verificou resultados idênticos. Embora haja pouca diferença entre os resultados das estimativas e o tempo de processamento, adotou-se, neste

trabalho, malhas de elementos finitos mais finas (com pelo menos 2.000 elementos) para as análises numéricas.



(a)



(b)

Figura 6.13: Tamanhos de malha de elementos finitos empregados nas primeiras análises para as provas de carga com 3% de cimento e embutimento de 1,0 – (a) malha fina com 2070 elementos; e (b) malha grossa com 474 elementos

Quanto ao número de incrementos, Tagaya *et al.* (1983) verificaram que o número de incrementos praticamente não alterou o formato das curvas carga vs deformação, nem o valor da carga de ruptura. Neste trabalho, inicialmente, o deslocamento imposto na base da placa foi dividido em 100, 500 e 1.000 incrementos. As estimativas, tanto para a malha fina, como para a malha grossa, estão exemplificadas na figura 6.12. Pelas estimativas exemplificadas, pode-se perceber que, da mesma forma que Tagaya *et al.* (1983), as curvas de tensão pela deformação relativa para ambas as malhas (fina ou grossa) são idênticas, apesar de quanto maiores os incrementos, maior o tempo de processamento. Desta forma, definiu-se uma divisão de 500 incrementos para todas as análises.

6.3.1.2 Parâmetros Geotécnicos

Em relação aos parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos foram definidos os parâmetros elásticos da argila do campo experimental do CETEC/FEAR/UPF (solo natural). Na figura 3.16 verifica-se que o módulo de elasticidade secante tem grande variação ao longo do ensaio triaxial, variando entre 70,28 MPa até 5,09 MPa para deformações entre 0,1% até 2,13%, respectivamente. Na figura 6.14 são apresentadas as previsões do comportamento tensão vs deformação relativa (deslocamento/diâmetro da fundação) para as provas de carga executadas com reaterro com areia cimentada com 3% de cimento, com embutimento (H/D) de 1,0. Nestas análises, variou-se o módulo de elasticidade secante do solo natural entre valores de 5,0 MPa e 30 MPa. Pela análise dos resultados, verificou-se que há pouca influência nos resultados, variando o valor no módulo de elasticidade secante do solo natural. Em termos de tensão, verifica-se que o valor máximo independe do módulo de elasticidade adotado. Somente ocorre uma pequena mudança na inclinação da reta elástica, na mesma intensidade verificada, para a mudança do tamanho da malha, já citada anteriormente. Para areias (não cimentadas), as curvas tensão vs deformação relativa se sobrepõem, independente, do módulo de elasticidade secante adotado para o solo natural. Desta forma, verifica-se que não há influência do solo natural nos resultados das provas de carga com reaterro executado com areia. Para a areia cimentada, verificou-se que esta influência é desprezível. Assim, adotou-se um módulo de elasticidade secante para o solo natural no valor de 15 MPa. A tabela 6.1 resume os parâmetros geotécnicos definidos para o solo natural.

Ainda, em relação ao solo natural do campo experimental do CETEC/FEAR/UPF, além análise elástico linear, efetuaram-se algumas análises complementares considerando-o com comportamento elasto-perfeitamente plástico. Por meio das análises numéricas, considerando diversos níveis de cimentação para a areia de reaterro, verificou-se que não houve alteração nos resultados. Desta forma, pode-se, mais uma vez, afirmar que o solo natural não exerce qualquer influência sobre o resultado das provas de carga, independentemente, do modelo numérico adotado para a definição do seu comportamento.

Para a areia cimentada, a partir dos índices físicos das duas dosagens empregadas na execução dos reaterros (3% e 7%), pode-se determinar o fator vazios/cimento para cada uma das duas dosagens – 28,97 e 12,81, respectivamente. A partir destes valores, foram

determinados os parâmetros geotécnicos utilizando as equações apresentadas nas figuras 6.8 e 6.9. Apesar dos módulos de elasticidade secante (figura 6.7) apresentarem grande variação com a deformação axial, estes valores foram obtidos pela equação da figura 6.10 a partir dos fatores vazios/cimento, que correspondem a uma deformação axial (ε_a) de 0,3% (para a tensão confinante de 20 kPa). A tabela 6.1 apresenta os parâmetros geotécnicos (E , c' e ϕ') para as dosagens de areia cimento adotadas.

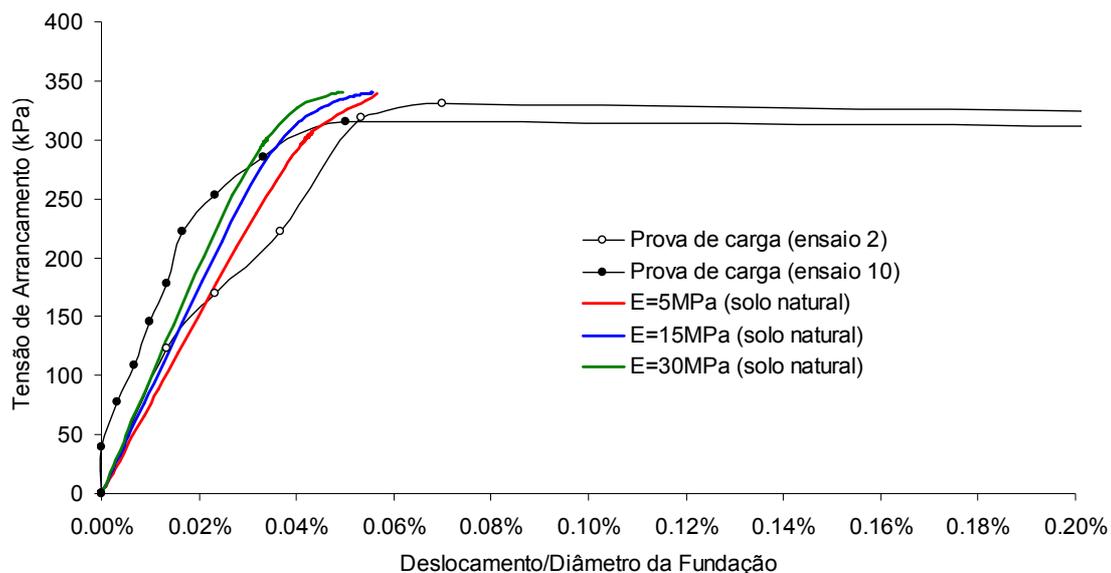


Figura 6.14: Análises numéricas iniciais para as provas de carga executadas com reaterro com areia cimentada com 3% de cimento, com embutimento (H/D) de 1,0, variando o módulo de elasticidade da solo natural do campo experimental do CETEC/FEAR/UPF

Para a areia (não cimentada), os parâmetros geotécnicos ϕ' e c' foram obtidos diretamente da figura 3.4 (c). Em termos de módulo de elasticidade, Thomé (1999) definiu como sendo o valor secante para uma deformação de 0,1%. Este mesmo critério foi adotado neste trabalho. Como Festugato (2008), em seus ensaios triaxiais, apresentou somente os valores do módulo cisalhante pela deformação distorcional (figura 3.4 (d)), o módulo de elasticidade foi determinado a partir deste. Desta forma, a partir da figura 3.4 (b), obteve-se a deformação distorcional, para uma deformação axial de 0,1%, em seguida determinou-se o módulo cisalhante, 30.800 kPa, a partir da figura 3.4 (d); e por fim, através de equação 6.1, determinou-se o módulo de elasticidade. Os parâmetros geotécnicos (E , c' e ϕ') da areia estão apresentados na tabela 6.1.

Nas análises preliminares variou-se o valor de ν , entre 0,2 e 0,4, tanto para o solo natural, como para o material de reaterro, não sendo verificada influência nas curvas tensão vs. deslocamento relativo, para a faixa de variação adotada. Desta forma, considerou-se um valor médio de 0,3 (ver tabela 6.1) para todos os materiais envolvidos. Estas considerações são compatíveis com os resultados de Rowe e Booker (1981) que verificaram que, para um solo homogêneo, não há variação no deslocamento para uma variação de ν entre os valores 0,0 e 0,5. Cudmani (1994) verificou o mesmo resultado para suas análises em fundações submetidas à compressão.

Outro aspecto importante a ser considerado é a dilatância. Para algumas análises numéricas iniciais com o reaterro cimentado, foram realizados dois tipos de análises: (a) dilatância zero; e (b) dilatância com valor de $0,3 \cdot \phi'$, utilizado por Thomé (1999) em suas análises paramétricas. A figura 6.12 apresenta os resultados. Pela figura, percebe-se que a dilatância considerando um valor maior que zero produz um comportamento distinto ao experimentalmente verificado nas provas de carga. Enquanto que as provas de carga apresentam redução pós-pico, a análise numérica apresenta um comportamento de endurecimento (*hardening*). As análises numéricas onde foi considerada a dilatância igual a zero resultam em previsões de comportamento carga vs deslocamento mais realísticas. Entretanto, existe um aspecto das simulações que merece esclarecimento. As análises numéricas simulam um meio contínuo, estando próximo à ruptura as provas de carga são acompanhadas de um processo de propagação de fissuras no material cimentado. Este processo não é simulado numericamente, pois pela teoria da modelagem numérica por elementos finitos (FEM), jamais ocorre a separação de nós ou elementos, logo, os programas computacionais não conseguem simular a ruptura brusca ou a abertura de fissuras, numericamente, ao menos que sejam inseridos elementos de junta ou de fragilidade. Desta forma, quando um material frágil é simulado, na ruptura, estes acusam divergência, erro ou entram em estado de repetição (*looping*). Conforme demonstrado posteriormente a propagação de fissuras ocorre em estágios muito próximos à ruptura (em torno de 90% da carga máxima). Nesta faixa de tensões o mecanismo de interação solo-fundação é essencialmente dominado pela mecânica dos contínuos e, neste caso, pode ser analisado pelo método de elementos finitos.

Do ponto de vista teórico, a dilatância já foi discutida na seção 2.3.2, porém é necessária detalhar alguns aspectos relativos aos ensaios triaxiais realizados por Cruz (2008).

Algumas curvas de dilatância (razão de tensões - q/p' vs. dilatância - $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$), para os ensaios triaxiais com areia cimentada realizados pelo autor, estão representadas na figura 6.11. Segundo o autor, as curvas individuais apresentam comportamento típico de material cimentício, com um trecho inicial elástico (trecho vertical - $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s \sim$ constante e q/p' crescente) até o ponto de plastificação. Uma vez atingido o ponto de plastificação, a curva muda de comportamento, passando a ter uma tendência horizontal ($q/p' \sim$ constante e $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ crescente) até atingir a dilatância máxima. Depois de atingida a dilatância máxima, o material tende ao estágio crítico, apresentando redução da razão entre tensões e da dilatância, até ser atingida dilatância nula ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s=0$). Ainda, segundo Cruz (2008), algumas amostras, com baixa cimentação e alta tensão confinante, apresentam inclinação da reta inicial, que pode ser a mudança do valor do coeficiente de Poisson durante os ensaios ou a ocorrência de plastificação antes da fase de cisalhamento. Prietto (2004) cita que, em materiais cimentados, a cimentação restringe a dilatância inicial. Segundo este autor, na zona de plastificação ocorre a desintegração da cimentação, passando a aumentar a dilatância devido à natureza friccional. Na dilatância máxima, a cimentação já foi totalmente quebrada, ou seja, a coesão é zero, passando o material a ter um comportamento totalmente friccional. Já Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que a taxa máxima de dilatação ocorre a deformações maiores, em relação à deformação na resistência de pico ou máxima.

Assim, levando em consideração os aspectos apontados nos parágrafos anteriores e no capítulo 4, verifica-se que a cimentação é responsável pelo aumento da resistência à tração nas provas de carga, de modo que, quando esta é quebrada, ocorre a ruptura brusca do reaterro, não havendo participação efetiva da parcela friccional do material nestes casos. Desta forma, a dilatância da areia cimentada foi considerada como sendo nula para efeitos de análise numérica por elementos finitos.

Já para a areia (não cimentada), cuja natureza da resistência é estritamente friccional, a dilatância não pode ser desconsiderada. As curvas de dilatância (razão de tensões - q/p' vs. dilatância - $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) para os ensaios triaxiais da areia (não cimentada) são apresentadas na figura 3.5. O ângulo de dilatância pode ser obtido diretamente por meio desta curva, através da equação 6.2, cujos valores variam entre $26,5^\circ$ e $5,7^\circ$, para uma tensão confinante de 100 kPa (menor tensão confinante adotada por Festugato, 2008).

Para as primeiras análises foi considerado um valor médio, como pode ser visto na tabela 6.1.

$$\tan(\psi) = \delta\varepsilon_v / \delta\varepsilon_s \quad (6.2)$$

Tabela 6.1: Parâmetros geotécnicos da areia e areia cimentada utilizados inicialmente na retroanálise por modelagem numérica

Propriedades	Areia - Teor de Cimento			Argila
	0%	3%	7%	
ρ (kg/m ³)	1.770	1.770	1.770	1.650
η / Ci_v	---	28,95	12,81	---
c' (kPa)	0,0	109,0	268,0	---
ϕ' (graus)	37°	28°	36°	---
ψ (graus)	16,0	0,0	0,0	---
E (MPa)	80	1.916	3.419	15
ν	0.30	0.30	0.30	0.30

6.3.1.3 Resultados

A tabela 6.1 mostra os parâmetros geotécnicos, com os quais se realizaram as análises numéricas preliminares. Entretanto o emprego direto destes parâmetros geotécnicos não resultou em resultados satisfatórios para as provas de carga com areia e areia não cimentada. Verificou-se que as cargas medidas foram todas superestimadas, da ordem de 50% a 100%. Desta forma, verificou-se a necessidade de redução de alguns dos parâmetros para refinar a análise numérica e torná-las mais realísticas.

As figuras 6.15 a 23 apresentam os melhores resultados numéricos para cada uma das provas de carga realizadas.

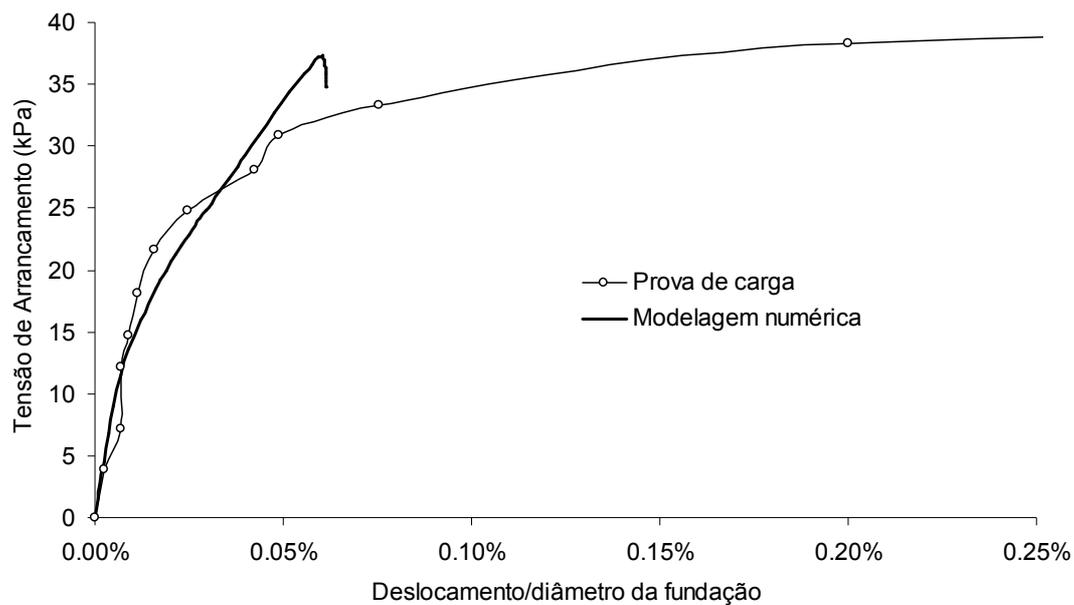


Figura 6.15: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 45 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia

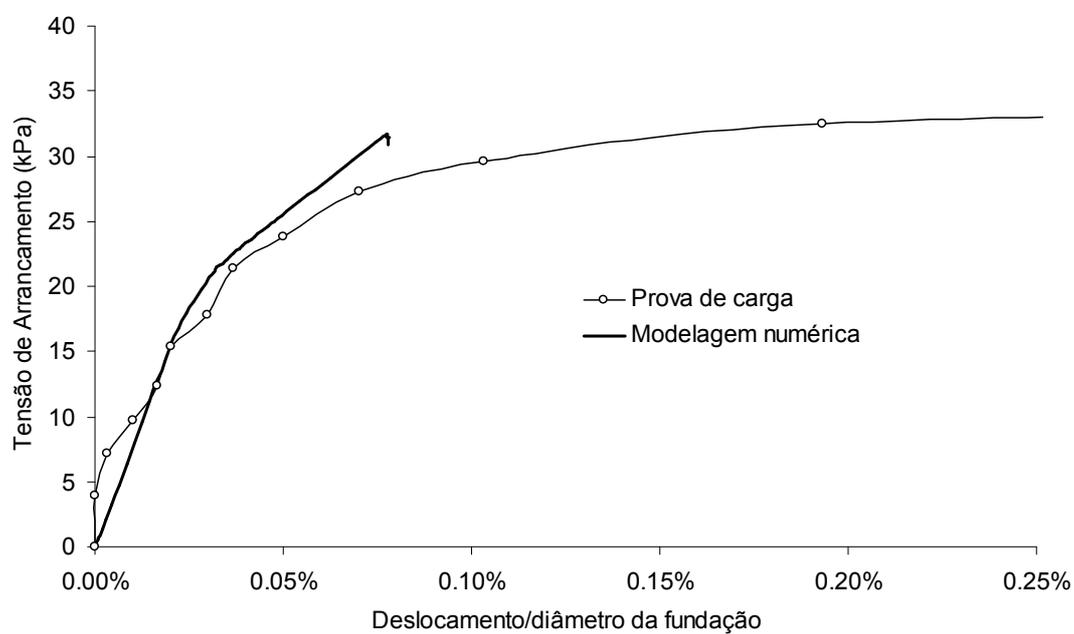


Figura 6.16: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia

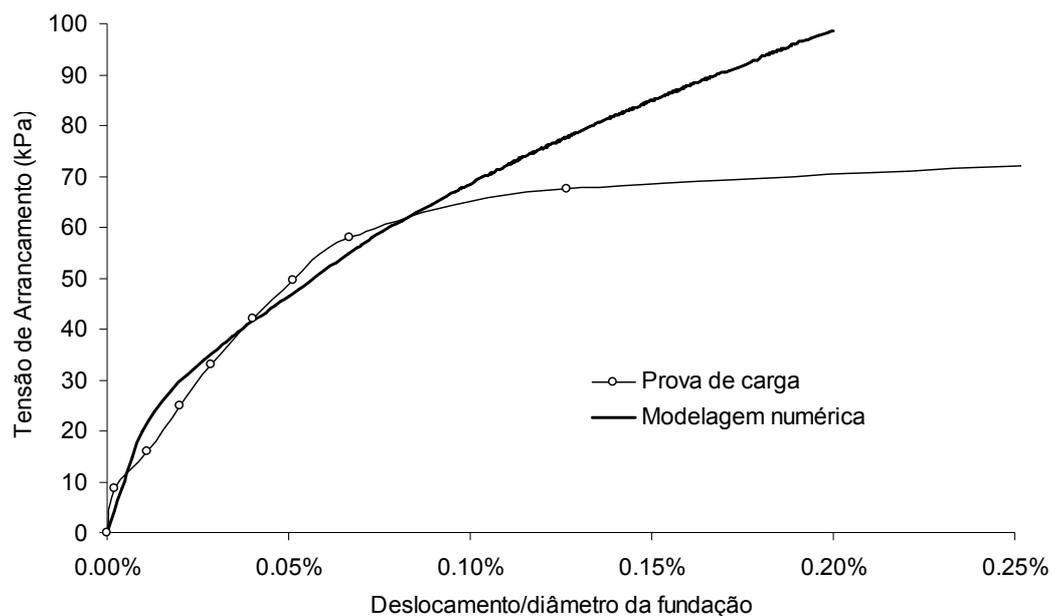


Figura 6.17: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,5 realizada com a areia

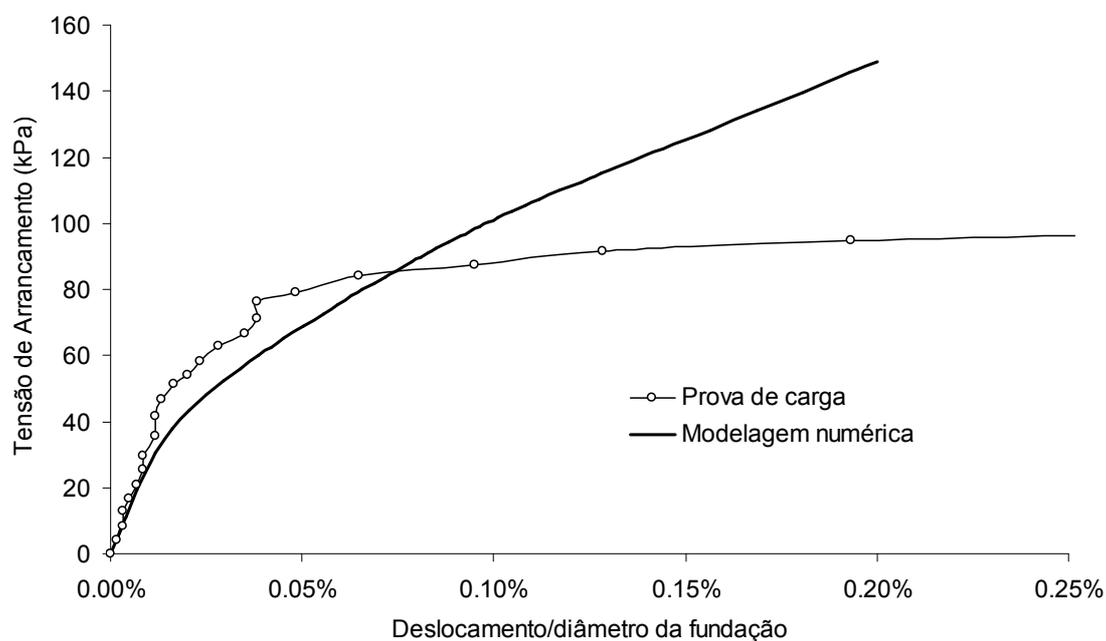


Figura 6.18: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 2,0 realizada com a areia

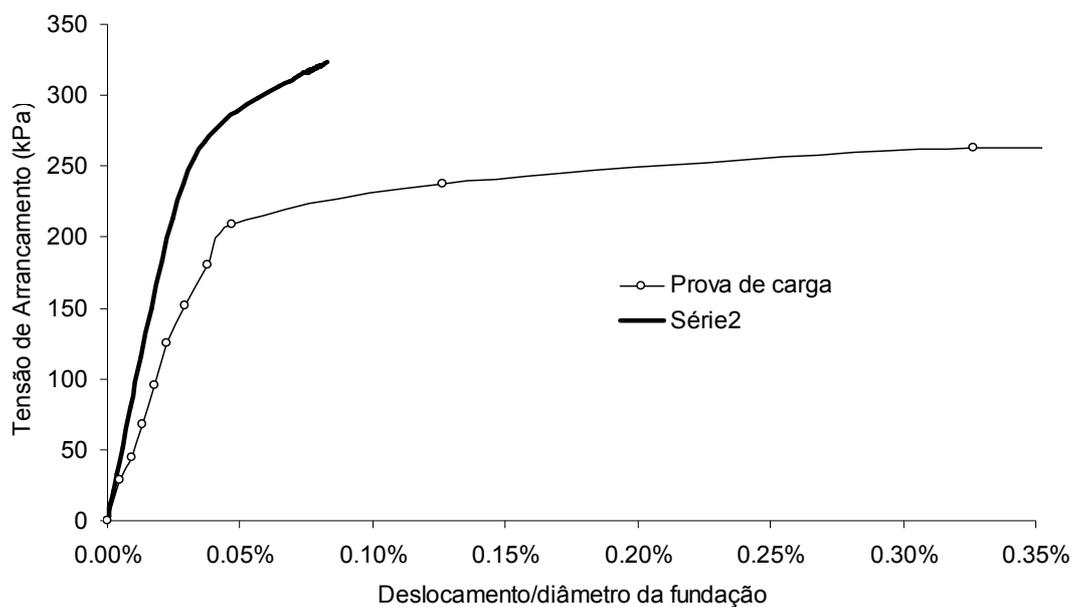


Figura 6.19: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 45 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento

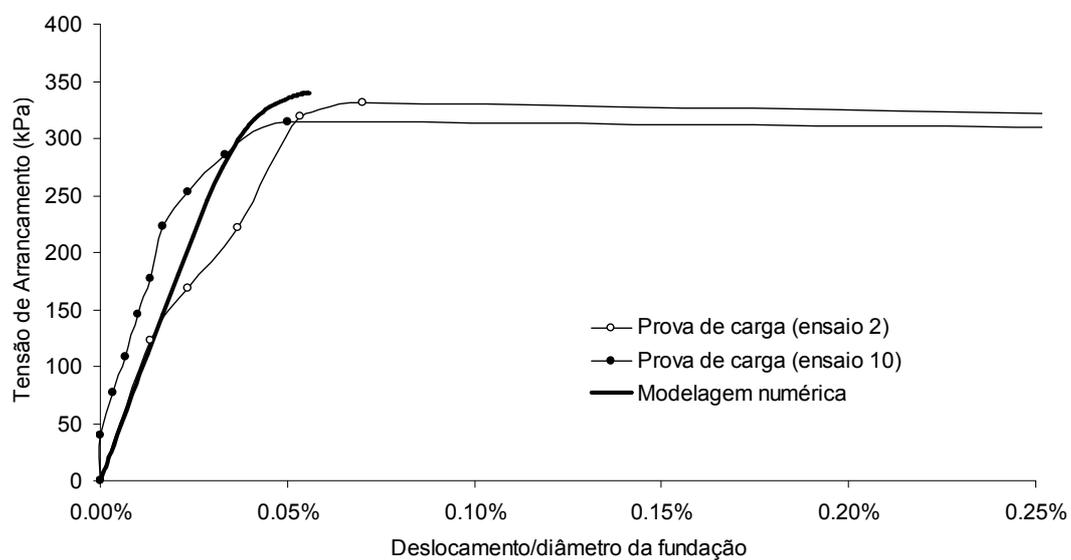


Figura 6.20: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento

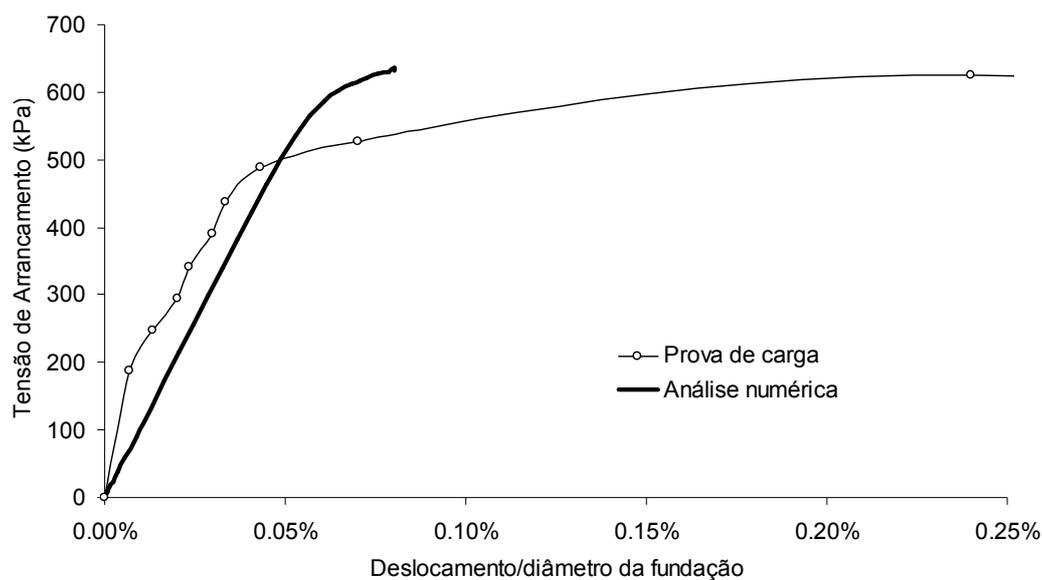


Figura 6.21: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,5 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento

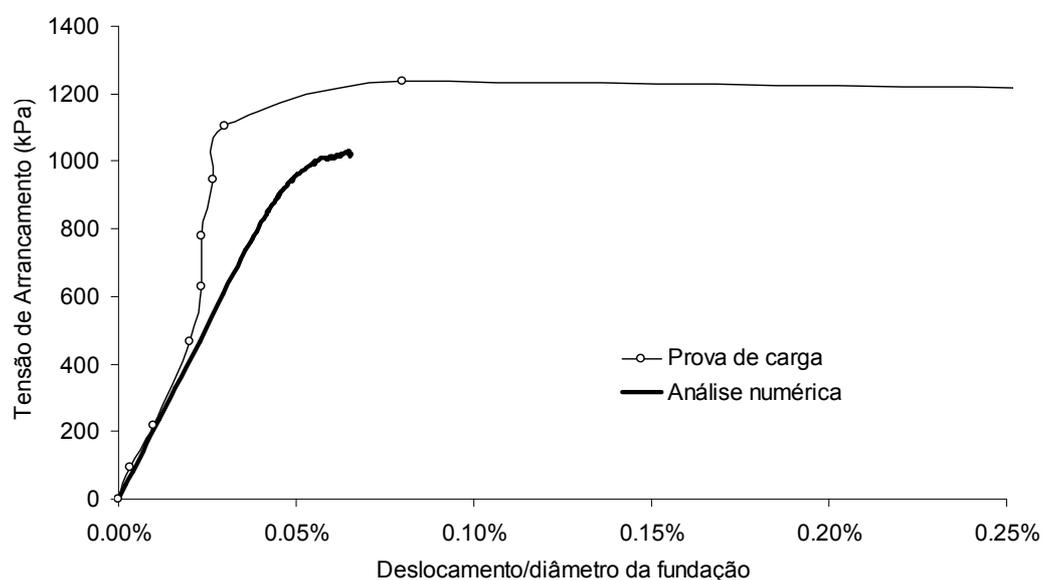


Figura 6.22: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 2,0 realizada com a areia cimentada - 3% de cimento

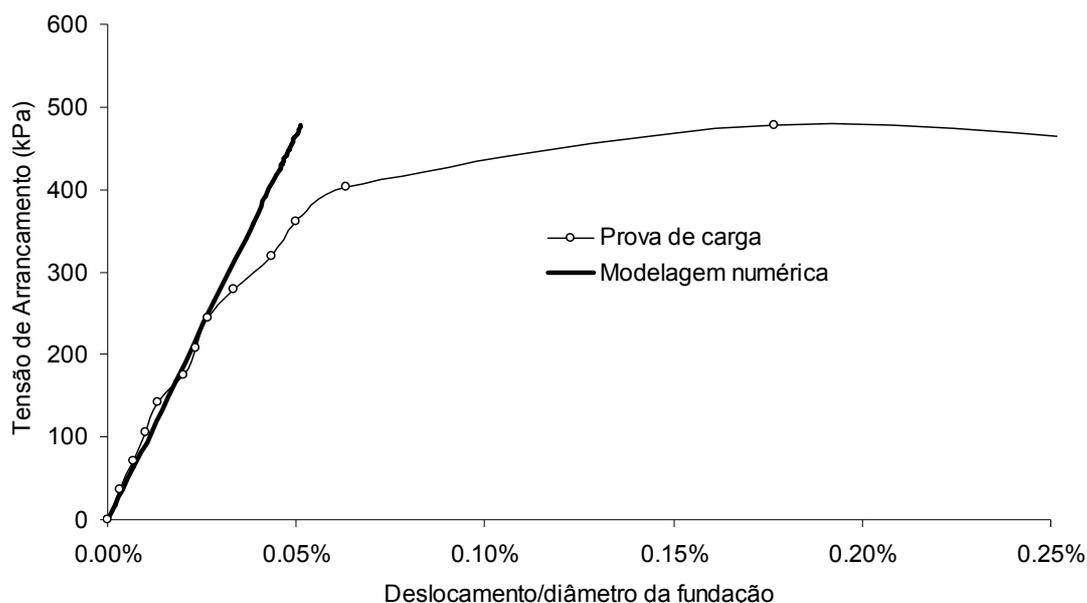


Figura 6.23: Resultado da retroanálise das provas de carga com fundação de 30 cm de diâmetro e embutimento de 1,0 realizada com a areia cimentada - 7% de cimento

As Figuras 6.15 a 6.18 apresentam os resultados numéricos das provas de carga realizadas com reaterro com areia (sem cimento). Para obter este ajuste, foi necessária a redução do valor da dilatância. Inicialmente, considerou-se um valor de 16° e com uma redução para 12° (32,43% de ϕ') obteve-se melhora nos ajustes (Figuras 6.15 a 6.18). Este valor de dilatância encontra-se dentro da faixa medida nos ensaios triaxiais (5° a 26°). Por meio do ajuste numérico, pode-se verificar que os resultados são compatíveis com os valores das provas de carga, em até pelo menos 90% da carga máxima obtida nos ensaios, quando não até a carga máxima. Após esta carga, a modelagem numérica não consegue mais simular os ensaios; ou seja, enquanto que nas provas de carga ocorre uma brusca mudança de comportamento (propagação de fissuras), sendo que as deformações aumentam, consideravelmente, para um baixo incremento de carga; na modelagem numérica o incremento de carga e o deslocamento seguem a mesma tendência. Para as provas de carga com $H/D = 1,0$, as instabilidades numéricas ocorrem a um nível de carga equivalente com as cargas máximas obtidas nos ensaios, porém, a uma deformação bastante menor. Para as provas de carga com H/D de 1,5 e 2,0 as curvas das análises numéricas apresentam instabilidade a um nível de deslocamento próximo aos deslocamentos da carga máxima obtido nas provas de carga, cuja carga superestima os resultados dos ensaios (da ordem de 30% a 50%).

Quanto aos resultados numéricos, para as provas de carga com reaterro cimentado, também, se verificou a necessidade de redução nos parâmetros geotécnicos. A coesão foi reduzida em 60% para produzir resultados numéricos satisfatórios (Figuras 6.19 a 6.23). Como pode ser visto, as simulações numéricas reproduziram bem os valores das provas de carga, exceto a prova de carga com a fundação com $D = 45$ cm e $H/D=1,0$. Esta prova de carga apresenta um comportamento distinto em relação à mesma prova de carga realizada com uma fundação de 30 cm de diâmetro, bem como em relação às demais provas de carga realizadas para os embutimentos de 1,5 e 2,0. Possivelmente, possa ter ocorrido algum problema ou falha de execução, resultando uma diferença entre a carga máxima do ensaio e a obtida na análise numérica correspondente a 18,5%.

Ainda quanto a redução dos parâmetros geotécnicos, Cudmani (1994), de modo a obter resultados realísticos para as simulações numéricas das provas de carga à compressão realizadas em solo residual, teve que adotar a redução dos parâmetros de resistência (c' e ϕ') da ordem de 1/3 a 2/3. Thomé (1999) teve que adotar o mesmo procedimento para as suas simulações de fundações submetidas à compressão assentes sobre um sistema de dupla camada, sendo a primeira cimentada. O autor teve que adotar uma redução de 2/3 (66,7%) nos parâmetros de resistência - $c'_{adotado} = \frac{2}{3} \cdot c'$ e $\phi'_{adotado} = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan(\phi')\right)$ - do material cimentado. Segundo o autor, esta redução proporcionou um excelente ajuste, porém, cita que apesar desta redução ser a mesma proposta por Terzaghi (1943, *apud* Thomé, 1999) para a ruptura por puncionamento, não passou de uma coincidência. Mantáras (1995), ao simular as provas de carga à tração realizadas por Dias (1987) em solo residual, verificou a necessidade de redução dos parâmetros de resistência (c' e ϕ'), caso contrário, as estimativas seriam superestimadas. Velloso (1987), ao apresentar a equação de Meyerhof (1973, *apud* Velloso, 1987), sugere um valor teórico para a constante de ponderação referente à parcela coesiva, enfatizando que, na prática, o valor desta constante pode ser bem menor devido à formação de fendas ou trincas no solo.

Além dos resultados individuais, os resultados foram agrupados para permitir a visualização dos resultados das provas de carga e as modelagens numéricas. As Figuras 6.24 a 6.28 resumem as análises numéricas. De uma forma geral, o comportamento discutido como função da variação das propriedades geométricas e geotécnicas, descrito

no capítulo 5, para os resultados das provas de carga é válido. No entanto, cabe a análise de alguns aspectos novos.

Tabela 6.2: Parâmetros geotécnicos da areia e areia cimentada que representaram os melhores ajustes na retroanálise por modelagem numérica

Propriedades	Areia - Teor de Cimento			Argila
	0%	3%	7%	
ρ (kg/m ³)	1.770	1.770	1.770	1.650
η / C_{i_v}	---	28,95	12,81	---
c' (kPa)	0,0	65,4*	160.8*	---
ϕ' (graus)	37°	28°	36°	---
ψ (graus)	12,0**	0,0	0,0	---
E (MPa)	80	1.916	3.419	15
ν	0.30	0.30	0.30	0.30

Observações: * corresponde ao valor de 60% do valor obtido pela figura 6.8; ** dilatação correspondente a 32,43% de ϕ' , onde ϕ' é obtido da envoltória de ruptura dos ensaios triaxiais

Em relação à Figura 6.25, verifica-se que as curvas da análise numérica para os diâmetros de 30 cm e 45 cm tendem a apresentar uma mesma inclinação do trecho inicial. Em termos de carga, analisando os resultados numéricos verifica-se que a diferença entre as cargas de ruptura (máxima) corresponde a 6,1%, ou seja, do ponto de vista geotécnico a tensão é igual, independente, do tamanho da fundação. Já os resultados das provas de carga realizadas com diâmetro de 30 cm e 45 cm, apresentam uma diferença de 16,5%.

Em provas de carga submetidas à compressão, sabe-se que os resultados da carga são proporcionais à área das fundações – relação quadrática (Poulos e Davis, 1973; Cudmani, 1994; Thomé, 1995; Ruver, 2005; entre outros autores), ou seja, as curvas normalizadas de tensão pelo recalque relativo (razão entre o recalque e o diâmetro ou lado da fundação) se sobrepõem, apresentando a mesma tensão, independente do tamanho da fundação (ver exemplificação na Figura 6.29). Para as fundações submetidas à tração, tem-se uma parcela referente ao peso do solo contido entre a

superfície de ruptura e a fundação. Para fundações submetidas à tração embutidas em areia ou solo coesivo, que possuam o mesmo embutimento e, considerado somente a parcela do peso como sendo responsável pela resistência, a relação entre as cargas passa a ser cúbica, de modo que a tensão não é mais a mesma, e sim, proporcional ao diâmetro da fundação. Em casos reais, além do peso do solo, tem-se uma parcela referente à resistência ao cisalhamento. Desta forma, considerando que a resistência de fundações submetidas aos esforços de tração é composta pelas parcelas de peso (ver percentual na Tabela 5.4) e de resistência ao cisalhamento, tem-se que a tensão apresenta um comportamento intermediário entre um valor constante e proporcional, em função do diâmetro da fundação (ver exemplificação na figura 6.29).

Analisando o comportamento das fundações reaterradas com reaterro cimentado (figura 6.26), percebe-se que, tanto pelo resultado das provas de carga como pela análise numérica, a resistência (tensão) à tração aumenta consideravelmente – da ordem de 10 vezes, para 3% de cimento, em relação às fundações reaterradas com areia não cimentada. Este aumento expressivo na resistência é resultante da cimentação, que se reflete no valor da coesão. Desta forma, percebe-se que a influência do peso do solo (superfície de ruptura formada pela areia não cimentada), principal responsável pela variação proporcional da tensão em solos não cimentados, passa a ser minimizada se comparado ao valor da resistência da fundação com o aterro cimentado. Assim, a partir deste ponto de vista, pode-se entender o comportamento apresentado pela figura 6.25 – tensão praticamente constante para diferentes diâmetros.

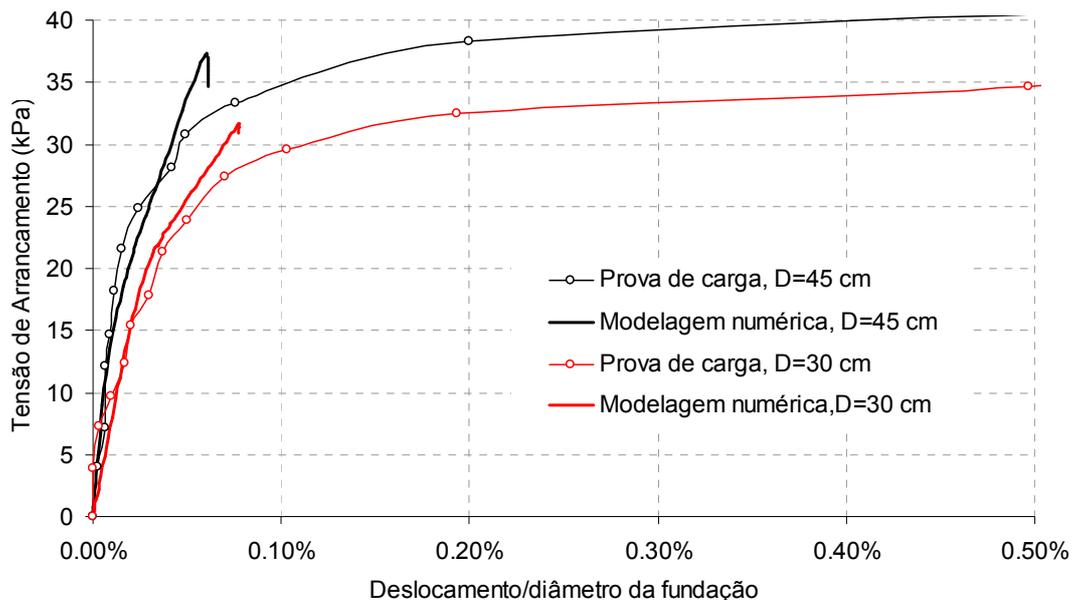


Figura 6.24: Resultados das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) para diferentes diâmetros ($D = 30$ cm e 45 cm) reaterradas com areia (sem cimento) e as respectivas análises numéricas

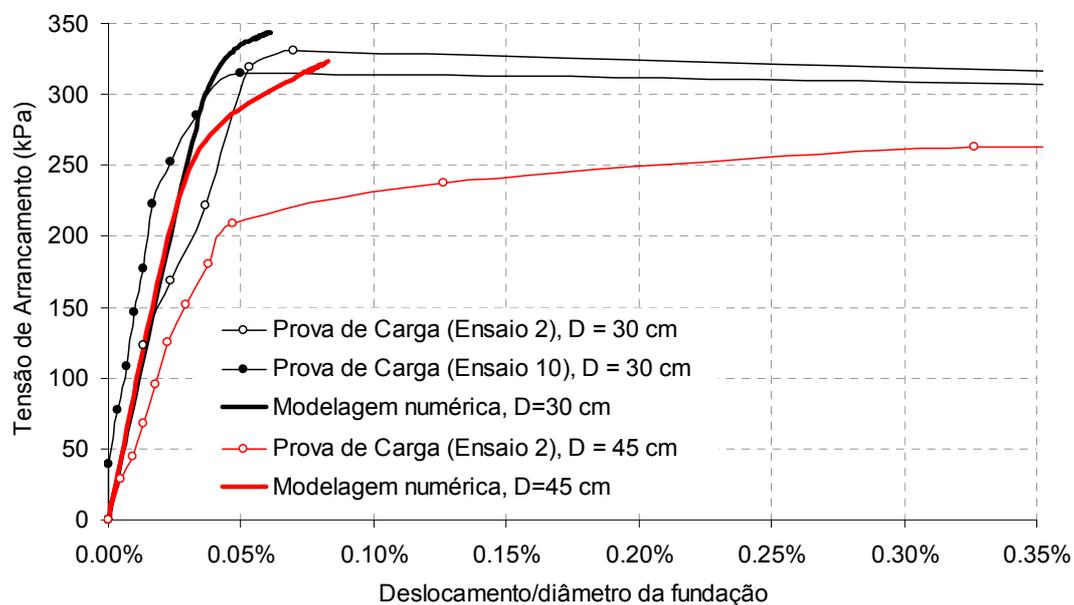


Figura 6.25: Resultados das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) para diferentes diâmetros ($D = 30$ cm e 45 cm) reaterradas com areia cimentada com teor de 3% de cimento e as respectivas análises numéricas

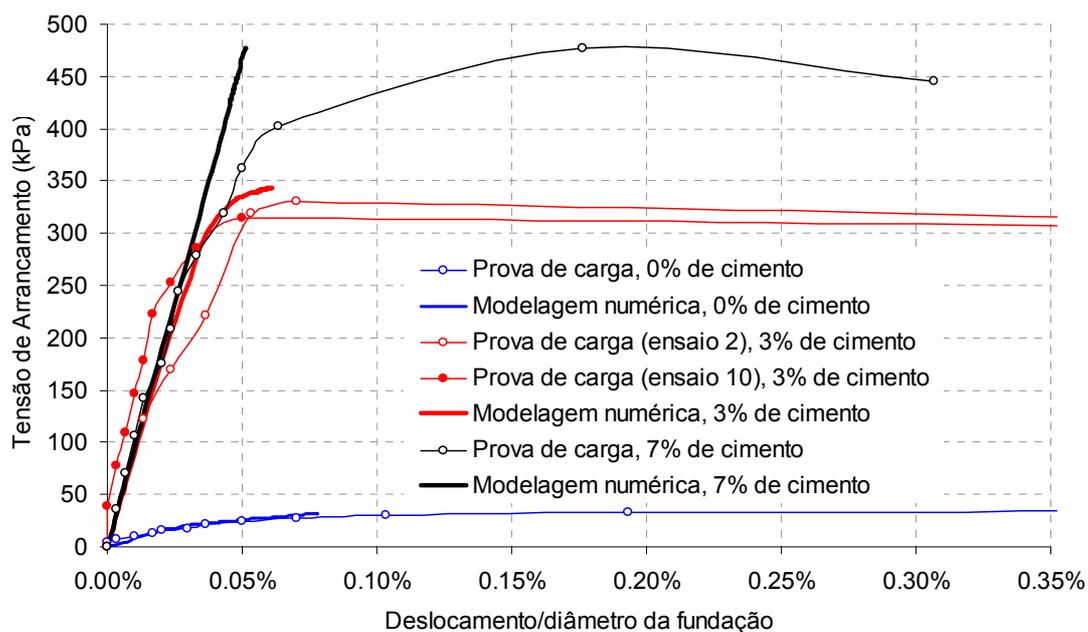


Figura 6.26: Resultados das provas de carga realizadas para um mesmo embutimento ($H/D = 1,0$) e mesmo diâmetro ($D = 30$ cm) reaterradas com areia cimentada com diferentes teores de cimento e as respectivas análises numéricas

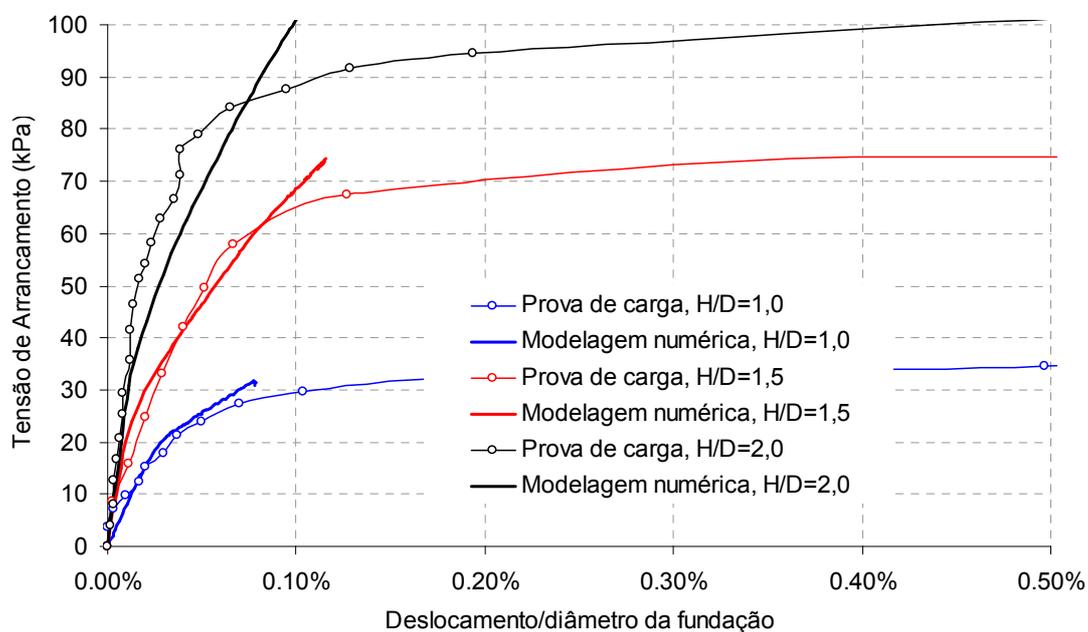


Figura 6.27: Resultados das provas de carga realizadas para mesmo diâmetro ($D = 30$ cm) reaterradas com areia (sem cimento) para diferentes embutimentos

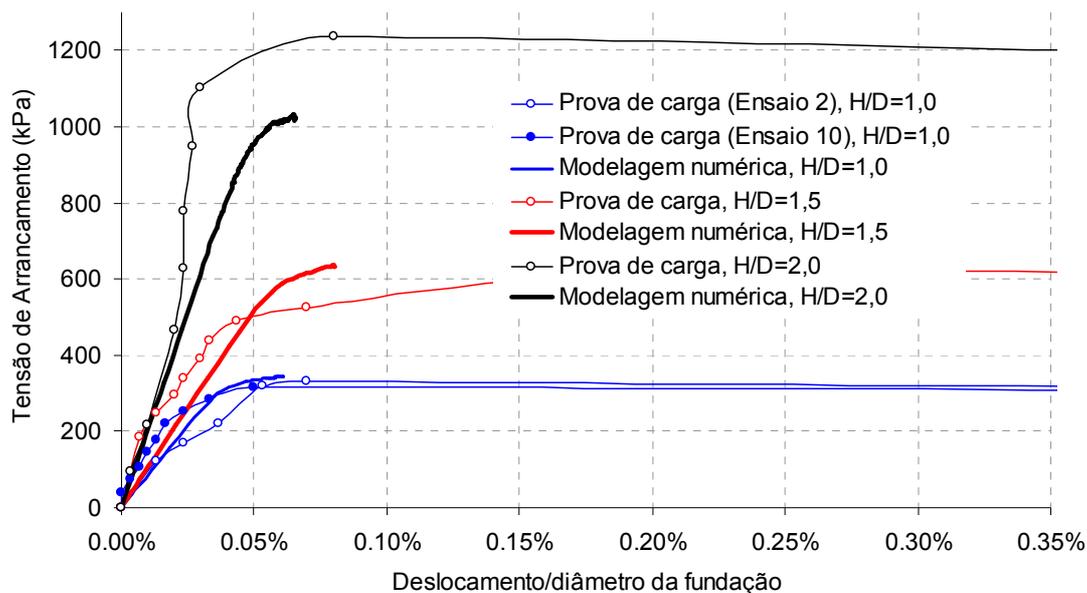


Figura 6.28: Resultados das provas de carga realizadas para mesmo diâmetro ($D = 30$ cm) reaterradas com areia cimentada (teor de 3% cimento) para diferentes embutimentos

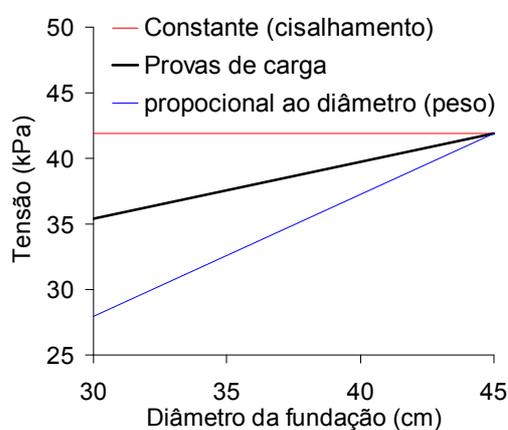


Figura 6.29: Exemplificação do comportamento da tensão em função do diâmetro da fundação

As figuras 6.30 a 6.32 (a) e 6.32 (b) a 6.34 apresentam os diagramas e os vetores de deslocamento, obtidos das retroanálises das provas de carga. As figuras representam os deslocamentos para os valores de carga máxima de cada uma das provas de carga. Ainda, ampliou-se a escala na vertical em 20x, em relação à escala horizontal para

facilitar a visualização. Optou-se por representar as deformações tanto na forma de diagramas como na forma de vetores – apesar de reproduzirem os mesmos resultados – para facilitar a interpretação.

As figuras 6.30 e 6.33 apresentam as provas de carga realizadas com reaterro com areia (sem cimento), onde verifica-se que os deslocamentos ocorrem somente no interior da massa de areia, não atingindo o solo natural. A distribuição dos deslocamentos verificados para o embutimento de 1,0, tanto para a fundação com diâmetro 30, como para fundação com diâmetro de 45 cm é similar, embora, os deslocamentos avancem mais longitudinalmente para a fundação maior. Este comportamento numérico é perfeitamente compatível quando comparado com os resultados das provas de carga (figura 5.19), onde se verifica que a abertura do cone também foi maior para a fundação de 45 cm ($26,05^\circ$) em relação à fundação com 30 cm de diâmetro ($21,80^\circ$). Em relação ao embutimento, pode ser visto que, com o aumento deste ocorre um avanço lateral dos deslocamentos. Este comportamento também foi verificado nas provas de carga, onde se registrou a movimentação da areia na superfície (figuras 5.22 e 5.23). Analisando a figura 6.30, é possível verificar a tendência da formação de um bulbo de deslocamento sobre a fundação com o aumento do embutimento. Este comportamento foi notado por Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999) (figuras 2.9 e 2.10), em seus ensaios realizados em laboratório, sendo que para um embutimento de 6,91 o bulbo de deformações não atinge a superfície.

Nas figuras 6.31, 6.32 e 6.34, a simulação de provas de carga realizadas com reaterro com areia cimentada com 3% e 7% de cimento, verifica-se que os deslocamentos se processam em toda a extensão do reaterro cimentado, inclusive, em alguns casos, causando distúrbios na lateral da cava (figura 6.32). Porém, como já citado, independente do modelo – elástico linear ou elasto-perfeitamente plástico – ou do valor do módulo de elasticidade adotado, não haverá variação significativa nos resultados da análise numérica. A fundação com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0 apresentou maiores deslocamentos ao longo da lateral do reaterro, em relação à fundação com diâmetro de 45 cm. Este comportamento pode ser explicado analisando a parte final das curvas numéricas de tensão pela razão do deslocamento e diâmetro da fundação da figura 6.25, onde a fundação de 30 cm mostra-se mais rígida em relação a de 45 cm. Em relação ao embutimento, pode ser visto nas figuras citadas que ocorre um avanço lateral dos deslocamentos com o aumento deste. Este comportamento também foi verificado

nas provas de carga, onde se registrou a movimentação da areia na superfície (figuras 5.38 (a), 5.39 e 5.40).

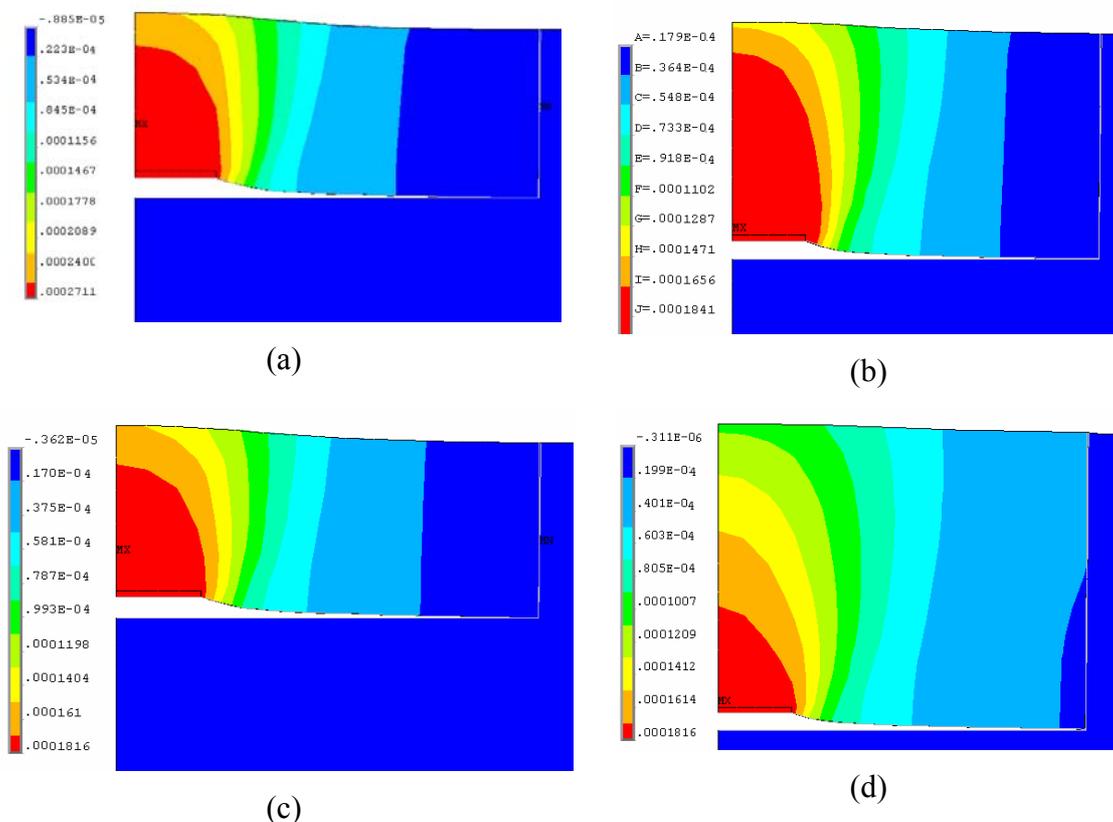


Figura 6.30: Diagramas de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$

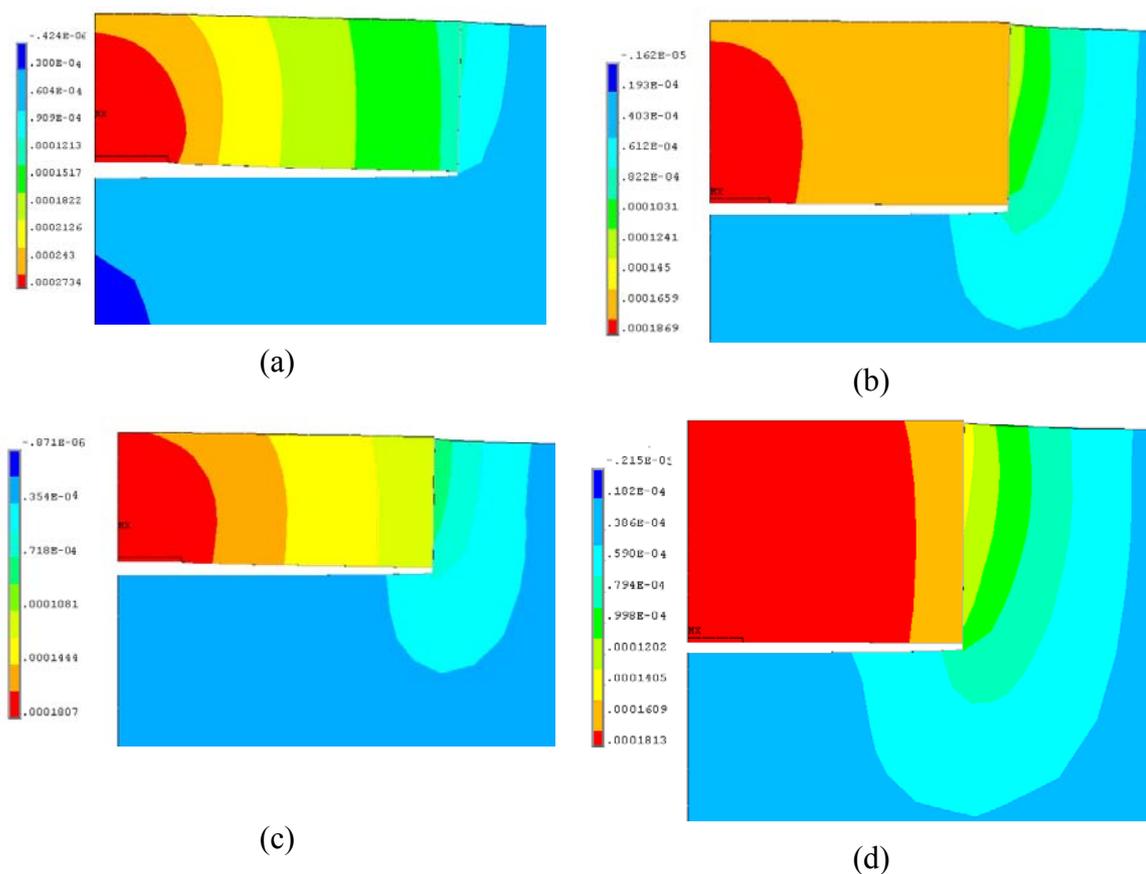


Figura 6.31: Diagramas de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada (teor de 3% cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$

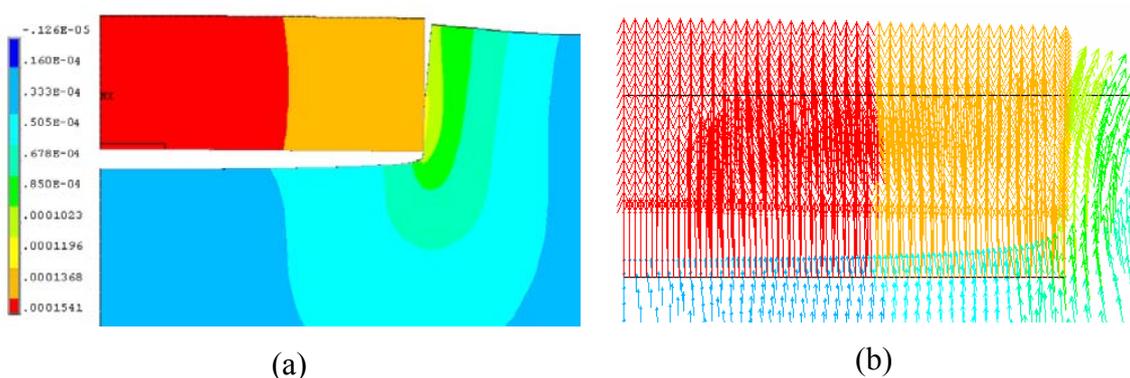


Figura 6.32: (a) diagrama de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) e (b) vetores de deslocamentos verticais (eixo y) (mesma unidade do diagrama de deslocamento) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada com teor de 7% cimento para uma fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$.

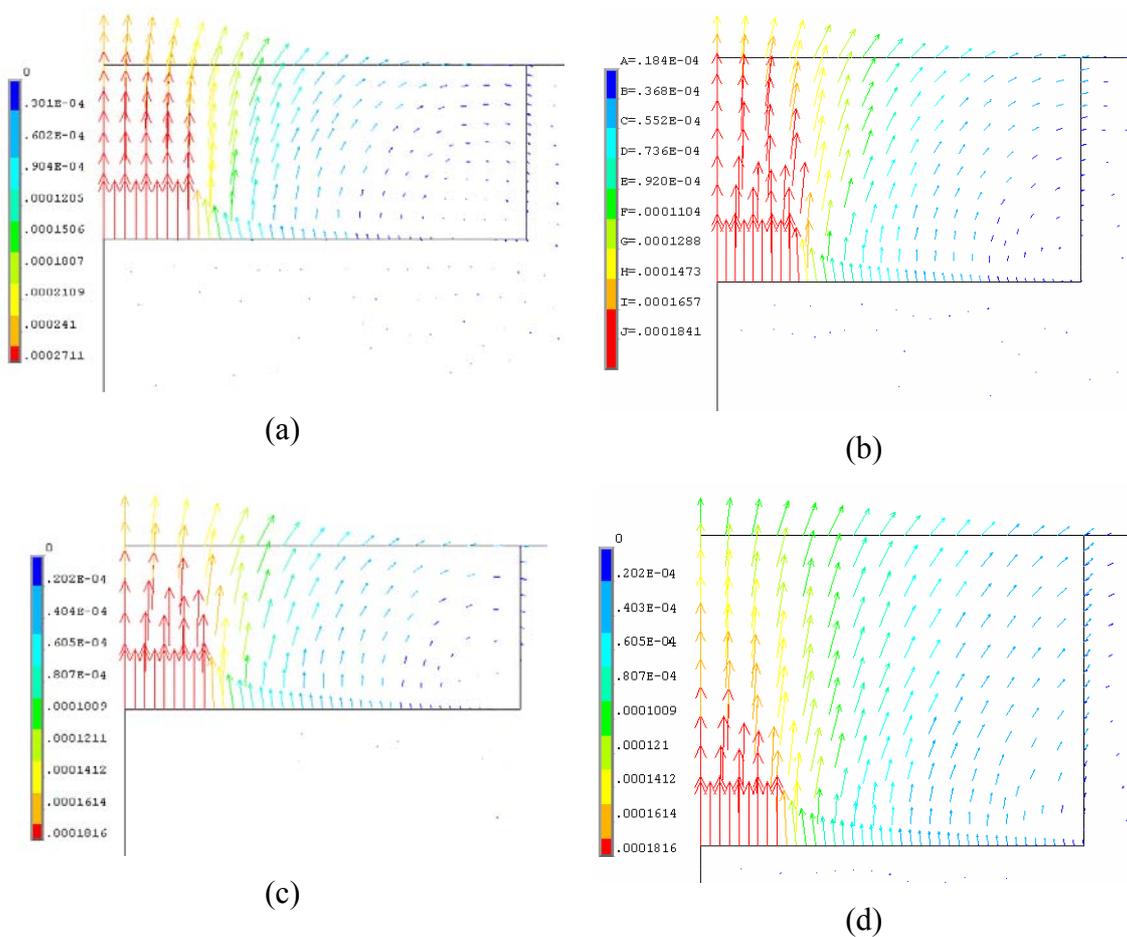


Figura 6.33: Vetores de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$

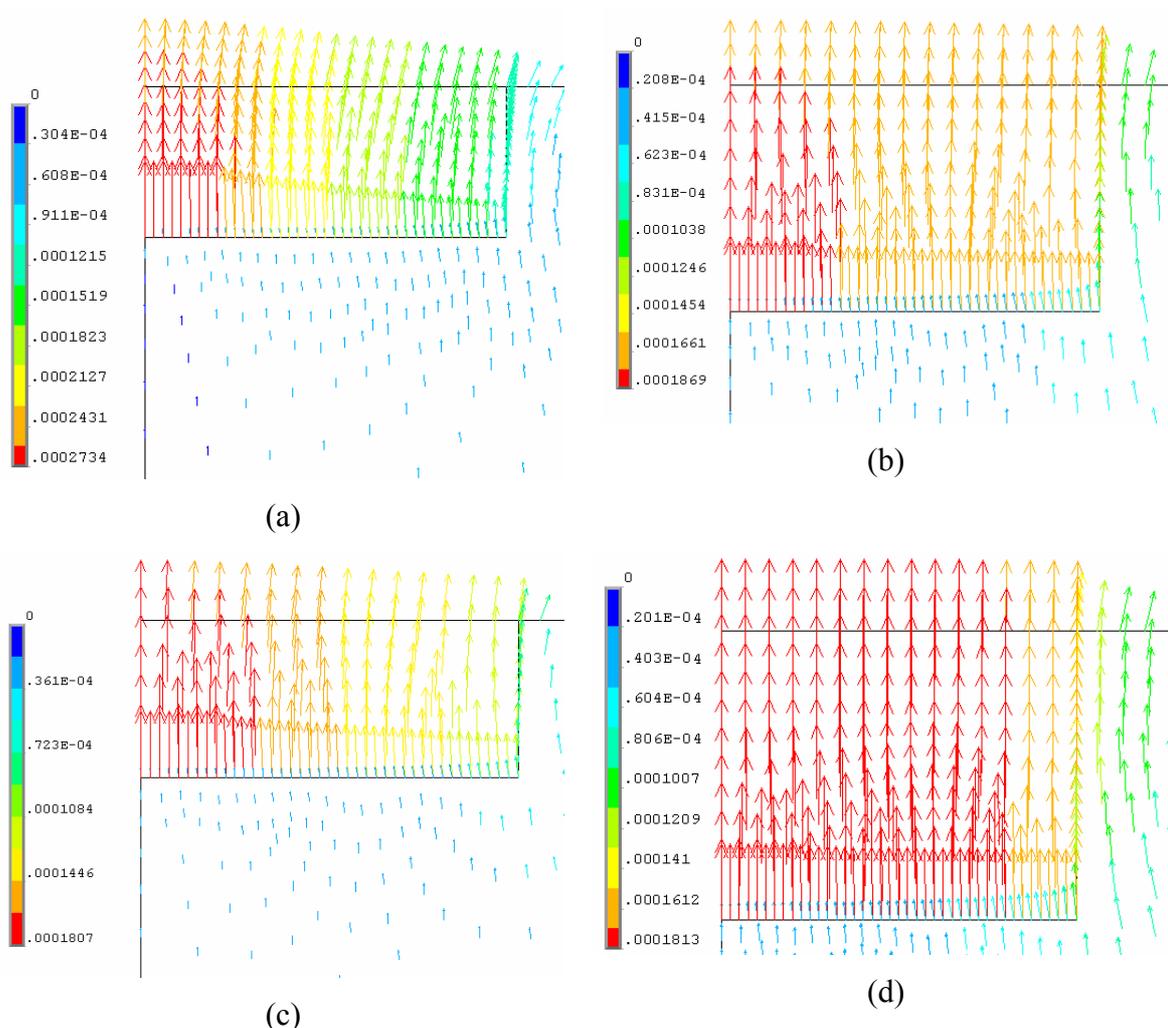


Figura 6.34: Vetores de deslocamentos verticais (eixo y) (unidade em metros) na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada (teor de 3% cimento) para uma fundação com (a) $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; (b) $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; (c) $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (d) $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$

As figuras 6.35 a 6.38 apresentam os diagramas de deformações plásticas nas direções vertical (eixo “ y ”, o sinal +/- é a mesma convenção do eixo cartesiano) e horizontal (eixo “ x ”, o sinal +/- é a mesma convenção do eixo cartesiano), respectivamente, pelas análises numéricas de retroanálise das provas de carga realizadas. As figuras representam as deformações para os valores de carga máxima de cada uma das provas de carga. Ainda, ampliou-se a escala na vertical em 20x, em relação à escala horizontal. Numa primeira análise, pode-se perceber que as deformações plásticas se restringem ao reaterro com areia ou areia cimentada, não se propagando no interior no solo natural, independentemente, do modelo adotado para o solo natural - elástico linear ou elasto-perfeitamente plástico.

Em todas as figuras que apresentam a deformação plástica no sentido horizontal, exceto na figura 6.35 (a), verifica-se que o valor máximo positivo (tração) se localiza no canto superior esquerdo na malha, ou seja, no centro da fundação junto à superfície. Este comportamento foi verificado nas provas de carga, pois as fissuras sempre se propagavam radialmente, a partir do centro. Como pode ser visto nas figuras 5.10 e 5.11, para a fundação com embutimento de 1,0, diâmetro de 30 cm e reaterada com areia (sem cimento) não ocorreu a formação de fissuras radiais, mas sim, uma fissura circular, o que também ficou evidenciado na análise numérica (figura 6.35 (a)), apesar da deformação máxima horizontal não estar localizada na mesma posição em que ocorre a abertura da fissura. Para as provas de carga reateradas com areia, verificam-se que as deformações plásticas horizontais se propagam até a borda superior da fundação. Já para as fundações com reatero cimentado, verifica-se o contrário. Nestes casos, as deformações plásticas horizontais de tração se propagam até certa profundidade, sendo que na extremidade superior das bordas da fundação ocorre compressão, ou seja, achatamento da malha no sentido horizontal. Esta distinção de comportamento entre as deformações plásticas horizontais dos dois tipos de aterro é devida, principalmente, à cimentação das partículas de areia que proporciona uma redistribuição das tensões. No caso da fundação reaterada com 7% de cimento, as deformações plásticas de compressão se processam em uma pequena parte da interface (inferior) do reatero e solo natural, que na prática é devido a um pequeno resquício de confinamento gerado em campo devido à rugosidade e ao efeito da compactação do reatero.

Em termos de deformações plásticas verticais (eixo “y”) existe uma tendência da mesma ser negativa, ou seja, de cima para baixo, na parte superior esquerda da malha, no centro da fundação junto à superfície, para todas as provas de carga. Já nas proximidades da borda inferior da fundação, as deformações são positivas, ou seja, de baixo para cima. Para as fundações reateradas com areia, verificam-se que estas deformações se propagam de forma inclinada, tendendo a atingir a superfície do reatero. É interessante, ainda, observar que as inclinações destas zonas de deformações plásticas são bem próximas das inclinações dos cones de ruptura observados (figura 5.19). Também é possível observar que as fissuras iniciam junto às bordas da fundação e se propagam até aparecerem na superfície, com o avanço do carregamento. Para as fundações reateradas com areia cimentada a 3%, verificam-se que as deformações plásticas positivas se concentram nas proximidades da borda inferior das fundações, da mesma forma que nos

reaterros sem cimento, porém, esta zona de plastificação não se expande muito, sendo mais pontual. Para a fundação reaterrada com 7% de cimento, verifica-se que a zona de plastificação vertical positiva se localiza na mesma posição que a zona de plastificação horizontal.

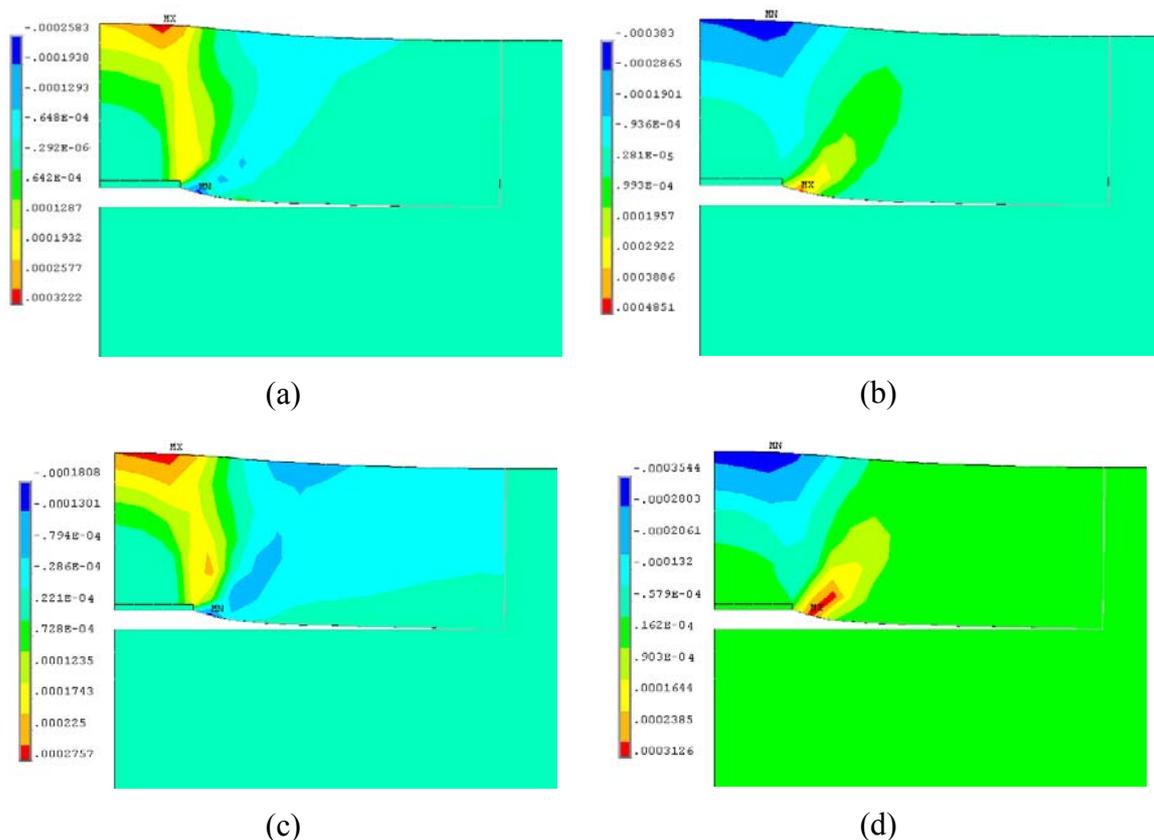


Figura 6.35: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)

Comparando-se as deformações plásticas verticais com as horizontais, verifica-se que a intensidade daquelas é maior que estas para todas as provas de carga. Comparando-se a figuras 6.38 (e) e (f), diagramas de deformações plásticas para o reaterro com 7% de cimento, respectivamente, com as demais deformações plásticas, verificam-se que não ocorreram deformações plásticas junto à fundação, somente na interface solo natural e reaterro. Esta constatação está de acordo com o verificado nas provas de carga. Enquanto que para as provas de carga de reaterro com 3% de cimento e sem cimento, ocorre a ruptura no interior do aterro; para a fundação reaterrada com 7% não houve

ruptura do reaterro, mas sim deslizamento junto à interface. Também foi possível verificar este deslizamento na análise numérica (ver detalhe da figura 6.38 (f)), por meio do descolamento da interface ou do elemento de junta.

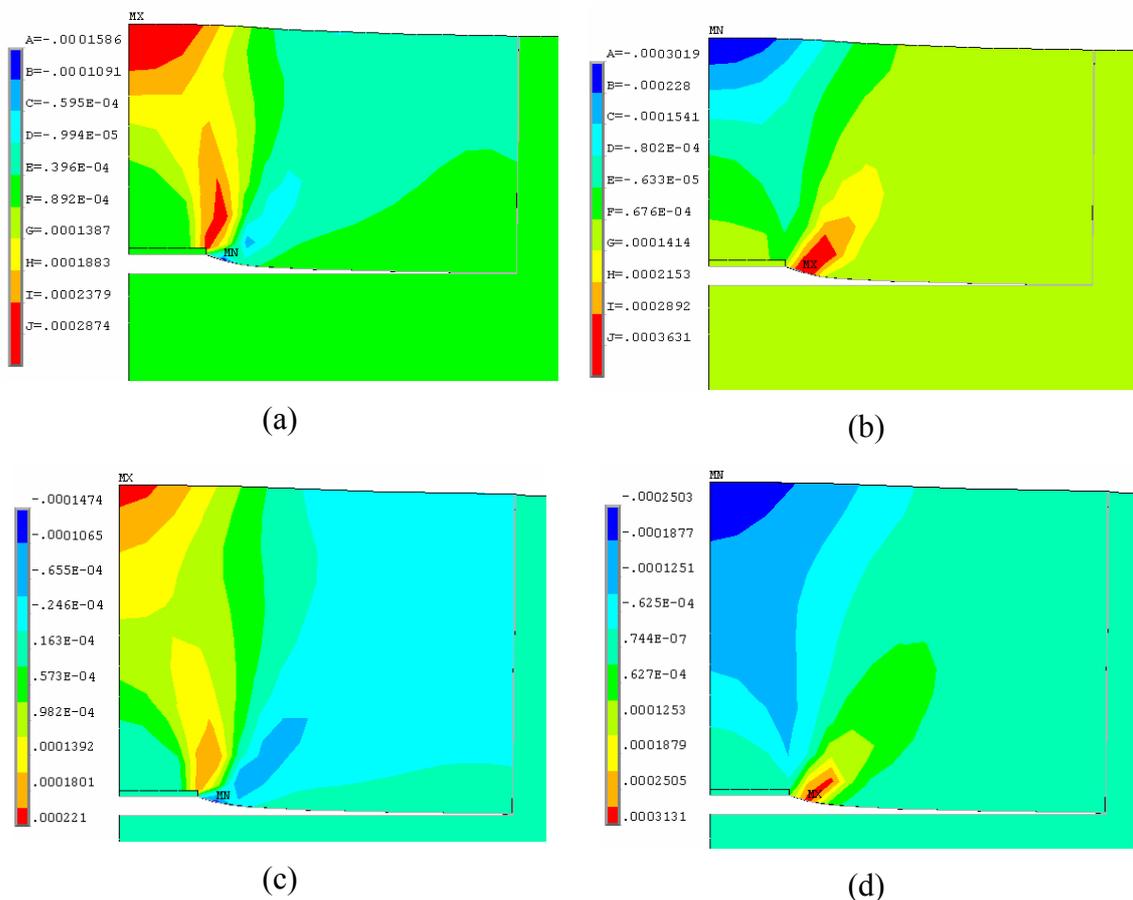


Figura 6.36: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)

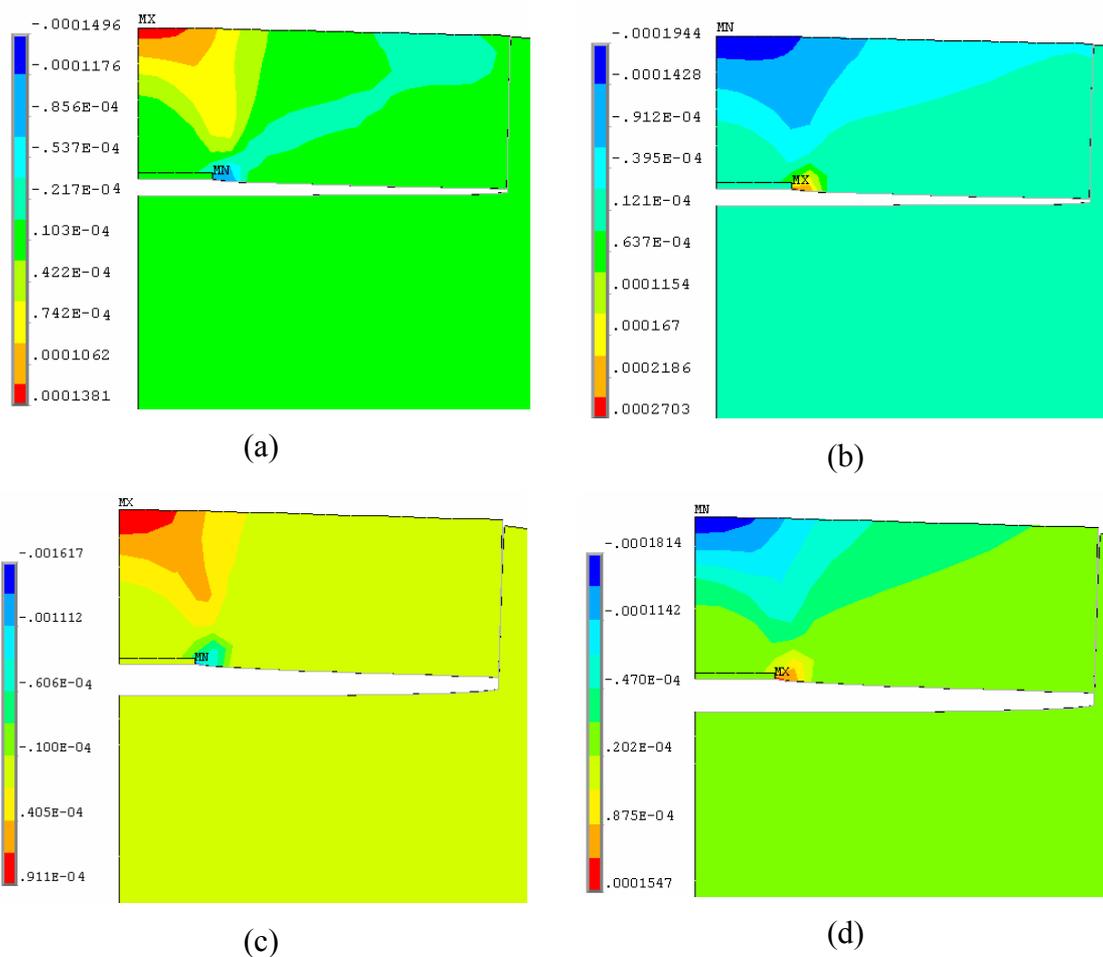


Figura 6.37: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento

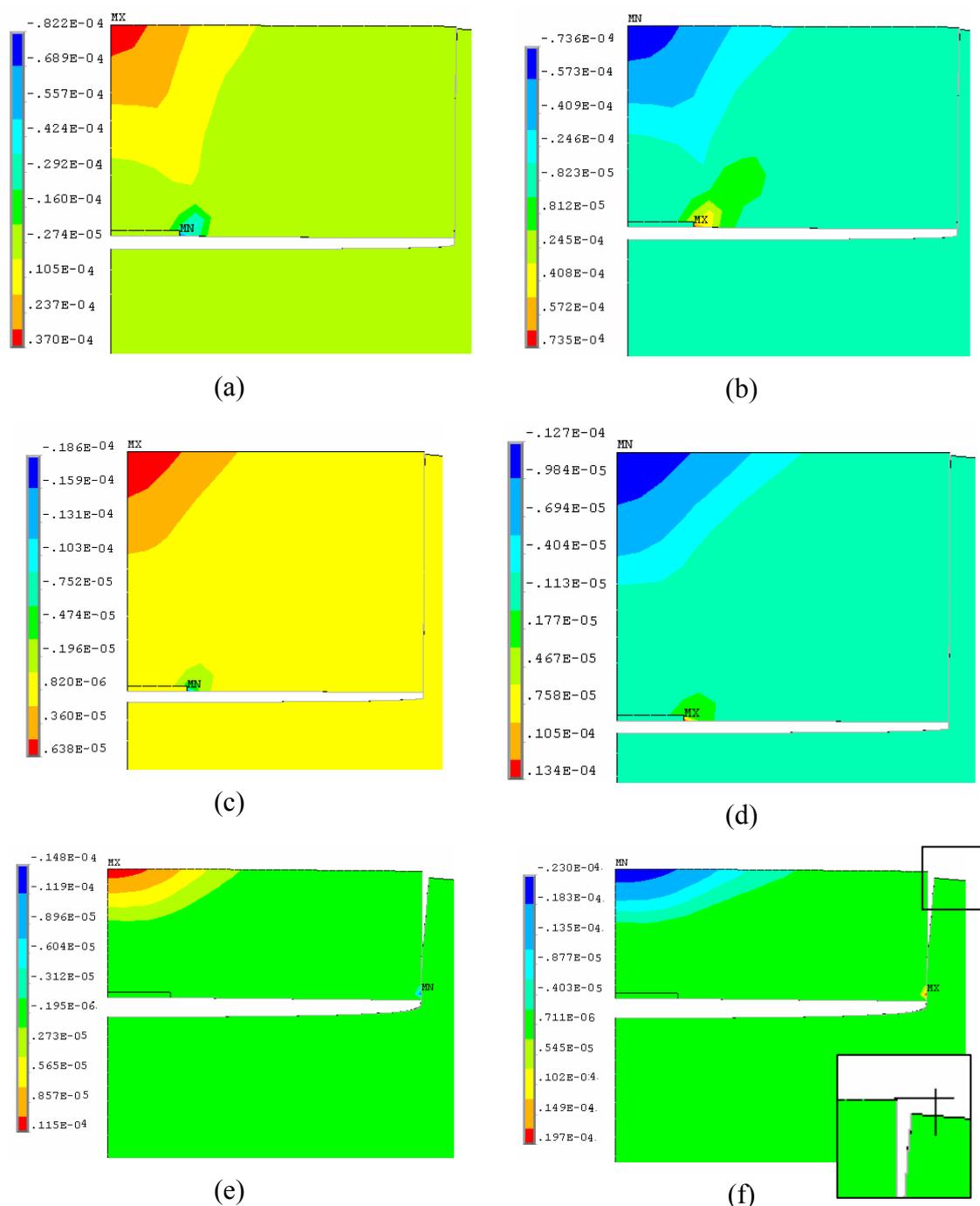


Figura 6.38: Diagramas de deformações plásticas (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; e (e) horizontais (eixo x) e (f) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 7% de cimento; na carga máxima obtida nas provas de carga

As figuras 6.39 a 6.42 mostram os diagramas de distribuição das tensões no interior da massa do reaterro e no solo natural, nas direções vertical (eixo “y”, o sinal +/- é a convenção do eixo cartesiano) e horizontal (eixo “x”, o sinal +/- é também convenção do eixo cartesiano), respectivamente, pelas análises numéricas de retroanálise das provas de carga realizadas. As figuras representam as tensões para os valores de carga máxima de cada uma das provas de carga. Novamente, ampliou-se a escala na vertical em 20x, em relação à escala horizontal. Para todas as provas de carga, exceto para as provas de carga com embutimento de 1,0 reaterradas com areia cimentada com 3% e 7% de cimento, as maiores tensões horizontais se concentram ao longo das fundações. Para as tensões verticais, verifica-se que estas se concentram sobre a borda das fundações, para todas as provas de carga, exceto para a fundação com reaterro de 7%, onde há uma concentração de tensões junto à interface reaterro/solo.

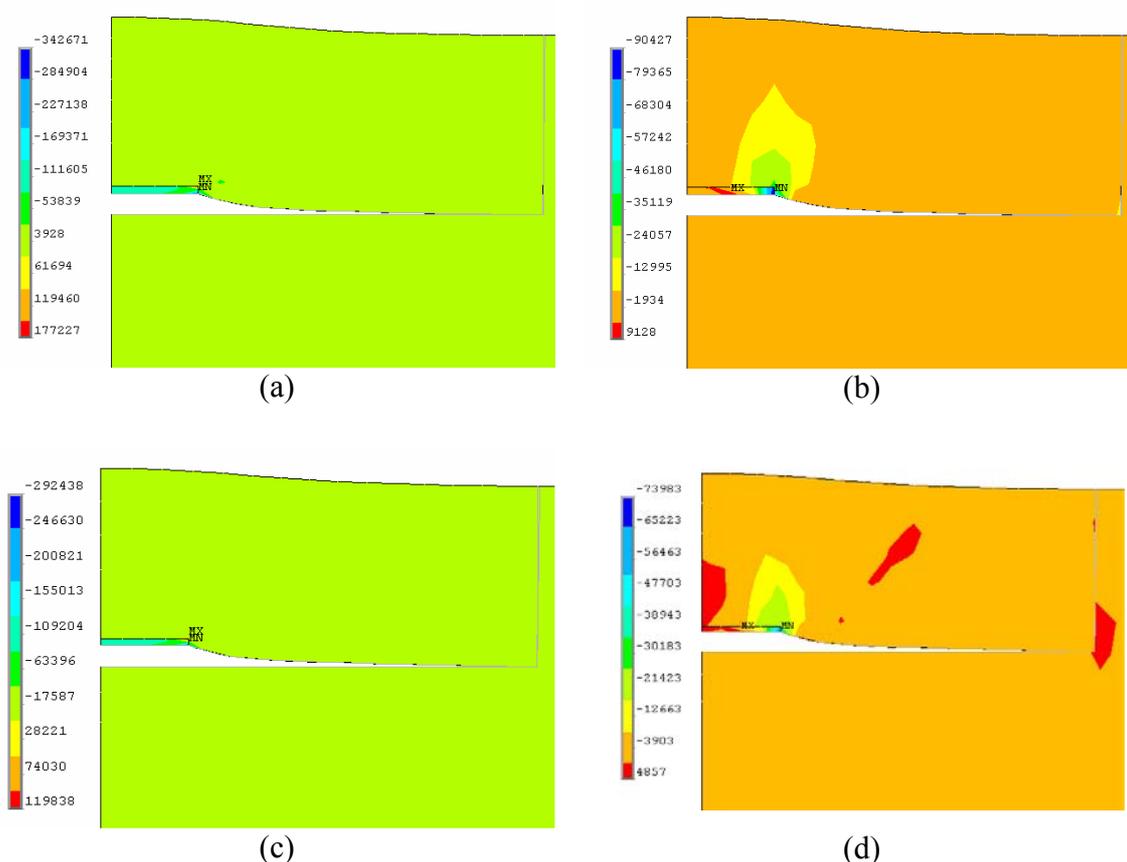


Figura 6.39: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)

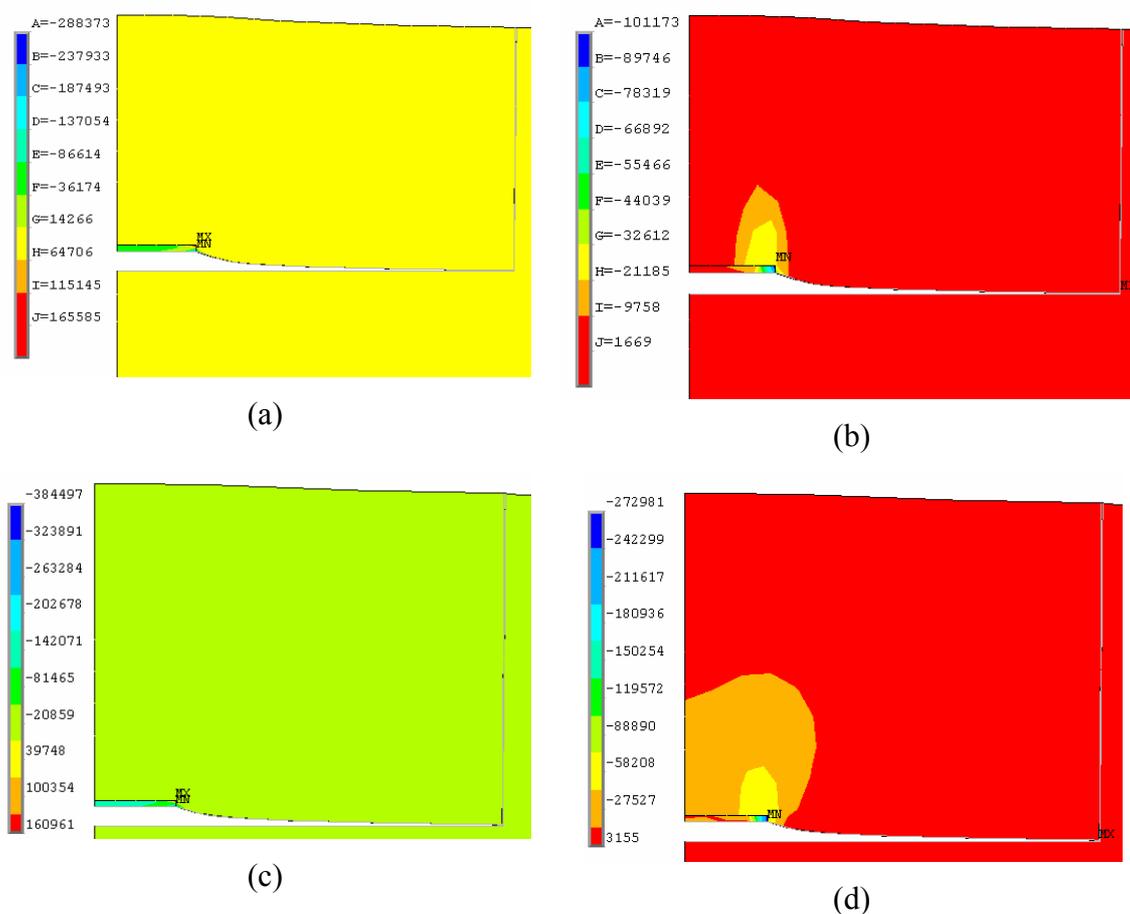


Figura 6.40: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia (sem cimento)

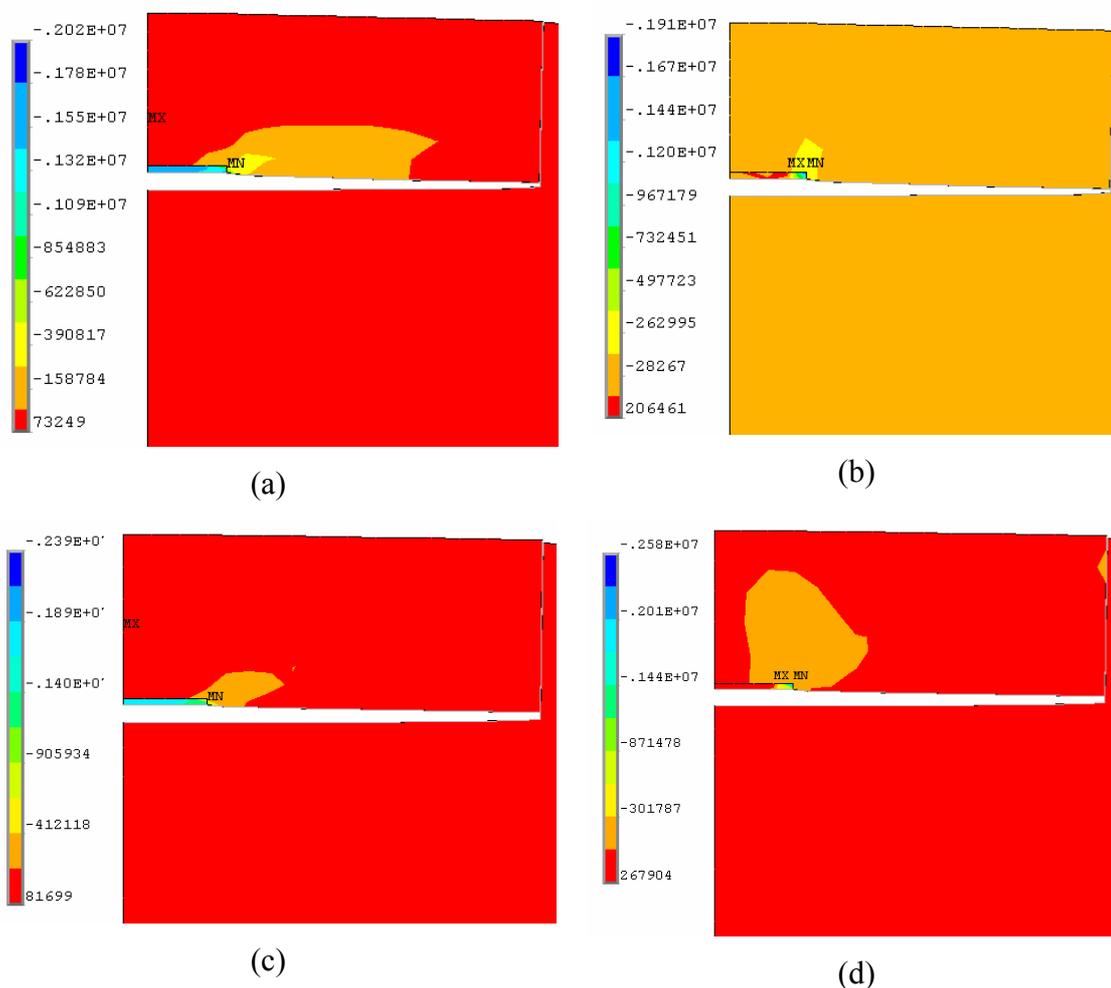


Figura 6.41: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 45$ cm e $H/D = 1,0$; e (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$; na carga máxima obtida nas provas de carga com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento

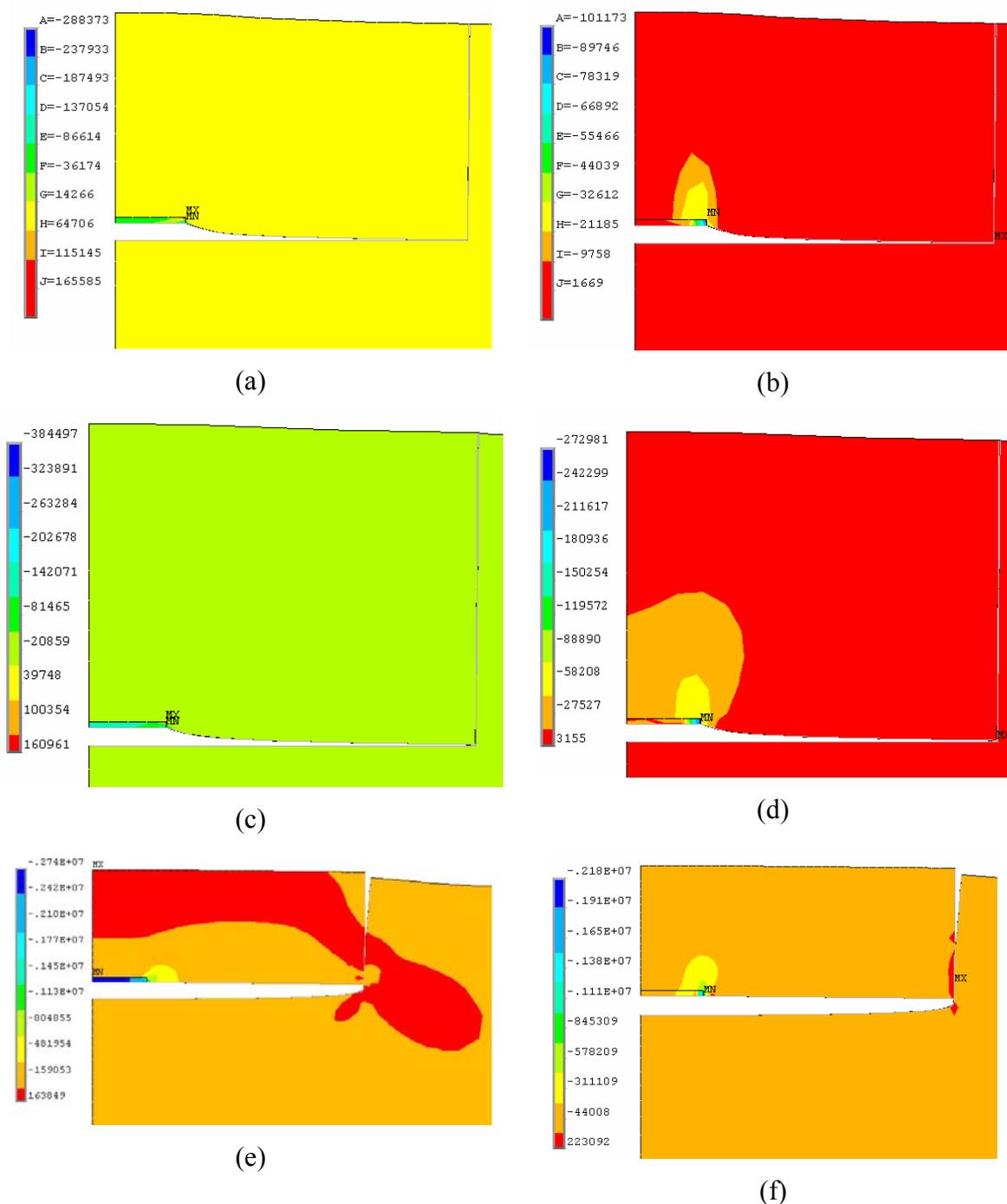


Figura 6.42: Diagramas de tensões (a) horizontais (eixo x) e (b) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,5$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; (c) horizontais (eixo x) e (d) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 2,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 3% de cimento; e (e) horizontais (eixo x) e (f) verticais (eixo y) para fundação com $D = 30$ cm e $H/D = 1,0$ com reaterro com areia cimentada com teor de 7% de cimento; na carga máxima obtida nas provas de carga

6.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Uma vez definido o modelo numérico que melhor se ajusta (retroanálise) aos resultados obtidos pelas provas de carga executadas em campo - em termos de geometria, modelos constitutivos dos materiais, condições de contorno, formas de carregamento, etc. - pode-se realizar diversas simulações numéricas variando a geometria e os parâmetros dos materiais. Esta seção visa apresentar uma análise paramétrica, simulando os diferentes níveis de cimentação do reaterros (baixa, média e alta cimentação) e variando as condições geométricas, tais como, diâmetro, profundidade (embutimento) e diâmetro de cimentação (área em planta a ser tratada).

Em termos de geometria, inicialmente, foram executadas as análises, considerando uma camada de cimentação com diâmetro (largura) (D_f) infinita, pois como citado, anteriormente, as deformações no interior do reaterro cimentado se expandem ao longo de todo o diâmetro de cimentação, enquanto para as provas de carga realizadas, se limitou o diâmetro de tratamento em cinco vezes o diâmetro da placa. Posteriormente, o diâmetro de cimentação foi reduzido gradativamente - $D_f = 30; 20; 15; 12,5; 10; 7,5$ e 5 vezes o diâmetro da fundação adotada - de modo a se verificar para cada nível de cimentação, a partir de qual diâmetro de tratamento (D_f) a resistência passa a não ser mais influenciada pelo tamanho do tratamento do reaterro. Adotou-se três diâmetros para a fundação - $D = 30, 75$ e 120 cm - assentes em três diferentes embutimentos - $H/D = 1,0; 1,5$ e $2,0$. As análises numéricas, assim como as provas de carga, foram limitadas a fundações superficiais.

Como já citado, nas análises numéricas foram considerados três níveis de cimentação - baixo, médio e alto. Sabe-se, ver Capítulo 2, que a adição de cimento influencia na resistência e na rigidez do material. O aumento da resistência é basicamente refletido no ganho e aumento da coesão (c'), podendo também afetar o ângulo de atrito (ϕ'). O aumento da rigidez é refletido no aumento do módulo de elasticidade (ou Young) (E'). Sabe-se, ainda, que as propriedades de resistência e rigidez não são desassociáveis, ou seja, ocorre aumento simultâneo ao aumento do teor de cimento. Desta forma, adotaram-se três valores de módulo de elasticidade - $E' = 200, 1.500$ e 4.000 MPa - sendo que para cada módulo, adotaram-se níveis de coesões compatíveis: (a) $c' = 20, 50, 100$ e (para $\phi' = 35^\circ$) 200 kPa, para $E' = 200$ MPa; (b) $c' = 50, 100, 200$ e (para

$\phi' = 35^\circ$) 400 kPa, para $E' = 1.500$ MPa; e (c) $c' = 100, 200, 400$ e (para $\phi' = 35^\circ$) 800 kPa, para $E' = 4.000$ MPa. Para cada uma das combinações adotaram-se três valores de ângulo de atrito - $\phi' = 25^\circ; 35^\circ$ e 45° . A tabela 6.3 ilustra todas as combinações possíveis simuladas, variando os parâmetros geotécnicos do reaterro cimentado.

Tabela 6.3: Conjunto de combinações possíveis simuladas, variando os parâmetros geotécnicos do reaterro cimentado

	Cimentação (coesão - c')		
	Baixa	Média	Alta
E ϕ'	200 MPa	1.500 MPa	4.000 MPa
25°	20 kPa (a)	---	---
	50 kPa (d)	50 kPa (a1)	---
	100 kPa (g)	100 kPa (d1)	100 kPa (a2)
	---	200 kPa (g1)	200 kPa (d2)
	---	---	400 kPa (g2)
35°	20 kPa (b)	---	---
	50 kPa (e)	50 kPa (b1)	---
	100 kPa (h)	100 kPa (e1)	100 kPa (b2)
	200 kPa (j)	200 kPa (h1)	200 kPa (e2)
	---	400 kPa	400 kPa (e2)
	---	---	800 kPa
45°	20 kPa (c)	---	---
	50 kPa (f)	50 kPa (c1)	---
	100 kPa (i)	100 kPa (f1)	100 kPa (c2)
	---	200 kPa (i1)	200 kPa (f2)
	---	---	400 kPa (i2)

Na primeira parte das análises numéricas, considerando um D_f infinito, variaram-se 5 parâmetros – (a) geotécnicas: c' , ϕ' e E ; e (b) geométricas: D e H/D - realizando-se assim um total de 270 ($2 \times 3^4 + 1 \times 3^3 \times 4^1$) análises. Num segundo momento, realizaram-se

novas análises, variando o valor de D_f em 7 diferentes valores, considerando 3 parâmetros (fixou-se $\phi = 45^\circ$ e três níveis de cimentação, que englobaram três pares de c' e ϕ). Nesta etapa foram realizadas mais 243 análises ($3^3 \times 7^1$). No total, foram realizadas 513 análises numéricas.

6.4.1 Definição das Variáveis Significativas

Como já citado, anteriormente, a primeira parte da análise numérica paramétrica teve como finalidade verificar quais as variáveis geotécnicas - c' , ϕ' e E - são mais significativas estatisticamente, bem como confirmar se as variáveis geométricas escolhidas - D e H/D - também são significativas, por meio da ferramenta estatística de regressão múltipla e análise de variância.

Considerando o grande volume de informações gerado pelo cruzamento das 270 análises numéricas, optou-se em mostrar somente algumas curvas e tendências a título de exemplo, de modo a facilitar o entendimento do comportamento de cada uma das variáveis estudadas. As figuras 6.43 a 6.45 apresentam alguns exemplos de curva de tensão pela razão entre o deslocamento/diâmetro da fundação, variando cada um dos cinco parâmetros estudados. Já a figura 6.46 apresenta algumas tendências de variação de tensão de ruptura – tensão máxima registrada nas análises numéricas ou tensão onde iniciava a instabilidade numérica – em função dos parâmetros conjugados dois a dois.

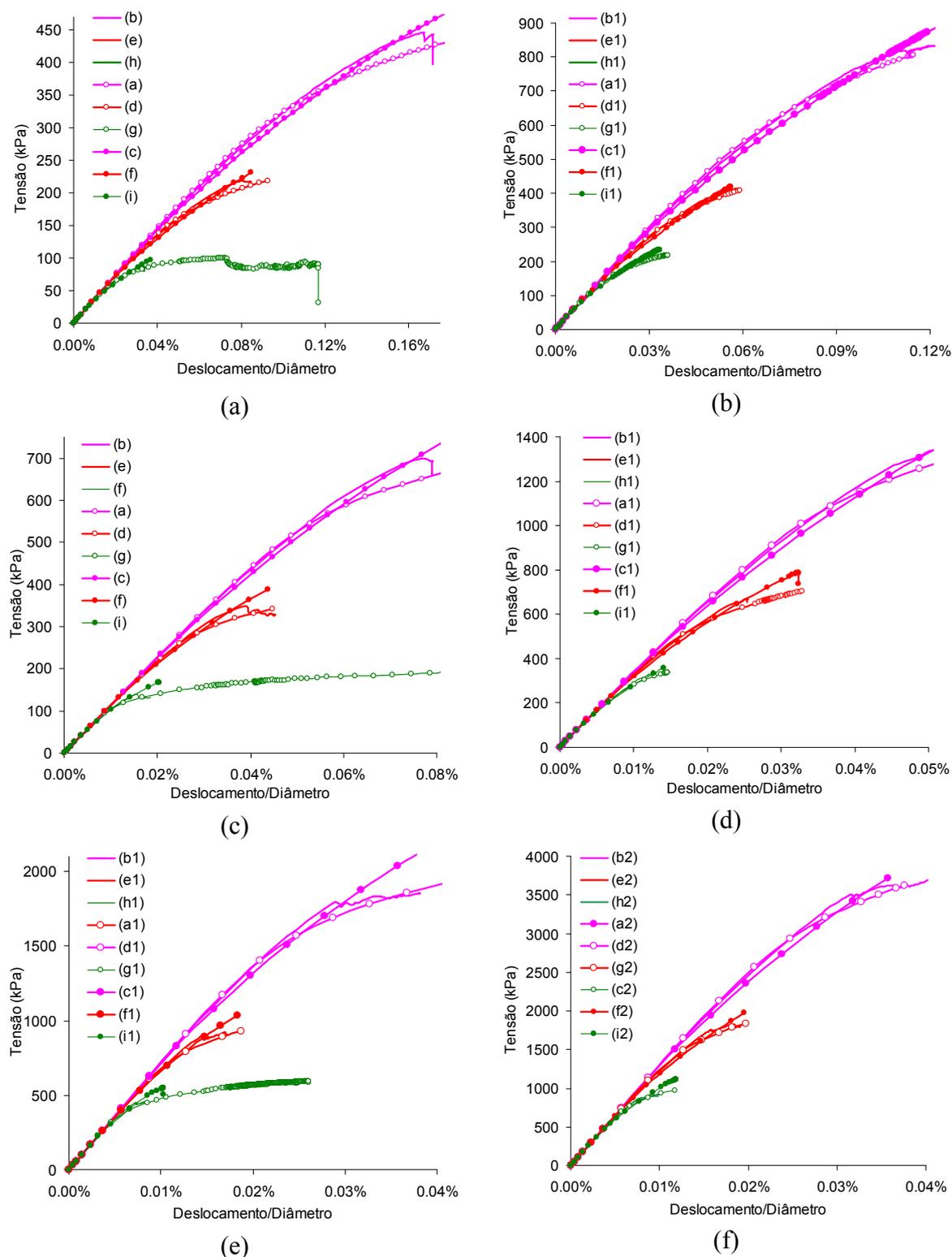


Figura 6.43: Algumas curvas de tensão pelo deslocamento/diâmetro variando a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ') - (a) $E = 200$ MPa, $D=30$ cm e $H/D=1,0$; (b) $E = 1.500$ MPa, $D=30$ cm e $H/D=1,0$; (c) $E = 200$ MPa, $D=75$ cm e $H/D=1,5$; (d) $E = 1.500$ MPa, $D=75$ cm e $H/D=1,5$; (e) $E = 1.500$ MPa, $D=120$ cm e $H/D=2,0$; (e) $E = 4.000$ MPa, $D=120$ cm e $H/D=2,0$

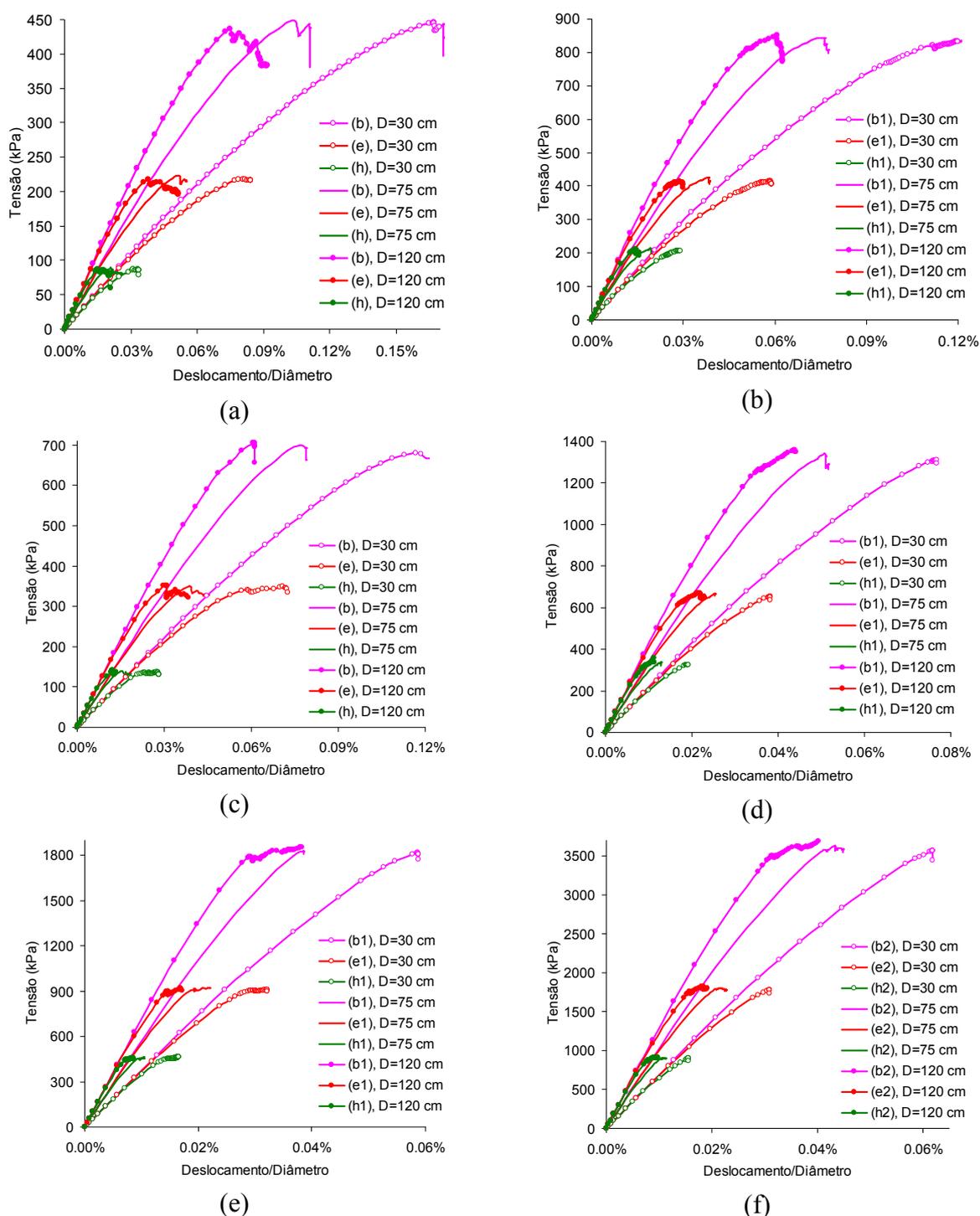


Figura 6.44: Algumas curvas de tensão pelo deslocamento/diâmetro variando a coesão (c') e o diâmetro (D) - (a) $E = 200$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,0$; (b) $E = 1.500$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,0$; (c) $E = 200$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,5$; (d) $E = 1.500$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=1,5$; (e) $E = 200$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=2,0$; e (f) $E = 1.500$ MPa, $\phi' = 35^\circ$ e $H/D=2,0$

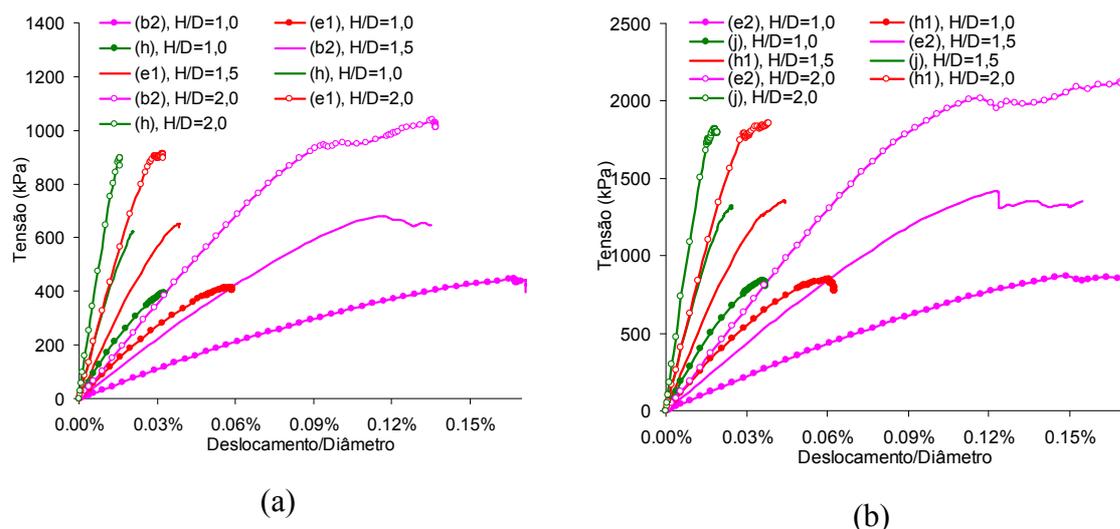


Figura 6.45: Algumas curvas de tensão pelo deslocamento/diâmetro variando o embutimento (H/D) e o módulo de elasticidade (E) - (a) $c' = 100$ kPa, $\phi' = 35^\circ$ e $D = 30$ cm; e (b) $c' = 200$ kPa, $\phi' = 35^\circ$ e $D = 120$ cm

Antes da análise das figuras acima citadas (6.43 a 6.46), serão apresentados os resultados das diversas tentativas de regressão múltipla e de análise da variância (ANOVA). Analisando o comportamento das variáveis em função da tensão de arrancamento máxima, verifica-se que todas podem ser aproximadas por uma reta. Desta forma, optou-se em processar a regressão múltipla linear. A tabela 6.4 apresenta a primeira tentativa de regressão e a ANOVA, considerando todos os cinco parâmetros a serem analisados. Para todas as análises estatísticas foi considerado um nível de 95% de significância. Não é objeto desta pesquisa apresentar a teoria da estatística, apenas fazer uso das ferramentas, uma vez que os detalhes a cerca dos procedimentos poderão ser obtidos junto à bibliografia, como exemplo, Chatterjee e Hadi (2006).

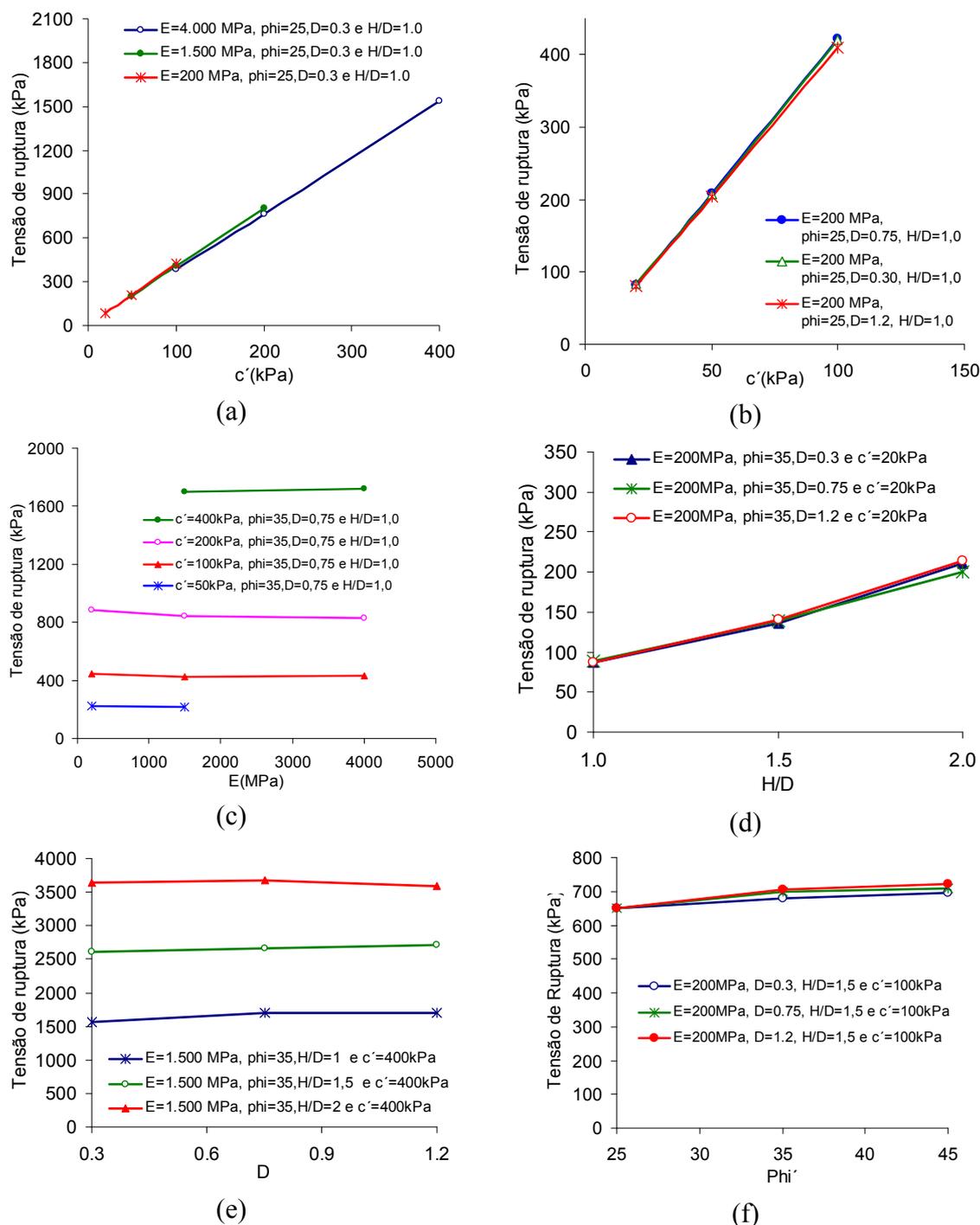


Figura 6.46: Algumas tendências de comportamento da tensão de ruptura em função dos cinco parâmetros estudados – (a) coesão (c') para cada um dos módulos de elasticidade (E); (b) coesão (c') para cada um dos diâmetros; (c) módulo de elasticidade (E) para cada uma das coesões (c'); (d) embutimento (H/D) para cada um dos diâmetros (D); (e) diâmetro para cada um dos embutimento (H/D); e (f) ângulo de atrito (ϕ') para cada um dos diâmetros

Tabela 6.4: Regressão linear e ANOVA considerando todos os parâmetros

	<i>GL</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F_{calculado}</i>	<i>F_{significação}</i>
Regressão	5	661156399,9	132231280,0	983,1	1,8E-167
Resíduo	265	35375994,9	134509,5		
Total	270	696532394,9			
	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>t_{calculado}</i>	<i>t_{significação}</i>	
Interseção	0	---	---	---	
<i>E</i> (MPa)	-1,43224E-08	1,6825E-08	-0,851258765	0,395400025	
<i>c'</i> (kPa)	6,499463925	0,161472545	40,25120135	1,9975E-114	
tan(ϕ')	56,13978972	65,34047954	0,859188517	0,391018949	
<i>H</i> (m)	907,9651775	65,18019298	13,93007808	2,06396E-33	
<i>D</i> (m)	-1344,18173	111,684583	-12,03551729	7,18232E-27	

Onde: *GL* = graus de liberdade, *SQ* = soma quadrada dos resíduos, *MQ* = média quadrada dos resíduos, *F* = distribuição da função de Snedecor, $F_{calculado} = MQ/SQ$, $F_{significação}$ = valor da função *F* tabelada considerando o nível de significância e os graus de liberdade, *t* = distribuição de t-Student, $t_{calculado}$ = determinado, $t_{significação}$ = valor da função *t-Student* tabelada considerando o nível de significância e os graus de liberdade

Pela tabela 6.4 é possível verificar que pelo menos uma das variáveis independentes (neste caso, parâmetro geotécnico ou geométrico: x_1 , x_2 , x_3 , x_4 e x_5) é significativa ($F_{calculado} > F_{significação}$), podendo a variação da tensão máxima de arrancamento (variável dependente: y) ser explicada por esta(s) (Chatterjee e Hadi, 2006). Agora, analisando a distribuição *t-Student*, verifica-se que o diâmetro (*D*) e o módulo de elasticidade do reaterro (*E*) não são significativos ($t_{calculado} < t_{significação}$). Quando ocorre uma ou mais variáveis não significativas, estas devem ser eliminadas uma a uma, ou seja, inicialmente retira-se a mais insignificante e processa-se outra ANOVA sem aquela variável (Chatterjee e Hadi, 2006). Neste caso, eliminou-se, inicialmente, o diâmetro da fundação (*D*). A retirada do diâmetro não desfez a falta de significância do módulo de elasticidade (*E*), além disso, fez com que a $\tan(\phi')$ também se torna insignificante (tabela 6.5).

Considerando que a $\tan(\phi')$ se mostrou mais insignificante em relação ao módulo de elasticidade (*E*), efetuou-se nova regressão e ANOVA. A tabela 6.6 apresenta os novos resultados, onde se verifica que o módulo de elasticidade (*E*) continua sendo não

significativo. E, conforme determina a análise estatística, efetuou-se novo procedimento, eliminando agora o módulo de elasticidade (E). A tabela 6.7 apresenta os novos resultados.

Tabela 6.5: Segunda tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação (D)

	<i>GL</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i> _{calculado}	<i>F</i> _{significação}
Regressão	4	6,42E+08	160418051,6	771,969	5,7E-144
Resíduo	266	54860189	207803,7448		
Total	270	6,97E+08			
	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>t</i> _{calculado}	<i>t</i> _{significação}	
Interseção	0	---	---	---	
E (MPa)	-2,2E-08	2,09E-08	-1,0762186	0,282812	
c' (kPa)	6,427322	0,200562	32,04649649	5,63E-93	
$\tan(\phi')$	-213,904	76,27591	-2,804346451	0,005416	
H (m)	223,4144	39,56771	5,646380891	4,23E-08	

Tabela 6.6: Terceira tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação e a $\tan(\phi')$

	<i>GL</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i> _{calculado}	<i>F</i> _{significação}
Regressão	3	6,4E+08	213345987,7	1000,747947	7,8E-144
Resíduo	267	56494432	213186,5354		
Total	270	6,97E+08			
	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>t</i> _{calculado}	<i>t</i> _{significação}	
Interseção	0	---	---	---	
E (MPa)	-3,7E-08	2,05E-08	-1,813641695	0,070863962	
c' (kPa)	6,344198	0,200913	31,57689897	8,42913E-92	
H (m)	148,9641	29,71693	5,012768691	9,82594E-07	

Tabela 6.7: Terceira tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação (D), $\tan(\phi')$ e módulo de elasticidade (E)

	<i>GL</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F_{calculado}</i>	<i>F_{significação}</i>
Regressão	2	6,39E+08	3,2E+08	1486,682	9,2E-145
Resíduo	268	571956666	215021,3		
Total	270	6,97E+08			
<hr/>					
	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>t_{calculado}</i>	<i>t_{significação}</i>	
Interseção	0	---	---	---	
c' (kPa)	6,107978	0,153633	39,75683	6,4E-114	
H (m)	128,1461	27,52826	4,655075	5,12E-06	

Pela tabela 6.7, pode-se verificar que, dos cinco parâmetros analisados, somente restaram dois, que, estatisticamente, podem ser consideradas variáveis independentes significantes – parâmetro geotécnico: c' e parâmetro geométrico: H .

Uma vez definidos, estatisticamente, os parâmetros (variáveis independentes significantes) que regem o comportamento da tensão de arrancamento máximo (variável dependente), pode-se obter algumas conclusões acerca das figuras 6.43 a 6.46. Quanto ao diâmetro, pela figura 6.46(e) pode-se verificar que a variação deste não alterou o valor da tensão máxima de arrancamento. Esta mesma característica pode ser observada na figura 6.44, no entanto, verificou-se que há uma mudança na inclinação dos trechos iniciais das curvas de tensão pela razão deslocamento/diâmetro, para um mesmo módulo de elasticidade. Nas figuras 6.43 e 6.46 (f) verifica-se que a tensão de arrancamento máxima varia muito pouco com a variação do ângulo de atrito, sendo que esta variação do ponto de vista estatístico foi insignificante. Em uma configuração onde se tem uma mesma fundação, mesmo embutimento e mesma coesão percebe-se que a tensão de arrancamento máxima não se altera com a variação do módulo de elasticidade (figuras 4.46 (b) e (c)), mas ocorre uma mudança na inclinação dos trechos iniciais das curvas de tensão pela razão deslocamento/diâmetro (figura 6.45), como esperado, pois se variou o módulo de elasticidade. Agora, analisando a figura 6.46, verifica-se que somente a coesão e a profundidade (representada pelo embutimento) alteram a tensão de

arrancamento máxima. A variação na tensão de arrancamento máxima, variando-se somente a coesão, pode ser observada pela figura 6.43; verificando-se que quanto maior a coesão maior será a carga de arrancamento. O mesmo é válido para o embutimento (figura 6.45).

6.4.2 Definição do Modelo de Regressão Múltipla Linear

Uma vez definida as variáveis independentes significativas, efetuou-se uma nova regressão e ANOVA, porém com os parâmetros adimensionalizados – (a) profundidade (H) expressa pelo embutimento (H/D); (b) coesão (c') dividida pela pressão atmosférica padrão (c'/Pa); e (c) tensão de arrancamento máxima (σ_{\max}), também dividido pela pressão atmosférica padrão (σ_{\max}/Pa) - onde a pressão atmosférica padrão assume um valor de 101,325 kPa (Halliday *et al.*, 1997). A tabela 6.8 apresenta o resultado da regressão múltipla linear, considerando as variáveis adimensionalizadas. Nesta tabela está considerada a eliminação dos valores atípicos, ou seja, conforme Chatterjee e Hadi (2006), os resíduos padronizados (distribuição Z) que não apresentarem um valor entre ± 3 deverão ser eliminados um a um, iniciando pelo maior. Como pode ser visto pela tabela 6.8, fez-se necessária a eliminação de 8 valores atípicos.

Conforme Chatterjee e Hadi (2006), a regressão linear múltipla expressa uma relação de linearidade entre as variáveis independentes (x_1, x_2, x_3, \dots) com a variável dependente (y), dada pela equação 6.3.

$$y = \beta_0 + \beta_1.x_1 + \beta_2.x_2 + \beta_3.x_3 + \dots + \beta_k.x_k + erro \quad (6.3)$$

Os termos da equação 6.3 podem ser obtidos da tabela 6.8. Assim, a equação que estima a tensão de arrancamento máxima adimensional (σ_{\max}/Pa) pode ser expressa por um parâmetro geotécnico (c'/Pa) e um parâmetro geométrico (H/D), sendo representada pela equação 6.4 na forma adimensional. Vale lembrar que a equação definida corresponde ao tratamento de uma camada infinita. A regressão múltipla linear apresentou um coeficiente de correção (R^2) de 0,936, o que estatisticamente é um ajuste adequado, uma vez que este valor varia de 0 a 1, onde 1 corresponde a um ajuste exato (Chatterjee e Hadi, 2006).

Tabela 6.8: Terceira tentativa de regressão linear e ANOVA, eliminado o diâmetro da fundação (D), $\tan(\phi')$ e módulo de elasticidade (E)

Estatística de regressão					
R:	0,967358 (coeficiente de correlação)				
R²:	0,935781 (coeficiente de determinação)				
R²_{ajustado}:	0,931688 (coeficiente de determinação ajustado)				
Erro padrão:	3,517766				
Total de observações:	262				
	GL	SQ	MQ	F_{calculado}	F_{significação}
Regressão	2	46883,67	23441,83	1894,339	2,4E-155
Resíduo	260	3217,417	12,37468		
Total	262	50101,08			
	Coefficientes	Erro padrão	t_{calculado}	t_{significação}	
β_0 : Interseção	0	---	---	---	
β_1 : c'/Pa (kPa)	5,919326	0,156101	37,91988	6,1E-108	
β_2 : H/D (m)	1,213467	0,201735	6,015152	6.07E-09	

$$\left(\frac{\sigma_{\max}}{Pa}\right) = 5,92 \cdot \left(\frac{c'}{Pa}\right) + 1,21 \cdot \left(\frac{H}{D}\right), \text{ para } D_f \approx \infty \quad (6.4)$$

6.4.3 Influência do Diâmetro de Cimentação

A equação 6.4 expressa a tensão máxima ao arrancamento (σ_{\max}) para um diâmetro de tratamento infinito ($D_f \approx \infty$). No entanto, sabe-se que esta equação, do ponto de vista prático e técnico, não é necessariamente válida, pois o tratamento de uma camada com largura infinita é impraticável. Desta forma, deve-se definir um diâmetro de tratamento mínimo, a partir do qual, este passe a representar a queda do desempenho da fundação, para os diferentes níveis de cimentação e embutimento, ou ainda, a partir de um dado

diâmetro de tratamento, definir qual a perda da resistência em relação à área de tratamento da camada infinita. Por exemplo, para as provas de carga realizadas com reaterro com areia (não cimentado), verifica-se que a ruptura fica confinada no interior da camada de reaterro; já para o reaterro cimentado com 7% de cimento, a superfície de ruptura foi além do reaterro, ocorrendo na interface entre o reaterro e a lateral de cava.

A partir dos modelos definidos na seção 6.4.1 (camada cimentada infinita), realizaram-se análises numéricas paramétricas reduzindo progressivamente o tamanho da camada cimentada - $D_f = 30; 20; 15; 12,5; 10; 7,5$ e 5 vezes o diâmetro da fundação. A figura 6.47 apresenta dois exemplos de malha, um considerando um tratamento infinito e o outro considerando um tratamento com o diâmetro mínimo de 5 vezes o diâmetro da fundação.

Ao todo, conforme já citado, foram realizadas 243 análises, considerando a variação de todos os parâmetros envolvidos (geotécnico - E e c' , representados pelo nível de cimentação; e geométrico - D e H/D) exceto, o ângulo de atrito, sendo adotado um valor de 45° , que apresentou um processamento mais rápido em relação aos outros valores de ângulo. Para os parâmetros geotécnicos, considerou-se a condição de baixa ($E=200$ MPa e $c'=50$ kPa), média ($E=1.500$ MPa e $c'=100$ kPa) e alta ($E=4.000$ MPa e $c'=200$ kPa) cimentação. A figura 6.48 apresenta alguns exemplos de tendências do comportamento tensão vs deformação/diâmetro.

Pela figura 6.48 (a) e (b), a fundação com diâmetro de 120 cm e embutimento de 1,0, com baixa e alta cimentação respectivamente, percebe-se que, para a alta cimentação um diâmetro de tratamento menor que 20 vezes o diâmetro da fundação já começa a ocorrer a queda da resistência, sendo que para um diâmetro de tratamento de cinco vezes o diâmetro, a tensão máxima cai a 60% da tensão em relação ao tratamento infinito. Para cimentação baixa praticamente não há perda de capacidade de carga (até no máximo 8% em relação ao tratamento infinito), somente, redução da inclinação do trecho inicial da curva. Já as figuras 6.48 (c) e (d) apresentam uma comparação para um embutimento de 2,0 para uma cimentação alta e baixa respectivamente. Para a alta cimentação, verifica-se que a tensão começa a cair, a partir de um diâmetro de tratamento de 12,5 vezes o diâmetro da fundação, sendo que a tensão para um tratamento de 5 vezes o diâmetro corresponde a cerca de 80%. Para baixa cimentação, o comportamento é similar ao embutimento de 1,0.

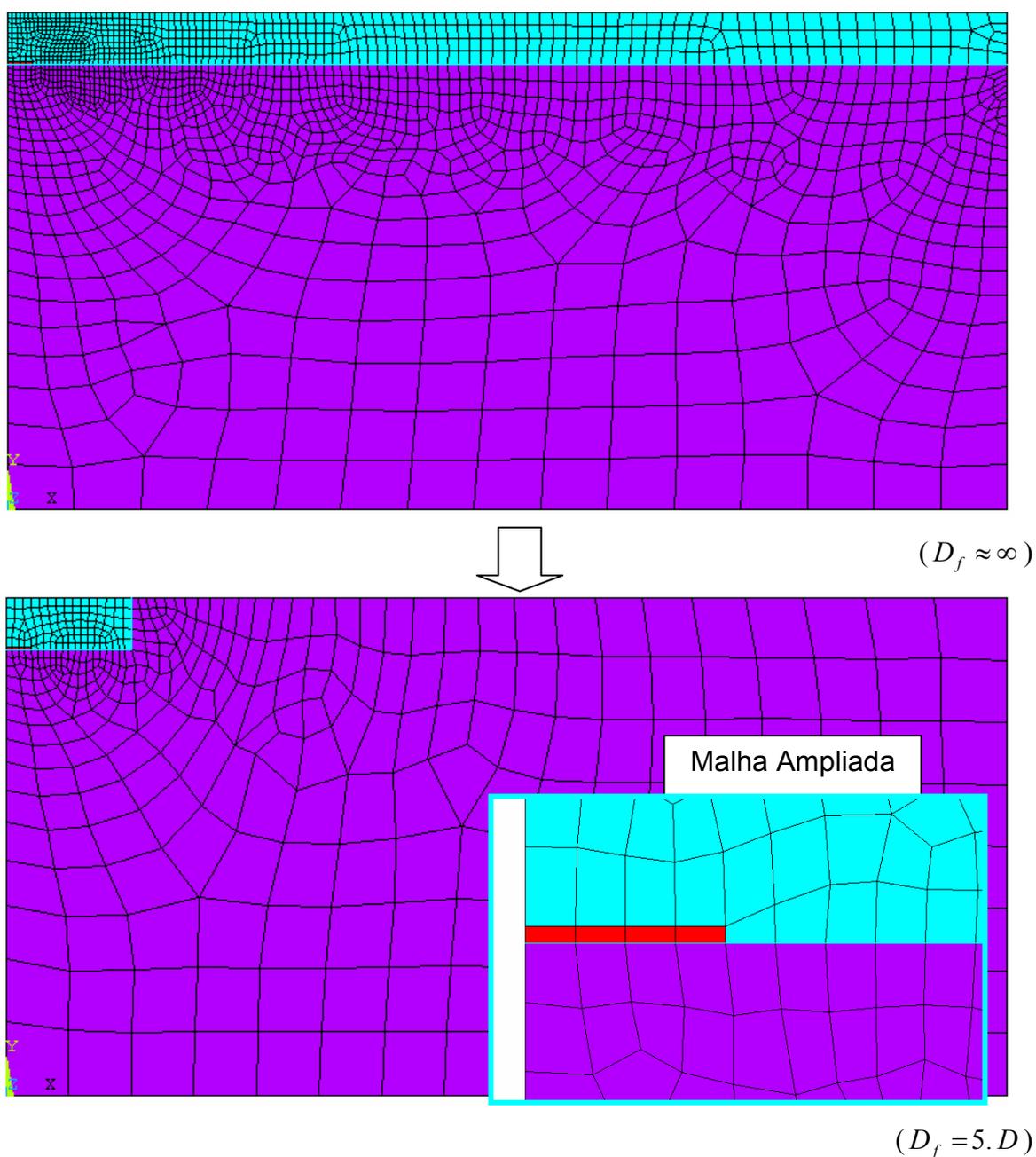


Figura 6.47: Exemplos de malha considerando um tratamento infinito e a outra considerando um tratamento com diâmetro mínimo de 5 vezes o diâmetro da fundação ($D=30$ cm e $H/D=1,0$)

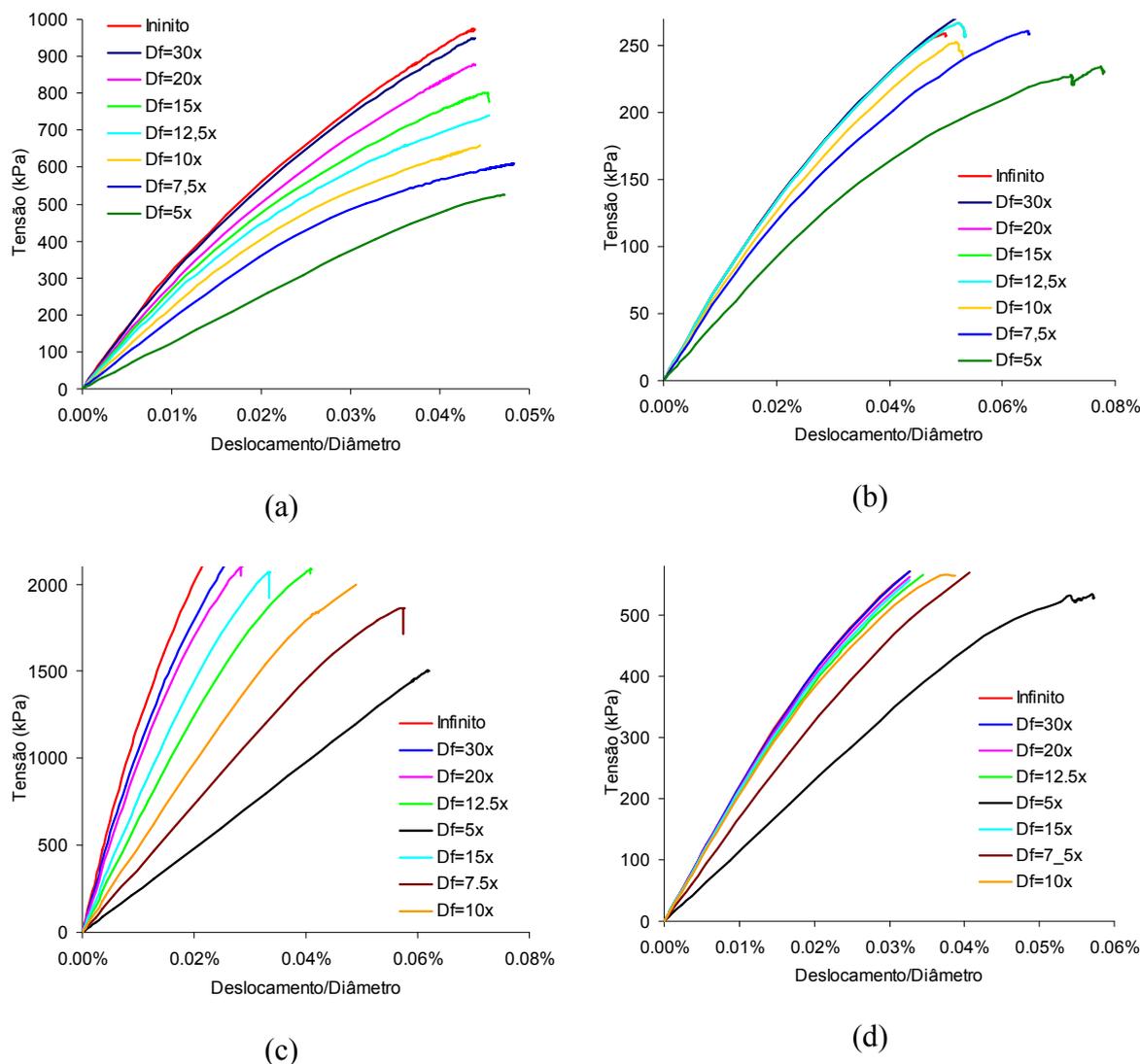


Figura 6.48: Algumas tendências de comportamento das curvas tensão pelo deslocamento/diâmetro para (a) $D = 1,2$ m, $H/D = 1,0$ e alta cimentação ($E = 4.000$ MPa e $c' = 200$ kPa); (b) $D = 1,2$ m, $H/D = 1,0$ e baixa cimentação ($E = 200$ MPa e $c' = 50$ kPa); (c) $D = 1,2$ m, $H/D = 2,0$ e alta cimentação ($E = 4.000$ MPa e $c' = 200$ kPa); e (d) $D = 1,2$ m, $H/D = 2,0$ e baixa cimentação ($E = 200$ MPa e $c' = 50$ kPa)

Nas figuras 6.49 e 6.50 são apresentados exemplo de diagramas de deslocamento, de tensão e de deformação plástica, para uma fundação com diâmetro de 30 cm e embutimento de 1,0, considerando uma situação de baixa e alta cimentação respectivamente no nível de deslocamento da tensão máxima da fundação com alta cimentação. Na figura 6.49 (a) percebe-se que os deslocamentos verticais ocorrem até cerca de 5 vezes o diâmetro da fundação para a baixa cimentação. Enquanto que para a alta cimentação, figura 6.50 (a), os deslocamentos se estendem até cerca de 10 vezes o

diâmetro da fundação. Esta distribuição dos deslocamentos é aceitável, uma vez que, o aumento na cimentação, e conseqüente aumento da coesão e do módulo de elasticidade, é propiciado pela união mais forte entre as partículas, o que também aumenta a rigidez. Tomando como exemplo a figura 6.48 verifica-se que a redução do diâmetro de cimentação provoca redução na inclinação da reta inicial da curva de tensão *vs* deslocamento/diâmetro. A redução do diâmetro de cimentação limita as deformações e a rigidez, tendo como conseqüência, a redução da inclinação da reta inicial da curva de tensão *vs* deslocamento/diâmetro.

A redução da inclinação da reta inicial da curva de tensão pelo deslocamento/diâmetro provocada pela diminuição da região cimentada não necessariamente provoca a redução da tensão, dependendo do nível de cimentação. Analisando os diagramas de tensão e de deformação plásticas, verifica-se que independente do nível de cimentação: (a) as tensões verticais concentram-se na borda da fundação; (b) as maiores tensões horizontais concentram-se na fundação, sendo que a zona de tensões avança radialmente na face inferior do reaterro; (c) as deformações plásticas concentram-se na parte superior esquerda da malha, ou seja, no centro sobre a superfície.

As figuras 6.51 a 6.53 apresentam todos os resultados das análises numéricas agrupadas em função dos diversos parâmetros investigados. As figuras 6.51, 6.52 e 6.53 foram agrupadas em função do nível de cimentação: baixa, media e alta, respectivamente. As figuras (a), (b) e (c) correspondem, respectivamente, aos embutimentos de 2,0; 1,5; e 1,0. Cada cor nos gráficos individuais corresponde a um diâmetro. De modo a facilitar o entendimento, as figuras foram plotadas na forma de curvas de diâmetro de tratamento ($D_f = \times D$) *vs* razão da tensão com tratamento infinito e com tratamento limitado.

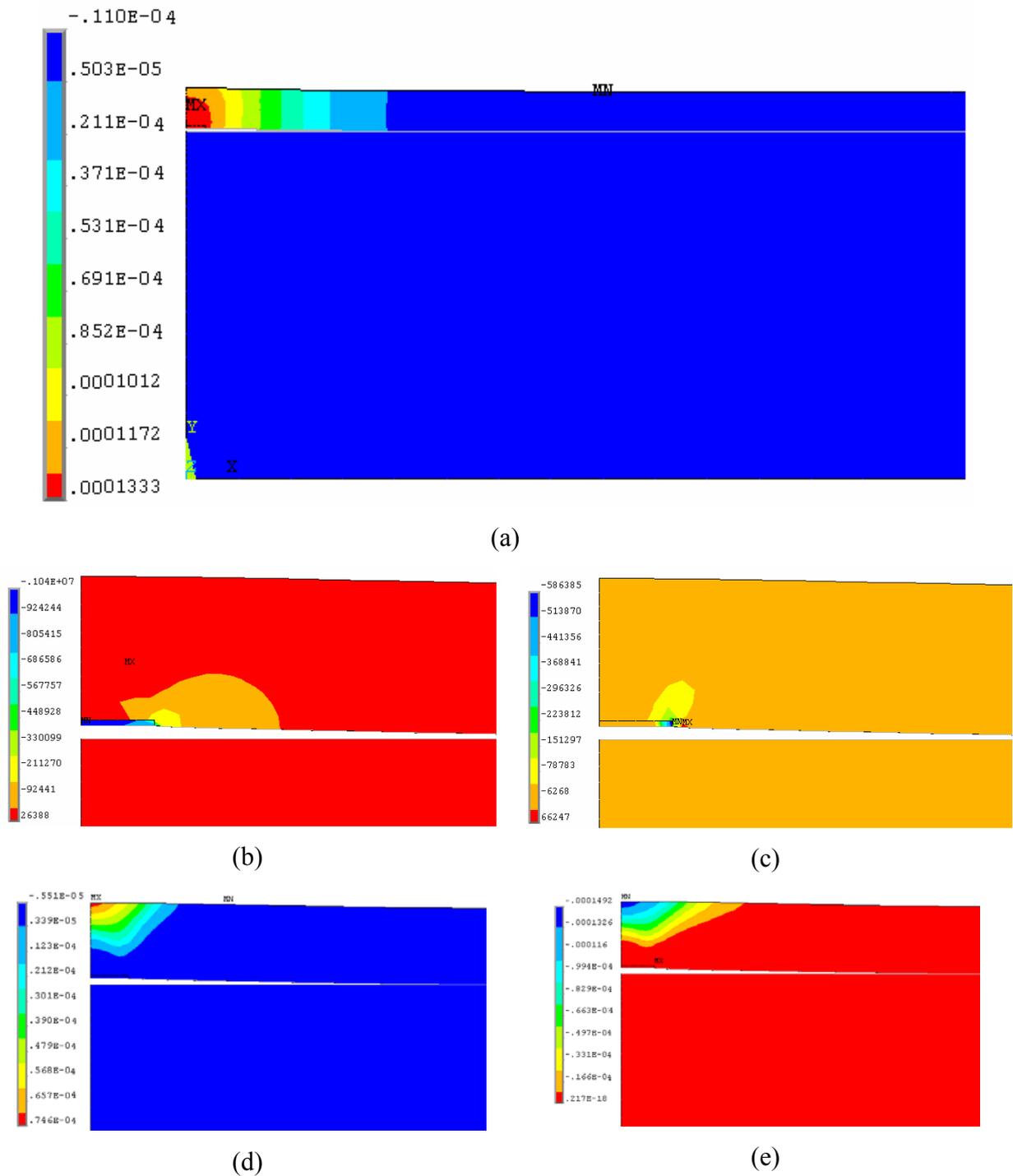
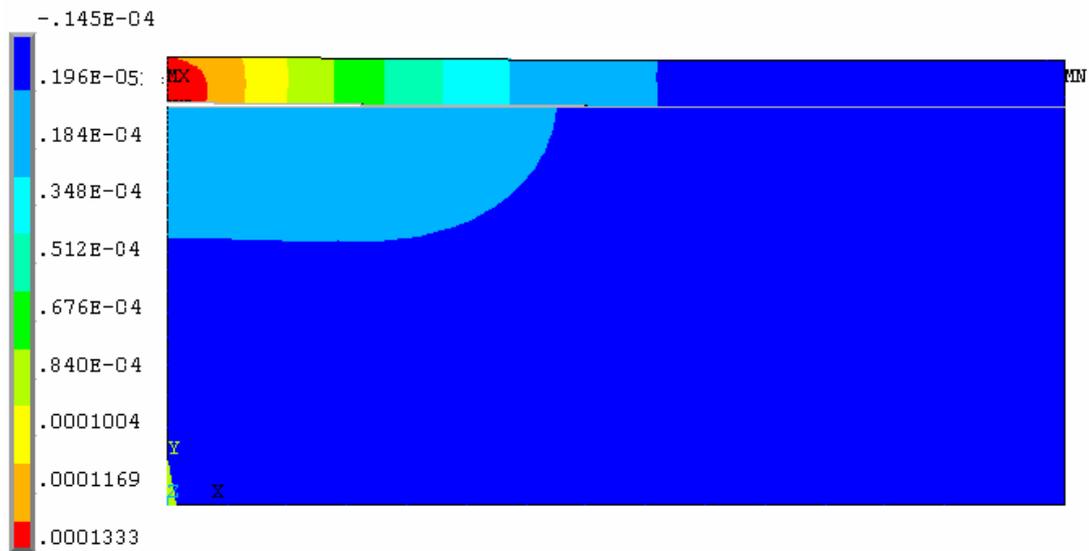
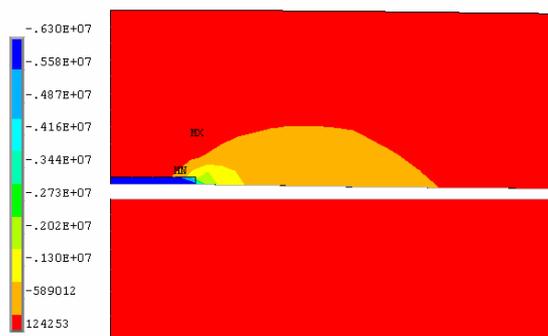


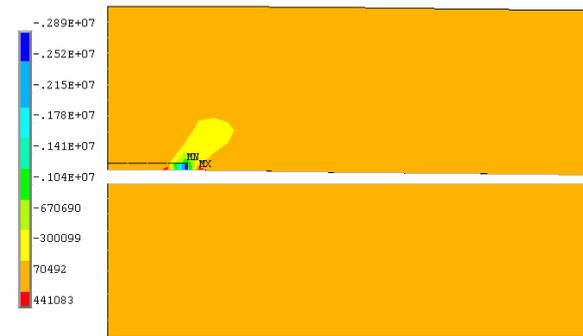
Figura 6.49: Diagramas gerados na tensão máxima para uma fundação com baixa cimentação ($c' = 50$ kPa e $E = 200$ MPa), $D=30$ cm, $H/D=1,0$ e $D_f =$ infinito – (a) deslocamentos; (b) tensões horizontais (x); (c) tensões verticais (y); (d) deformações plásticas horizontais (x); (e) deformações plásticas horizontais (y)



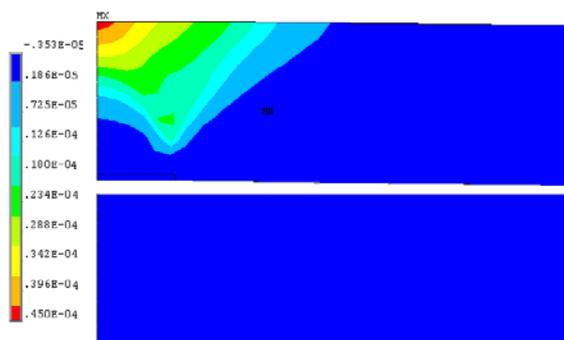
(a)



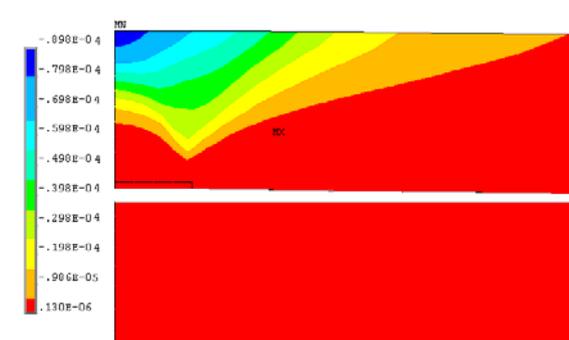
(b)



(c)

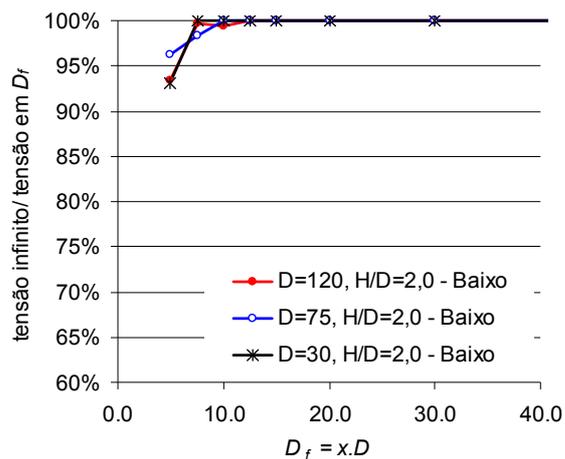


(d)

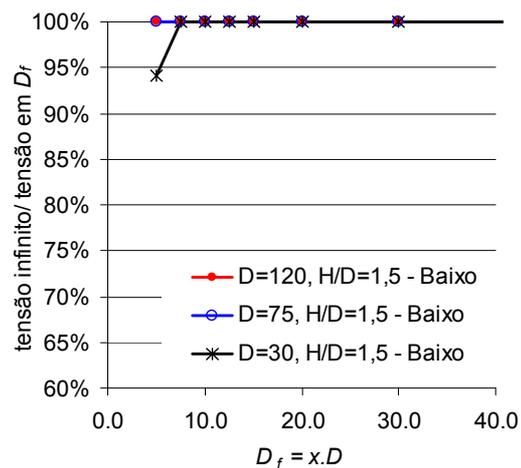


(e)

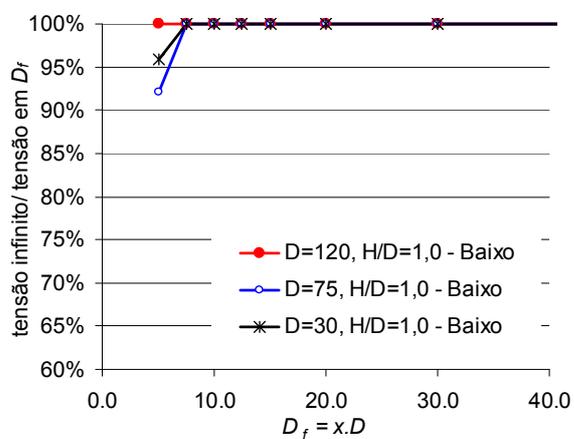
Figura 6.50: Diagramas gerados na tensão máxima para uma fundação com alta cimentação ($c' = 200$ kPa e $E = 4.000$ MPa), $D=30$ cm, $H/D=1,0$ e $D_f =$ infinito – (a) deslocamentos; (b) tensões horizontais (x); (c) tensões verticais (y); (d) deformações plásticas horizontais (x); e (e) deformações plásticas horizontais (y)



(a)

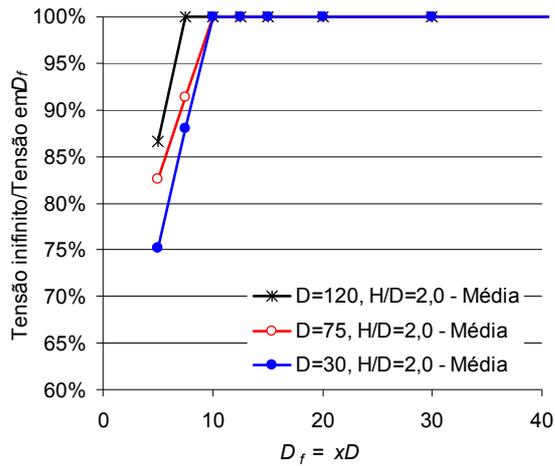


(b)

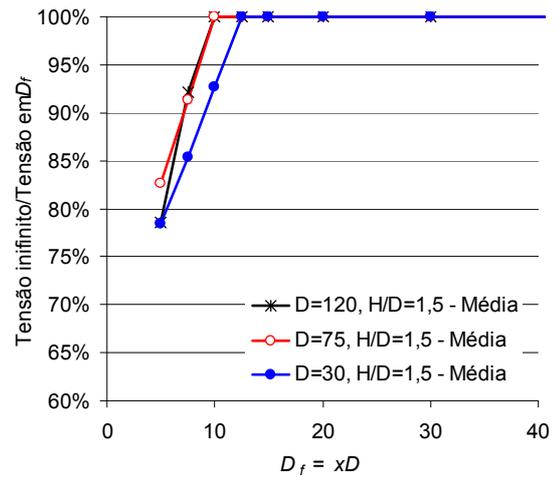


(c)

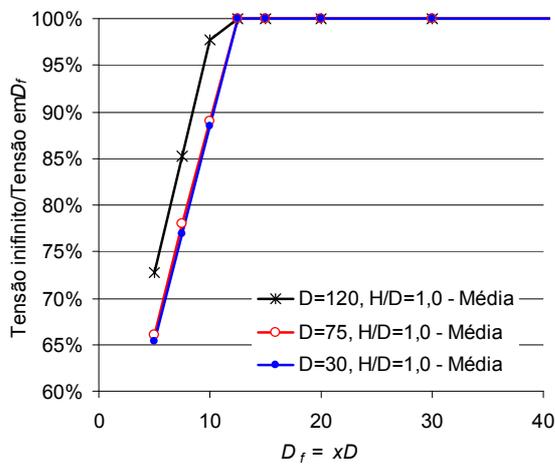
Figura 6.51: Tendências de perda de desempenho das fundações em função da redução do diâmetro de tratamento para uma baixa cimentação ($E = 200$ MPa e $c' = 50$ kPa) para os diferentes diâmetros – (a) $H/D=2,0$; (b) $H/D=1,5$; e (c) $H/D=1,0$



(a)



(b)



(c)

Figura 6.52: Tendências de perda de desempenho das fundações em função da redução do diâmetro de tratamento para uma média cimentação ($E = 1.500 \text{ MPa}$ e $c' = 100 \text{ kPa}$) para os diferentes diâmetros – (a) $H/D=2,0$; (b) $H/D=1,5$; e (c) $H/D=1,0$

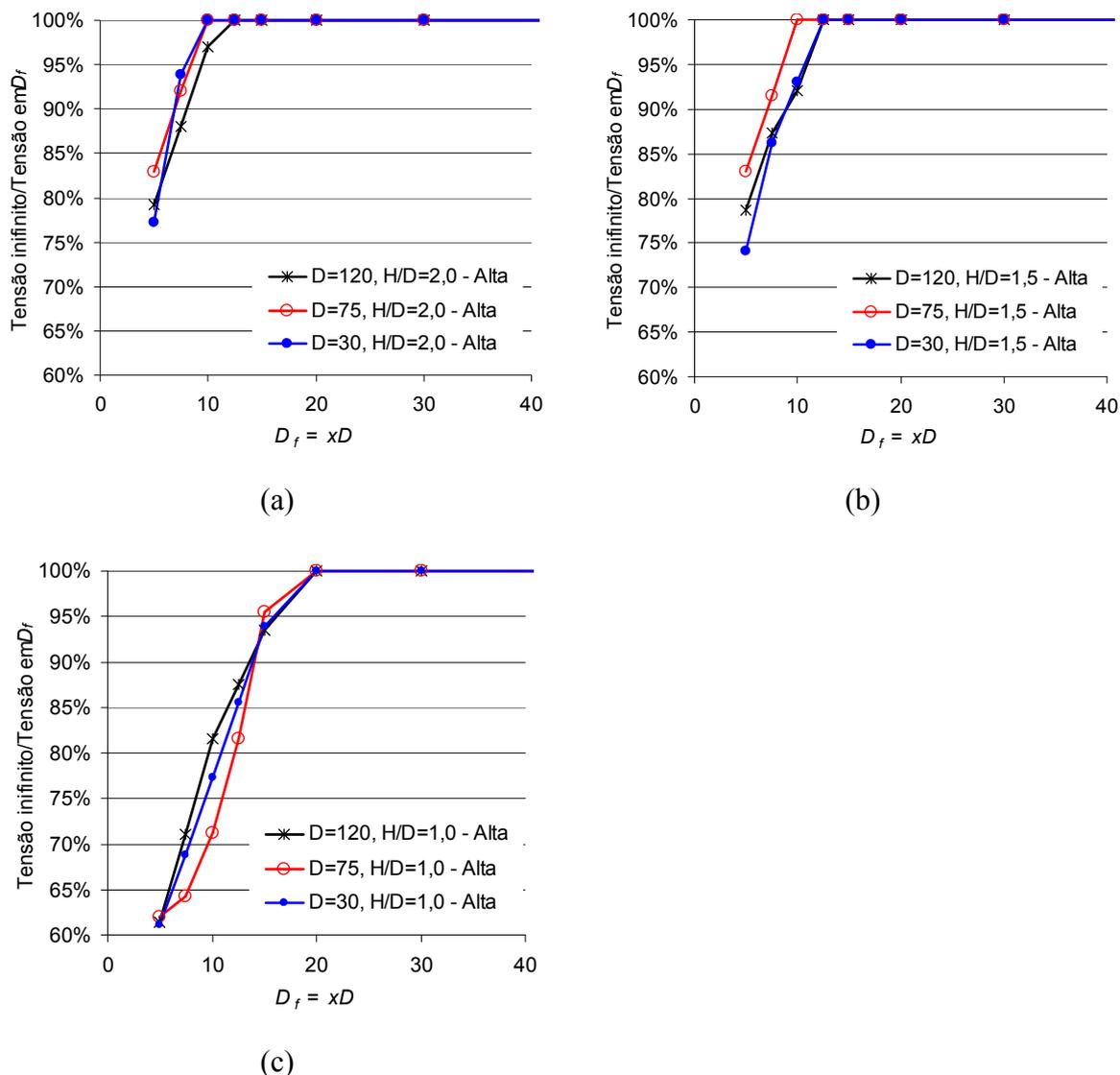


Figura 6.53: Tendências de perda de desempenho das fundações em função da redução do diâmetro de tratamento para uma alta cimentação ($E=4.00$ MPa e $c'=200$ kPa) para os diferentes diâmetros – (a) $H/D=2,0$; (b) $H/D=1,5$; e (c) $H/D=1,0$

Pela análise percebe-se, primeiramente, que quanto mais cimentado for o reaterro, maior será a perda da capacidade com a redução do diâmetro de cimentação. Entretanto para baixa cimentação esta perda corresponde a no máximo 8% (exemplo 6.51 (c)), enquanto para média e alta cimentação pode representar até 39% (exemplo 6.53 (c)). Além disso, a perda de carga para a baixa cimentação ocorre somente a partir de diâmetro de cimentação (D_f) menor que cinco vezes o diâmetro da fundação ($5.D$), enquanto que

para cimentação média a perda ocorre entre D_f de $7,5.D$ e $12,5.D$; e entre D_f de $10.D$ e $20.D$ para alta cimentação.

Em relação ao embutimento, verifica-se que há uma tendência de perda da capacidade de carga que é maior quanto menor for o embutimento, sendo particularmente importante para um embutimento de 1,0 para média e alta cimentação. Já para a baixa cimentação a perda de capacidade de carga parece ser pouco afetada pelo embutimento. Ainda, parece haver uma tendência da perda de carga ocorrer para maiores valores de D_f quanto menor o embutimento, principalmente para uma alta cimentação com embutimento de 1,0 (figura 6.53 (c)).

O tamanho da fundação não apresentou grande interferência em termos de tensão, o que foi confirmado na seção 6.4.2, que estatisticamente mostrou ser uma variável insignificante.

Em última análise, pode-se dizer que para fins de projeto de fundações submetidas ao arrancamento com reaterro cimentado, podem-se adotar os seguintes passos: (a) determinar a tensão máxima suportada (camada infinita) através da equação 6.4; (b) definir a perda de capacidade de carga, para um determinado nível de cimentação e embutimento, a partir das figuras 6.51 a 6.53; (c) determinar a carga, tamanho da fundação ou embutimento. Este procedimento foi validado projetos geométricos limitados entre os valores máximos e mínimos utilizados nas análises numéricas: (a) diâmetro da fundação (D) entre 30 cm e 120 cm; e (d) fundação rasa - embutimento (H/D) entre 1,0 e 2,0. Já o nível de cimentação é inferido pela coesão (c') estudada entre 20kPa e 400kPa.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo serão compiladas as principais conclusões dos resultados obtidos da presente pesquisa, de modo a contemplar os objetivos inicialmente propostos. Também serão apresentadas sugestões de pontos envolvendo a temática abordada que necessitam maior investigação.

7.1 CONCLUSÕES

7.1.1 Provas de Carga

Primeiramente, serão apresentadas as principais conclusões dos resultados das provas de carga realizadas com reaterro em areia (sem cimentação). Em seguida, serão apresentadas as conclusões das provas com reaterros cimentado e por fim, as conclusões em termos da cimentação.

Também serão apresentadas as principais conclusões acerca da comparação entre os resultados dos ensaios de compressão simples realizados com corpos de prova moldados em laboratório, com os realizados a partir dos testemunhos obtidos em campo. Finalmente discute-se a acurácia das estimativas de cargas máximas previstas das provas de carga a partir de modelos clássicos de previsão de capacidade de carga de sapatas submetidas a esforços de tração.

Provas de carga em Areia:

- a) As provas de carga realizadas com reaterro de areia apresentam comportamento carga vs. deslocamento idêntico para todos os ensaios, podendo ser dividido em quatro estágios: (a) trecho linear elástico; (b) taxa de deslocamento maior para menores ganhos de carga, até 90% da carga máxima; (c) deslocamentos bem maiores em relação ao primeiro e segundo estágio, com baixíssimo ganho de carga, até ser atingida a carga máxima; e (d) redução da carga e mobilização de grandes deslocamentos;

- b) Quanto maior a fundação (com diâmetro de 30 cm e 45 cm), maior a carga de arrancamento máxima, porém a tensão não é a mesma, sendo maior quanto maior a fundação;
- c) Quanto maior o embutimento (fundação com 30 cm, embutida a 1,0; 1,5 e 2,0), maior a carga de arrancamento, sendo esta relação logarítmica, tendendo a um valor assintótico;
- d) A carga máxima pode ser representada pela soma de três parcelas: peso da fundação, peso do solo contido na superfície de ruptura e resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura. Com o aumento do embutimento, aumenta a parcela relativa ao peso do solo;
- e) Se considerada uma superfície de ruptura cônica, o ângulo de abertura em relação à vertical varia entre $21,80^\circ$ e $30,26^\circ$, tendo como média o valor de $26,04^\circ$, que corresponde a 70,4% do ângulo de atrito;
- f) Os deslocamentos ficaram restritos ao interior do reaterro (cava com 5 vezes o diâmetro das fundações), não atingindo o solo natural.

Provas de Carga em Areia Cimentada:

- g) Para os ensaios onde se procedeu o carregamento, descarregamento e recarregamento, verificou-se um trecho elástico, podendo ser aproximado por uma reta para cargas de até aproximadamente 90% da carga de arrancamento;
- h) O comportamento carga vs. deslocamento foi idêntico para todas as provas de carga (com 3% de cimento), podendo ser dividido em dois estágios: (a) trecho linear elástico até próximo à ruptura; e (b) após a ruptura, redução da carga e mobilização de grandes deslocamentos;
- i) Quanto maior a fundação (com diâmetro de 30 cm e 45 cm, e com 3% de cimento), maior a carga de arrancamento máxima; porém a maior tensão corresponde à fundação de menor dimensão, havendo uma tendência da tensão ser a mesma independente do tamanho da fundação;

- j) Quanto maior o embutimento (fundação com 30 cm, embutida a 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0; e para 3% de cimento), maior a carga de arrancamento, sendo esta relação potencial;
- k) Quanto aos deslocamentos registrados na superfície do reaterro, verificou-se que com 3% de cimento, quanto maior o embutimento, maior a tendência dos deslocamentos avançarem até bordas da cava. Para 7% de cimento ocorreram deslocamentos uniformes em toda a superfície (borda igual ao centro);
- l) Com 3% de cimento verificou-se a ruptura brusca do reaterro pelo fraturamento e trincamento da camada cimentada, cujas trincas se iniciam no centro em direção radial às bordas. Com 7% de cimento, não ocorreu a fissuração, mas sim o arrancamento de todo o reaterro por escorregamento junto à interface solo natural/reaterro areia cimentada.

Provas de Carga em Areia Cimentada vs. não Cimentada:

- m) A adição de cimento proporcionou ganhos expressivos de resistência, da ordem de 9 vezes para 3% de cimento e 13,5 vezes para 7% de cimento, em relação a areia não cimentada;
- n) Adição de cimento proporcionou aumento na rigidez, de modo que a ruptura em reaterro cimentados ocorreu a menores deslocamentos em relação ao reaterro não cimentado;
- o) O reaterro cimentado apresenta ruptura extremamente frágil (grande ganhos de carga antes de ruptura) em relação ao reaterro não cimentado (ganhos de carga inicial, seguido de pequeno ganho de carga com o aumento crescente dos deslocamentos);
- p) A resistência aumenta de forma logarítmica com o aumento do teor de cimento, tendendo a um valor assintótico, o que indica que acima de determinado teor de cimento a resistência não aumenta mais. Para os ensaios realizados, este teor está entre 3% e 7% de cimento. Lembrando que esta conclusão é válida somente para a geometria adotada nas provas de carga

realizadas (diâmetro de tratamento cinco vezes maior que o diâmetro da fundação).

Resistência à Compressão Simples – Laboratório vs. Campo:

q) Os corpos de prova em laboratório foram moldados em condições homogêneas, sendo moldados com areia seca (ou na umidade higroscópica), desmoldados antes da cura e curados em condições de temperatura e umidade controladas;

r) Os testemunhos extraídos do reaterro após a cura, esculpidos a partir de blocos inteiriços foram moldados e curados em condições climáticas adversas, não sendo possível o controle de temperatura e de umidade, também não sendo possível a utilização de areia seca devido aos fatores climáticos;

s) O teor de umidade inicial da areia afetou drasticamente a resistência à compressão simples do reaterro, sendo que para um teor muito alto de umidade não ocorre uma mistura adequada de cimento;

t) A umidade inicial da areia próximo à umidade de dosagem (9,68%), gerou resistência da ordem de $\frac{1}{4}$ em relação a uma umidade inicial de 6,3%;

u) A resistência à compressão simples obtida em campo, com umidade adequada (máximo de 6,3%) para proporcionar a mistura do cimento, corresponde acerca de 85% da resistência obtida em laboratório, mostrando que as condições de moldagem e cura afetam pouco a resistência à compressão simples.

Estimativa da Resistência à Tração pelos Modelos Clássicos:

v) Utilizou-se 25 modelos desenvolvidos, entre os anos de 1950 e 2001, para solos naturais não coesivos e coesivos, com objetivo de estimar os resultados das provas de carga à tração realizadas no presente trabalho, tanto para areia como para a areia cimentada;

w) A metodologia mais conservadora é a que considera somente o somatório do peso do solo e da fundação. Como estes métodos subestimaram as cargas medidas *in situ* conclui-se que é necessário considerar também a parcela relativa à resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura;

x) As melhores estimativas para a areia foram obtidas das metodologias de Mueller (1965, *apud* Kovacs *et al.*, 1975), Meyerhof e Adams (1968, *apud* Birch e Dickin, 1998), Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Kovacs *et al.*, 1975 e Pacheco *et al.*, 2008), respectivamente (ver figura 5.63a);

y) Apesar das metodologias não terem sido desenvolvidas para areia cimentada, os modelos de Balla (1961, *apud* Kovacs *et al.* 1975 e Birch e Dickin, 1998), Meyerhof (1973, *apud* Velloso, 1987) e Grenoble (Biarez e Barraud, 1968 *apud* Kovacs *et al.*, 1975 e Pacheco *et al.*, 2008) apresentaram estimativas realistas para as provas de carga (ver figura 5.63b).

7.1.2 Análise Numérica

A seguir são apresentadas as principais conclusões dos estudos numéricos realizados a partir da retroanálise e calibração do modelo. No primeiro estudo foram investigados os parâmetros estatisticamente significativos. Uma vez conhecidos estes parâmetros, foi desenvolvida uma equação para determinação da tensão máxima para o tratamento de uma camada infinita. Após, conhecidos estes parâmetros e determinada a equação, investigou-se os efeitos da dimensão da camada tratada e conseqüente redução das cargas de arrancamento. Os parâmetros geotécnicos do solo são obtidos por meio de relações de dodagem que levam em consideração a porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v)

Retroanálise das Provas de Carga por Elementos Finitos:

a) A metodologia de elementos finitos, considerando um modelo axissimétrico, comportamento linear elástico para a fundação e solo natural escavado e comportamento elásto-perfeitamente plástico para o reaterro, reproduziu de forma adequada os resultados obtidos através das provas de carga;

- b) Pela metodologia por elementos finitos definiu-se tamanho da malha, o número de incrementos adequado às análises, verificando-se que comportamentos elástico ou plástico para o solo natural escavado não apresentou variações significativas nos resultados;
- c) O comportamento elástico-perfeitamente plástico para a areia cimentada, utilizando os parâmetros geotécnicos (módulo de elasticidade na menor tensão confinante, coesão e ângulo de atrito) obtidos das correlações com a porosidade pela quantidade de cimento em volume (η/Ci_v) representaram bem os resultados das provas de carga à tração, quando considerado uma dilatância igual a zero e a coesão com valor de 60% obtido da correlação com o fator vazios/cimento;
- d) Os diagramas e vetores de deslocamentos reproduzem bem os resultados obtidos nas provas de carga.

Análise Paramétrica por Elementos Finitos:

- e) Na análise paramétrica foi verificada a influência dos parâmetros geotécnicos (módulo de elasticidade, coesão e ângulo de atrito) e geométricos (diâmetro e profundidade), totalizando cinco variáveis independentes;
- f) Considerando um reaterro infinito, inicialmente, verificou-se que somente a coesão (parâmetro geotécnico) e o embutimento (parâmetro geométrico) mostraram-se resultados significativos em termos de tensão, pela análise de variância;
- g) O diâmetro e módulo de elasticidade, apesar de afetarem a inclinação de reta inicial de tensão vs relação deslocamento/diâmetro, não produzem mudanças significativas na tensão máxima, do ponto de vista estatístico;
- h) A equação 6.4, com coeficiente de determinação (R^2) de 0,936, representa o melhor modelo de estimativa da tensão máxima, na forma adimensionalizada, em função da coesão e do embutimento, considerando um reaterro infinito;

- i) A execução de reaterros com dimensões infinitas, do ponto de vista prático não é válida, desta forma, efetuou-se uma segunda etapa de análises, considerando a redução do diâmetro de cimentação. Os resultados de redução de carga com a redução do diâmetro de cimentação estão apresentados nas figuras 6.51 a 6.53, respectivamente para baixa, média e alta cimentação;
- j) Para dimensionamento de fundações submetidas à tração reaterradas com areia cimentada, pode-se adotar a seguinte metodologia: (a) determinação de tensão máxima para uma camada de tratamento infinito a partir da equação 6.4; e (b) determinação da perda de carga, em função do diâmetro de tratamento, do embutimento e do nível de cimentação apresentados nas figuras 6.51 a 6.53.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho apresentou as vantagens da adição de pequenos teores de cimento em reaterro de fundações terrestres escavadas submetidas à tração. Este trabalho mostrou que a técnica de tratamento de solos, empregada em reaterro, é promissora, assim como já foi provado ser em diversas outras subáreas da geotecnia. Considerando que foi utilizado um tipo de material geotécnico - areia - e somente um tipo de agente cimentante – cimento Portland CP-V ARI – além de somente dois tamanhos de fundação e embutimento até 2 vezes o diâmetro da fundação, a possibilidade de futuros estudos abordando esta temática é vasta. Desta forma, cabem algumas sugestões para futuros trabalhos:

- a) Verificação desta técnica para outros tipos de solos, por exemplo, arenito Botucatu e argila do campo experimental da CEEE localizado em Cachoeirinha/RS, já bastante estudados no PPGEC/UFRGS;
- b) Utilização de outros agentes cimentantes (por exemplo, cal) e resíduos industriais (por exemplo, cinza volante), compatíveis com outros solos, também já estudados no PPGEC/UFRGS;

- c) Realização de provas de carga em outros diâmetros de fundação, menores e maiores;
- d) Realização de provas de carga a maiores embutimentos e maiores diâmetros de tratamento, para verificação experimental da perda de carga pela relação embutimento/diâmetro de tratamento;
- e) Realização de provas de carga com diferentes teores de cimento, principalmente, entre 3% e 7% para verificar em qual teor passa a ocorrer o arrancamento da fundação;
- f) A realização das provas de carga citadas, anteriormente, está limitada aos custos e à disponibilização de equipamentos com capacidade de suporte suficiente, podendo ser substituídas por ensaios de laboratório em caixa de areia ou câmara de ensaios;
- g) Execução de ensaios em centrífuga, variando os diversos parâmetros geotécnicos e geométricos, aliado aos diferentes tipos de solos e agentes cimentantes;
- h) Estudo da influência da sucção à vácuo gerada na interface solo e fundação;
- i) Comparar os resultados obtidos em campo, e por ventura outro que vierem a ser executados, com ensaios de laboratório do tipo compressão diametral e triaxial de extensão.

REFERÊNCIAS

- ABREU, E. M. **Fundações Especiais para Linhas de Transmissão Problemas e Soluções Adotadas**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). In: Anais do... CD-Rom, p. 764-769, 2008;
- AKINMUSURU, J. O. **The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand**. In: 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1987, Lagos. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.435- 442, 1987;
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Report on Soil Cement**. ACI 230.1R-09, Julho, 2009;
- ANDERSEN, K. H.; DYVIK, R.; SCHRODER, K.; HANSTEEN, O. E.; BYSVEEN, S. **Field Tests of Anchors in Clay II: Predictions and Interpretation**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 119, No 10, 1532-1549, 1991;
- ANDREADIS, A.; HARVEY, R. C.; BURLEY, E. **Embedded Anchor Response To Uplift Loading**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No GT1, 59-78, 1981;
- ANSYS, INC. **Programa computacional ANSYS – versão 12**. Site: <http://www.ansys.com>, acessado em 20/11/2010;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia Básico de Utilização de Cimento Portland. Boletim Técnico: BT-106**. São Paulo/SP. 7ª Edição. 28p., 2002
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12023: Solo-cimento - Ensaio de compactação - Método de ensaio**, p. 6, Rio de Janeiro, 1992a;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12024: Solo-Cimento-Moldagem e Cura de Corpos de prova Cilíndricas**, p. 5, Rio de Janeiro, 1992b;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12025: Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos - Método de ensaio**, p. 2, Rio de Janeiro, 1990;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática**, p. 4, Rio de Janeiro, 1992c;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12253: Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento**, p. 4, Rio de Janeiro, 1992d;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial**, p. 5, Rio de Janeiro/RJ, 1991;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**, p. 33, Rio de Janeiro/RJ, 1996;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457: Amostras de Solos – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização**, p. 9, Rio de Janeiro/RJ, 1986;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de liquidez**, p. 6, Rio de Janeiro/RJ, 1984a;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6489: Prova de Carga sobre Terreno de Fundação**, p. 2, Rio de Janeiro/RJ, 1984b;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e Solos**, p. 18, Rio de Janeiro/RJ, 1995;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**, p. 8, Rio de Janeiro/RJ, 1984c;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**, p. 3, Rio de Janeiro/RJ, 1984d;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica**, p. 13, Rio de Janeiro/RJ, 1984e;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7680: Concreto – Extração, Preparo e Ensaio de Testemunhos de Concreto**, p. 12, Rio de Janeiro/RJ, 2007;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9813: Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação - Método de ensaio**, p. 5, Rio de Janeiro/RJ, 1987a;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9895: Solo - Índice de suporte califórnia - Método de ensaio**, p. 14, Rio de Janeiro/RJ, 1987b;

ATKINSON, J. **An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. Londres, Inglaterra, McGraw-Hill, 1993, 337p.;

BHATTACHARYA, P.; BHOWMIK, D.; MUKHERJEE, S. P.; CHATTOPADHYAY, B. C. **Pullout Behaviour of Square Anchors in Reinforced Clay**. In.: The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, p. 3441-3447, 2008, Site: <http://www.civil.iitb.ac.in/~dns/IACMAG08/pdfs/M45.pdf> acessado em 30/05/2010;

BIRCH, A. J.; DICKIN, E. A. **The Response to Uplift of Pyramid Foundation in Cohesionless Backfill**. Computers & Structures, Pergamon, Vol. 68, p. 261-270, 1998, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

BITTENCOURT, R. M.; TRABOULSI, M. A.; BITTENCOURT, R. M.; FONSECA, A. C.; PINTO, J. L. A. **Estudo da Influência de Variáveis no Controle da Resistência do Concreto Compactado com Rolo. Trabalho da Disciplina de Concretos Especiais**, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BOUAZZA, A.; FINLAY, T. W. **Uplift Capacity of Plate Anchors Buried in a Two-Layered Sand**. Nota Técnica. Géotechnique, Vol. 40, no. 2, 293-297. 1990;

CHATTERJEE, S.; HADI, A. S. **Regression Analysis By Example**. Fourth Edition, John & Wiley & Sons, INC., New Jersey, 2006, 375p.;

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensões Admissíveis em Fundações Diretas**. Rima Editora, São Carlos/SP, p. 135, 2003;

CLOUGH, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. **Cemented Sand Under Static Loading**. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981;

CONCEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEÁUX ÉLECTRIQUES (CIGRE). **Foundation Installation – An Overview**. Working Group B2.07. Technical Brochure. No 308. May, 2006;

CONCEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEÁUX ÉLECTRIQUES (CIGRE). **Reability Based Calibration of Foudations Strength Factor Using Full-Scale Test Date - A Guide for Design Engineers**. Working Group B2.07. Technical Brochure. No 363. August, 2008;

CONSOLI, N. C.; LEHANE, B. M.; HELINSKI, M.; RICHARDS, D. J.; RATTLE, M. J. **On the Pullout of Footing Backfilled with Cemented Sand**. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON APPLICATIONS OF COMPUTATIONAL MECHANICS IN GEOTECHNICS ENGINEERING., Portugal, 2007. Proceedings.... London, UK : Taylor & Francis Group, 331-339, 2007;

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, ASCE, 129(1), 96-101, 2003;

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The mechanics of cemented carbonate sands.** Géotechnique, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993;

CRUZ, R. C. **Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 95, 2004;

CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 216, 2008;

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands.** Géotechnique, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999;

CUDMANI, R. O. **Estudo do Comportamento de Sapatas Assentes em Solos Residuais Parcialmente Saturados através de Ensaios de Placa.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 150, 1994;

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. **Obtenção das Características de Resistência e Deformabilidade de um Solo Residual de Basalto Através de Ensaios de Placa.** XXXI Jornadas Sud-Americanas Ingenieria Estructural. In: Anais do... CD-Rom, p. 1-12, 2004a;

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A.; RUVER, C. A. **Determinação de Alguns Parâmetros Geotécnicos do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS.** 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos (Geo Jovem 2004). In: Anais do... CD-Rom, p. 1-6, 2004b;

DALLA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curados Sob Tensão a partir de Ensaios Triaxiais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 104, 2006;

DALLA ROSA, F. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de Uma Areia Artificialmente Cimentada.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 191, 2009;

DE VOS, M.; WENHAM, V. **Workpackage 3 - Innovative Design Methods in Geotechnical Engineering.** GeoTechNet – European Geotechnical Thematic Network, 2005, 90p., Site: [http:// www.geotechnet.org](http://www.geotechnet.org), acessado em 30/05/2010;

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP). **DER M 28-61: Determinação do teor de umidade de solos pelo fogareiro.** São Paulo/SP, 1961;

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering.** Chapter One - Introduction, Numerical Methods, and Special Topics. New York, McGraw Hill, 1977, 783p.;

DIAS, R. D. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, p. 347, 1987;

DICKIN, E. A.; KING, G. J. W. **Numerical Modelling of the Load-Displacement Behaviour of Anchor Walls**. Computers & Structures, Pergamon, Vol. 63, No. 4, p. 849-858, 1997, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

DICKIN, E. A.; LAMAN, M. **Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil**. Advances in Engineering Software, Elsevier, No. 38, p. 618-625, 2007, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

DONATO, M. **Ensaio Triaxiais do Solo do Campo Experimental do CETEC/FAER/UPF**. Resultados realizados e fornecidos em meio digital pelo autor, sem publicação, 2005;

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. **Non Linear Analysis of Stress and Strain in Soils**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No SM5, 1629-1953, 1970;

DYVIK, R.; ANDERSEN, K. H.; HANSEN, S. B.; CHRISTOPHERSEN, H. P. **Field Tests of Anchors in Clay I: Description**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 119, No 10, 1515-1531, 1991;

FESTUGATO, L. **Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices de Aspecto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 145, 2008;

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 144, 2005;

GARCIA, J. G. D. **Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 124, 1998;

GARCIA, O. C.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. S. M. **Capacidade de Carga de Fundações Superficiais à Tração: a Influência do Reaterro**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). In: Anais do... . CD-Rom, p. 699-705, 2008;

GENS, A.; NOVA R. **Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.485-494, 1993;

GHALY, A.; HANNA, A. **Ultimate Pullout Resistance of Single Vertical Anchors**. Nota Técnica. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, No. 5, 661-672, 1994;

GOKHALE, N. S.; DESHPANDE, S. S.; BEDEKAR, S. V.; THITE, A.N. **Practical Finite Element Analysis**. Maharashtra, Índia, Finite to Infinite, K Joshi e Co, 2008, 452p.;

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentals of Physics Extended**. 5ª Edição, John Wiley & Sons, Inc., Nova Iorque, Estados Unidos da América, 1997, 1142p.;

HEINECK, K. S. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas Sob Tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 118, 1998;

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. **Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand**. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens. Proceedings.... Rotterdam: A. A Balkema, 553-560, 1993;

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **Numerical Modelling of the Uplift Behaviour of Circular Plate Anchors in Sand**. Computational Civil and Structural, Editado por: Roeck, G.; Topping, B. H. V., p. 249-256, 2000;

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **Predictions of the Uplift Response of Model Belled Piles in Geogrid-Cell-Reinforced Sand**. Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, No. 19, p. 89-109, 2001a, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

ILAMPARUTHI, K.; DICKIN, E. A. **The Influence of Soil Reinforcement on the Uplift Behaviour of Belled Piles Embedded in Sand**. Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, No. 19, p. 1-22, 2001b, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

ILAMPARUTHI, K.; MUTHUKRISHNAIAH, K. **Anchors in Sand: Delineation of Rupture Surface**. Ocean Engineering, Pergamon, Vol. 26, p. 1249-1273, 1999, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL (INMETRO). **Escopo da Acreditação - ABNT NBR ISSO/IEC 17025 Ensaio**. Brasília/DF, 2006.
<http://www.inmetro.gov.br/laboratorios/rble/docs/CRL0027.pdf>, acessado em 11/10/2010;

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F. **Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (6), 520–529. 2002;

KANAKAPURA, S.; RAO, S. S.; KUMAR, J. **Vertical Uplift Capacity of Horizontal Anchors**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 120, No 7, 1134-1147, 1994;

KNOP, A. **Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 67, 2003;

KNOP, A. **Estudo do Comportamento de Liners Atacados por Ácido Sulfúrico**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 230, 2007;

KOVACS, A.; BLOUIN, S.; MCKELVY, B.; COLLIGAN, H. **On The Theory Of Ground Anchors**. U.S. Army Material Command. National Technical Information Service. Hanover, New Hampshire. 1975;

KRISHNA, Y. S. R. **Numerical Analysis of Large Size Horizontal Strip Anchors**. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Faculdade de Engenharia, Instituto Indiano de Ciência. Balgalore, Índia, P. 194, 2000;

KUMAR, J. **Uplift Resistance of Strip and Circular Anchors in a Two Layered Sand**. Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 43, No. 1, p. 101-107. 2003;

LADE, P. V.; DUNCAN, J. M. **Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No GT10, 1037-1053, 1975;

LEMOS, R. G. **Estudo do Comportamento Hidráulico, Mecânico e Químico do Barreiras Hidráulicas Verticais Compostas por Solo Residual, Bentonita e Cimento, Sob Ação de Substâncias Agressivas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 310, 2006;

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Behaviour and proprieties of natural and soft rocks**. In: Tan *et al.* (Eds). Characterization and Engineering Proprieties of Natural Soils. Lisse: Swets e Zeitlinger. p.29-254. 2003;

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in the natural soil and weak rocks**. Géotechnique, London, vol. 40. n.3, p.467-488. 1990;

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2007;

- LOPES JUNIOR, L. S.; THOMÉ, A. **Provas de Carga Estática em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, Executadas na Região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul**. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul (GEORS'2005), Passo Fundo/RS, 2005 (Site: <http://www.multisolos.com.br/upload/artigos/III%20GEO-RS.pdf>, em: 10/03/2010);
- MÁNTARAS, F. M. **Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos Não Saturados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, PPGEC, p. 150, 1995;
- MARINHO, F. A. M. **A Técnica do Papel Filtro para Medição de Sucção**. Encontro sobre Solos não Saturados. Porto Alegre/RS In: Anais do..., p. 112 a 125, 1995;
- MEDERO, G. M. **Comportamento de um Solo Colapsível Artificialmente Cimentado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 297, 2005;
- MERIFIELD, R. S.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W. **Three-Dimensional Lower-Bound Solutions for the Stability of Plate Anchors in Sand**. Géotechnique, Vol. 56, no. 2, 123-132. 2006;
- MERIFIELD, R. S.; SLOAN, S. W.; YU, H. S. **Stability of Plate in Undrained Clay**. Géotechnique, Vol. 51, no. 1, p. 141-153, 2001;
- MSPC. **Ferros & Aços II-10. Informações Técnicas**. 2010 <http://www.mspc.eng.br/ciemat/aco210.shtml>, acessado em 11/10/2010;
- MURRAY, E. J.; GEDDES, J. D. **Uplift of Anchor Plates in Sand**. Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No 3, 202-215, 1987;
- ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª Edição, p. 391. 2007. Disponível no site: www.terratek.com.br, acessado em 04/03/2010;
- PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. **Design of Shallow Foundations under Tensile Loading for Transmission Line Towers: Na Overview**. Engineering Geology, Elsevier, No. 101, p. 226-235, 2008, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. New York: John Wiley, 1973. 411p;
- PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de Um Solo Artificialmente Cimentado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 150, 1996;

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 218, 2004;

RATTLEY, M. J.; LEHANE, B. M.; CONSOLI, N. C.; RICHARDS, D. J. **Uplift of Shallow Foundations with Cement-Stabilised Backfill**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, ICE, Vol. 161, N. 2, May, p. 103-110, 2008;

ROTTA, G. V. **Cimentação Introduzida Sob Tensão: Compreendendo a Importância do Índice de Vazios de Formação da Estrutura no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 134, 2000;

ROTTA, G. V. **Plastificação de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 198, 2005;

ROWE, R. K.; BOOKER, J. R. **The Elastic Displacement of Single and Multiple Underream Anchors in a Gibson Soil**. Géotechnique, Vol. 31, no. 1, 125-141. 1981;

ROWE, R. K.; DAVIS, E. H. **The Behaviour of Anchor Plates in Clay**. Géotechnique, Vol. 32, no. 1, 9-23. 1982a;

ROWE, R. K.; DAVIS, E. H. **The Behaviour of Anchor Plates in Sand**. Géotechnique, Vol. 32, no. 1, 25-41. 1982b;

RUVER, C. A. **Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 180, 2005;

RUVER, C. A.; HÖRLE, J. F. **Durabilidade de um Solo Contaminado por Óleo Diesel Remediado pela Técnica de Solidificação/Estabilização**. VI Seminário de Engenharia Sanitária e Ambiental (SEMESAM). In: Anais do... . CD-Rom, 2004;

SAKAI, T.; TANAKA, T. **Experimental and Numerical Study of Uplift Behavior of Shallow Circular Anchor in Two-Layered Sand**. Journal Of The Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Abril, p. 469-477, 2007;

SALES, L. F. P. **Estudo da Influência de Cimentações Introduzidas Sob Tensão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 129, 1998;

SANTOS, A.P.S. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Sob Altas Tensões**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 171, 2008;

SAWWAF, M. El; NAZIR, A. **The Effect of Soil Reinforcement on Pullout Resistance of an Existing Vertical Anchor Plate in Sand.** Computers and Geotechnics, Elsevier, No. 33, p. 167-176, 2006, Site: www.sciencedirect.com acessado em: 10/03/2010;

SAXENA, S.K., LASTRICO, R.M. **Static Properties of Lightly Cemented Sand.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 no GT12, 1978;

SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **A Short Course in Foundation Engineering.** Butterworth & Co., p. 159, 1977;

STEWART, S. **Uplift Capacity of Circular Plate Anchors in Layered Soil.** Nota Técnica. Canadian Geotechnical Journal, No. 22, 589-592, 1985;

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul.** Editora da UFRGS, Porto Alegre/RS, 126p., 2002

TAGAYA, K.; SCOTT, R. F.; ABOSHI, H. **Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand.** Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 28, No. 3, p. 114-130. 1988;

TAGAYA, K.; TANAKA, A.; ABOSHI, H. **Application of Finite Element Method to Pullout Resistance of Buried Anchor.** Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 23, No. 3, p. 91-104. 1983;

THORNE, C. P.; WANG, C. X.; CARTER, J. P. **Uplift Capacity of Rapidly Strip Anchors in Uniform Strength Clay.** Géotechnique, Vol. 54, no. 8, p. 507-517, 2004;

TRAUTMANN, C. H.; KULHAWY, F. H. **Uplift Load-Displacement Behavior of Spread Foundations.** Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, No 2, 168-184, 1988;

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USAGE). **Tractability Studies for Solidification / Stabilization of Contaminated Material.** Technical Letter N. 1110-1-158, Washington, 1995;

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** Vol. 1, Oficina de Textos, São Paulo/SP, p. 226, 2004;

VELLOSO, P. P. C. **Fundações – Aspectos Geotécnicos.** Notas de Aula – NA 01/82: Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ, 5ª Edição, Vol. 2/3, p. 326-329 e 353-355. 1987;

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes Em Um Solo Melhorado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 141, 1996;

VENDRUSCOLO, M. A. **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. P. 224, 2003;

WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge. 462p. 1990;

ZIENKIEWICS, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method - Vol. 2: Solid Mechanics**. 5a Edição, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000, 459p.

APÊNDICE A

Referência	Metodologia	Cimen	H	D	DR	Breal	H/D	c'	φ	γ	Carga Ruptura (kN)
Peso	Cone (somente peso)	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	0,98
Peso	Cone (somente peso)	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	2,18
Peso	Cone (somente peso)	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	4,72
Peso	Cone (somente peso)	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	3,46
Peso	Cone (somente peso)	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	12,11
Peso	Cone (somente peso)	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	16,55
Peso	Cone (somente peso)	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	1,31
Peso	Cone (somente peso)	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	4,99
Peso	Cone (somente peso)	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	7,39
Peso	Cone (somente peso)	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	9,78
2											
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	1,32
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	2,89
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	4,70
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	4,17
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	49,73
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	47,83
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	5,41
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	20,80
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	40,41
Balla (1961, apud Kovacs et al. 1975 e Birch e Dick)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	51,79
3											
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	1,04
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	2,48
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	3,91
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	3,07
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	114,38
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	102,74
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	21,14
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	45,39
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	80,33
Matsuo e Tagaya (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	114,12
4											
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	1,14
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	2,28
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	4,14
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	3,43
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	94,92
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	83,89
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	17,11
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	37,14
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	61,16
Marimpol'skii (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Cone (Peso + Cislhante/Superficie curva)	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	90,39
5											
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	2,29
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	4,85
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	8,41
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	7,36
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	2,22
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	4,04
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	0,52
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	1,34
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	2,65
Mueller (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	4,44
6											
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	1,24
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	2,66
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	5,46
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	4,18
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	12,85
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	18,03
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	1,49
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	5,52
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	8,37
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al. 1975)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	11,31
7											
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	1,91
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	3,37
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	5,53
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	6,01
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	1,91
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	6,01
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	0,93
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	1,91
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	3,37
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	5,53
8											
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	2,05
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	3,08
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	4,11
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	6,93
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	141,88
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	132,91
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	57,62
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	58,35
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	59,07
Turner (1962, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	59,80
9											
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	1,56
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	3,57
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	7,33
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	5,55
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	102,28
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	62,53
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,15	0,30	1,00	66,8	0,5	109	28	17,4	13,98
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	109	28	17,4	27,57
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,45	0,30	1,50	53,1	1,5	109	28	17,4	41,48
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al. 1975)	Empirico	3	0,60	0,30	1,50	45,0	2,0	109	28	17,4	83,97
10											
Rowe e Davis (1982)	FEM Elasto-Plástico	0	0,30	0,30	0,54	21,8	1,0	0	37	17,4	0,93
Rowe e Davis (1982)	FEM Elasto-Plástico	0	0,45	0,30	0,74	26,1	1,5	0	37	17,4	1,57
Rowe e Davis (1982)	FEM Elasto-Plástico	0	0,60	0,30	1,00	30,3	2,0	0	37	17,4	2,40
Rowe e Davis (1982)	FEM Elasto-Plástico	0	0,45	0,45	0,89	26,1	1,0	0	37	17,4	2,85
Rowe e Davis (1982)	FEM Elasto-Plástico	7	0,30	0,30	1,50	63,4	1,0	268	36	17,4	31,15
Rowe e Davis (1982)	FEM Elasto-Plástico	3	0,45	0,45	2,25	63,4	1,0	109	28	17,4	29,98
Rowe e Davis (1982)											

Referência	Metodologia	Cimen	H	D	DR	Breal	H/D	c'	φ	γ	Carga Ruptura (kN)
11											
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.45
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	2.98
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	5.33
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	4.61
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	1.42
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	3.83
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.52
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	1.22
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	2.38
Murray e Geddes (1987)	Equilíbrio Limite	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	4.10
12											
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.29
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	2.89
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	5.97
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	50.16
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	51.78
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	9.05
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	20.56
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	30.87
Meyerhof (1973, apud Velloso, 1982)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	41.27
13											
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	2.78
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	5.75
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	9.83
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	9.11
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	2.70
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	6.90
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.77
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	2.13
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	4.27
Majer (1955, apud Birch e Dickin, 1998)	Empuxo/Cilindro de atrito	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	7.21
14											
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	0.80
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	1.13
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	1.48
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	2.41
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	19.74
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	19.63
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	4.41
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	8.47
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	12.63
Kanakapura, Rao e Kumar (1994)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície curva)	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	16.82
15											
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.27
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	3.41
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	6.77
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	4.01
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	4.56
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	3.37
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.31
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	1.08
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	2.65
Ghaly e Hanna (1994)	Equilíbrio Limite	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	4.70
16											
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	0.00
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	0.00
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	0.00
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	0.00
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	33.98
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	32.01
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.18
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	14.04
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	22.22
Merfield et al (2001)	Resistência não drenada	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	28.08
17											
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	0.00
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	0.00
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	0.00
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	0.00
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	45.57
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	42.61
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	7.89
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	18.75
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	25.19
Yu (2000, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	29.80
18											
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	0.00
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	0.00
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	0.00
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	0.00
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	26.63
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	25.28
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.18
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	11.05
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	17.48
Gunn (1980, apud Merfield et al 2001)	Resistência não drenada	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	22.10
19											
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	2.09
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	4.68
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	9.17
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	7.21
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	88.95
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	88.54
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	16.91
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	36.53
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	56.38
Meyerhof e Adams (1968, apud Birch e Dickin, 1999)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	74.56
20											
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.67
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	3.87
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	7.60
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	5.36
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	1.63
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	4.25
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.52
Das e Seeley (1977, apud Birch e Dickin, 1998)											

Referência	Metodologia	Cimen	H	D	DR	Breal	H/D	c'	φ'	γ	Carga Ruptura (kN)
21											
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.30
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	2.77
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	5.09
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	4.09
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	1.24
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	2.67
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.43
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	0.87
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	1.61
Ovesen (1981, apud Birch e Dickin, 1981)	Experimental-Estatístico	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	2.71
22											
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.00
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	1.74
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	2.70
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	3.10
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	0.99
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	2.77
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.46
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	0.91
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	1.52
Vermeer e Sutjiadi (1985, apud Birch e Dickin, 1998)	FEM Elasto-Plástico	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	2.31
23											
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.24
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	3.06
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	6.81
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	4.60
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	12.36
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	17.32
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	1.33
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	5.16
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	7.97
Clemence e Veesaert (1977, apud Krishna, 2000)	Cone (Peso + Cisalhante/Superfície plana)	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	11.16
24											
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.17
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	2.02
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	3.11
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	3.66
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	1.15
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	3.24
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	28	17.4	0.53
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	1.04
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	1.73
Frydman e Shaham (1989, apud Krishna, 2000)	Semi-Empírico	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	2.60
25											
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	0	0.30	0.30	0.54	21.8	1.0	0	37	17.4	1.31
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	0	0.45	0.30	0.74	26.1	1.5	0	37	17.4	1.87
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	0	0.60	0.30	1.00	30.3	2.0	0	37	17.4	2.43
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	0	0.45	0.45	0.89	26.1	1.0	0	37	17.4	3.97
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	7	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	268	36	17.4	1.27
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	3	0.45	0.45	2.25	53.1	1.0	109	28	17.4	2.86
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	3	0.15	0.30	1.00	53.1	0.5	109	31	17.4	0.64
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	3	0.30	0.30	1.50	53.1	1.0	109	28	17.4	0.98
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	3	0.45	0.30	1.50	53.1	1.5	109	28	17.4	1.38
Rameshbabu (1998, apud Krishna, 2000)	Empírico-Estatístico	3	0.60	0.30	1.50	45.0	2.0	109	28	17.4	1.77

2	b₁	b₂	(obtidos dos ábacos)							
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	2.40	2.00								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	1.70	1.70								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	1.20	1.20								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	2.40	2.00								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	2.40	2.00								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	2.10	2.00								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	2.40	2.00								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	2.10	2.00								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	1.70	1.70								
Balla (1961, apud Kovacs et al, 1975 e Birch e Dicki)	1.20	1.20								
3	k₁	k₂	k₃	k₄						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	6.072	1.259	8.652	1.126						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	6.072	1.692	8.652	1.251						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	6.072	1.692	8.652	1.251						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	6.072	1.259	8.652	1.126						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	6.016	1.252	8.625	1.124						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	5.568	1.196	8.409	1.108						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	5.568	1.196	8.409	1.108						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	5.568	1.196	8.409	1.108						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	5.568	1.548	8.409	1.215						
Matsuo e Tagava (1968, apud Kovacs et al, 1975)	5.568	1.548	8.409	1.215						
4	μ									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.095									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.095									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.095									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.095									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.090									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.068									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.068									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.068									
Marimpofskii (1965, apud Kovacs et al, 1975)	0.068									
5	k_p = 0,9.tan²(45+0,5.φ)	f_c								
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		3.62	0.3							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		3.62	0.3							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		3.62	0.3							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		3.62	0.3							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		3.47	0.6							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		2.49	0.6							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		2.49	0.6							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		2.49	0.6							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		2.49	0.6							
Mueller (1965, apud Kovacs et al, 1975)		2.49	0.6							
6	j	k_p = 2/(j+1).tan²(45+0,5.φ)								
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	5	1.34	1.0547266							
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	5	1.34	2.3970179							
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	5	1.34	5.1007992							
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	5	1.34								
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	1	3.85								
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	1	2.77								
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	1	2.77	5.0579968							
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	1	2.77	7.6195127							
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	1	2.77	10.225522							
Motorcolumbus (1964, apud Kovacs et al, 1975)	1	2.77								
7	C₁	C₂								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
Baker e Konder (1965, apud Kovacs et al, 1975)	3	0.67								
8	k									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
Turner (1962, apud Kovacs et al, 1975)	1									
9	m	n	f/h	M_{co}	M_c	M_{qo}	M_q	M(φ+γ)_o	M(φ+γ)	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-0.843018629	-0.466035288	0.76436	0.8172289	0.980675	0.215826	1.415826	0.346737	0.392969	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-0.917231527	-0.498141599	0.82613	0.8805065	1.095741	0.17462	1.419065	0.359943	0.418601	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-0.9905867	-0.527444328	0.89731	0.9359887	1.208985	0.121985	1.413651	0.369814	0.441722	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-0.917170522	-0.498116188	0.82608	0.880457	1.095647	0.174659	1.419065	0.359934	0.418581	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-1.398534116	-0.617606829	1.53087	0.8008074	1.334679	-0.751513	0.915154	0.275728	0.398273	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-1.468347286	-0.485906330	1.49285	0.5204027	0.867338	-1.05663	0.610036	0.13267	0.191634	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-1.468347286	-0.485906330	1.49285	0.5204027	0.867338	-1.05663	0.610036	0.13267	0.191634	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-1.468347286	-0.485906330	1.49285	0.5204027	0.867338	-1.05663	0.610036	0.13267	0.191634	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-1.468347286	-0.485906330	1.49285	0.5204027	0.867338	-1.05663	0.610036	0.13267	0.191634	
Biarez e Barrad (1968, apud Kovacs et al, 1975)	-1.326450232	-0.472963270	1.28767	0.879391	1.319086	-0.53242	0.96758	0.220404	0.293871	
10	F_r	R_v	R_R	R_K	F_c					
Rowe e Davis (1982)	1.6	1.25	1.0	1.0	1.5					
Rowe e Davis (1982)	2.0	1.25	1.0	1.0	2.0					
Rowe e Davis (1982)	2.4	1.25	1.0	1.0	2.5					
Rowe e Davis (1982)	1.6	1.25	1.0	1.0	1.5					
Rowe e Davis (1982)	1.6	1.10	1.0	1.0	1.6					
Rowe e Davis (1982)	1.5	1.10	1.0	1.0	1.6					
Rowe e Davis (1982)	1.0	1.10	1.0	1.0	1.0					
Rowe e Davis (1982)	1.5	1.10	1.0	1.0	1.7					
Rowe e Davis (1982)	1.9	1.10	1.0	1.0	2.6					
Rowe e Davis (1982)	2.7	1.10	1.0	1.0	3.5					
11										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										
Murray e Geddes (1987)										

