

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO DE COLUNAS  
GRANULARES ENCAMISADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO**

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA**  
**CO-ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD-058/09**

**BRASÍLIA / DF: MAIO/2009.**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO DE COLUNAS  
GRANULARES ENCAMISADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

**APROVADA POR:**

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)  
(CO-ORIENTADOR)**

---

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**NEWTON MOREIRA DE SOUZA, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**PAULO MÁRCIO FERNANDES VIANA, D.Sc. (UEG)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**HERALDO LUIZ GIACHETI, D.Sc. (UNESP)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 06 de maio de 2009.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

ARAÚJO, GREGÓRIO LUÍS SILVA	
Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos [Distrito Federal], 2009.	
xxiii, 143 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2009)	
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Geossintéticos	2. Colunas Granulares
3. Solo mole	4. Aterros Estaqueados
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

ARAÚJO, G.L.S. (2009). Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-058/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Gregório Luís Silva Araújo

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos.

GRAU / ANO: Doutor / 2009.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Gregório Luís Silva Araújo  
Rua Escritor José Mauro de Vasconcelos, 1915  
Bloco E, Apartamento 502 Bairro: Capim Macio  
CEP.: 59.082-210 – Natal/RN - Brasil

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho aos meus pais, Mario Cipriano de Araújo e Maria de Fátima da Silva, por sempre terem me ajudado e me apoiado nos estudos. Obrigado, meus amores.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente queria agradecer a Deus, por tudo que me proporcionou. Sem dúvida, cada vez mais, acredito em um poder superior.

Aos meus pais, Mário e Fátima, e aos meus irmãos, Manuela e Mário Augusto, por terem me dado força durante os momentos difíceis e sempre me apoiarem em minhas decisões. Vocês são um estímulo para qualquer um. Aos meus tios que moram em Brasília Graça, Lutero e Marquinhos, por sempre, mesmo em número pequeno, serem uma grande família. A proximidade com vocês me mostrou muitas coisas.

Ao Professor Ennio Marques Palmeira, pela paciência, atenção, prestatividade, bom humor conciliado à seriedade e todas as outras suas qualidades, que são muitas. O senhor é uma pessoa que tenho muita admiração e respeito. É exemplo. Espero mantermos contato mesmo após o término do Doutorado. Sempre aprenderei algo com o senhor.

Ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, tanto pelo apoio financeiro como pelos conhecimentos que adquiri. Sem dúvida sou um outro Engenheiro depois desses anos na UnB. Meu obrigado aos que foram meus professores. À todos, sem exceção. Em especial, queria agradecer ao Prof. Márcio pela prestatividade e competência para tirar dúvidas que surgiram na área numérica e ao Prof. Renato por aceitar ser co-orientador da tese.

Ao Professor Luciano, da Pós-Graduação em Estruturas da UnB, por ter me auxiliado do dimensionamento da estrutura de reação do equipamento.

Ao CNPq e à Universidade de Brasília, pelo apoio financeiro.

Aos Técnicos do laboratório, em especial ao Vanilson, por toda ajuda durante os ensaios, tanto de campo, como de laboratório, desta Tese. Não posso esquecer a Professora Izabel, sempre disposta a ajudar com o que ela pudesse.

Ao carpinteiro da Engenharia Civil, Valderir e ao serralheiro do mesmo departamento, Clóves, por terem também ajudado na confecção de peças da Tese.

Aos técnicos do laboratório de estruturas, Xavier e Severino, pela força na calibração da célula de carga e por sempre estarem disponíveis para isso. Meu muitíssimo obrigado também pelo bom humor de vocês. Trabalhar com gente como vocês torna a vida mais fácil.

À Oficia Mecânica da UnB, por me ajudar na confecção de peças para que esta Tese pudesse ter sido realizada, em especial ao Marcos e ao Sr. Arhur, Chefe da Oficina, pela prestatividade e boa vontade.

Ao Centro de Manutenção de Equipamentos (CME) da UnB, por ter auxiliado na manutenção de parte dos equipamentos envolvidos. Gostaria de agradecer nominalmente ao sr. José Gonçalves, ex-chefe, atualmente aposentado. O sr. é um exemplo de como o funcionalismo público deveria ser. Quero agradecer também ao atual chefe, sr. Assis, por sempre me ajudar nos serviços.

À Universidade Federal Rural do Semi-Árido, da qual sou professor, por ter me concedido a licença para término do Doutorado. Espero poder retribuir a confiança que me foi dada. Em especial aos professores mais próximos que me apoiaram: Arimatea, Iguatemi, Patrocínio, Marineide, Joaquim, Francisco Nildo, Alexandre Pereira e ao Prof. Josivan, que me apoiou desde o início, entre outros.

Às empresas EMBRE, pela execução dos furos no campo experimental e MSI – Micro Sensores Industrial, pelo fornecimento de membranas látex de grandes dimensões para realização dos ensaios de laboratório. A Huesker Geossintéticos pelo fornecimento dos reforços utilizados, em especial ao André Estevão e ao Flávio Montez. Gostaria de agradecer ainda pela empresa ter proporcionado a viagem à obra da CSA.

À minha namorada, Janaina Tatto, pela paciência, prestatividade, força nos momentos difíceis e auxílio durante a Tese. Sei que não deve ser fácil ter um namorado que passa a semana chegando à noite em casa e que fique nos finais de semana trabalhando. Obrigado, minha querida, de coração.

Aos meus companheiros de Sala, Joseleide, Luiz Gustavo, Daniel Perini e Diego Pereira, pela paciência comigo. Sei que não deve ser fácil ter um aluno que realiza uma tese experimental

em sala. Sei do espaço que tomava, que incomodava vocês ao pedir auxílio com equipamento, mas tudo foi necessário. Meu muito obrigado.

À todos os meus amigos, estejam onde estiverem: em Brasília, em Natal, em Mossoró, ou qualquer outra parte do planeta. Aos próximos e aos distantes, geograficamente ou não. À Alisson e Wilber, verdadeiros amigos que encontrei em Brasília. Desde a época do mestrado sabia que vocês eram pessoas boas. Aos meus outros grandes amigos que conheci mais recentemente Luiz Gustavo, João Paulo, Alexandre Resque e Daniel Perini, com quem dividi muito momentos nos últimos meses. Obrigado ao Aureliano pela grande e fundamental ajuda nas impressões da Tese. Meu muitíssimo obrigado também por terem me ajudado na parte pesada da Tese, se sujando, perdendo o tempo de vocês. Espero poder retribuir tudo o que fizeram. São muitos os amigos que fiz no Centro-Oeste. Se eu fosse agradecer um por um, o número de páginas da Tese ficaria comprometido. Mas sei da importância de todos em minha vida pessoal e profissional.

## RESUMO

A construção de aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte tem sido crescente nas últimas décadas. Para um melhor desempenho desse tipo de obra, diversas técnicas surgiram ao longo dos anos e uma que tem seu uso cada vez mais crescente é a utilização de elementos geossintéticos, seja para melhoria do solo mole ou reforço do solo de aterro. O emprego de colunas granulares como reforço de fundação é outra técnica que pode ser usada e, mais recentemente, surgiu o emprego de colunas granulares encamisadas com reforço geossintético.

A presente tese visa mostrar o comportamento de colunas granulares de diferentes materiais encamisadas com geossintéticos. Para isso, foram realizados ensaios de campo, de laboratório e algumas simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos. Os ensaios de campo consistiram de provas de carga em colunas de areia, brita e solo-cimento, com e sem encamisamento. O encamisamento das colunas de areia e de solo-cimento foi feito com geotêxtil tecido e o da brita com geogrelha. No interior das colunas, foram inseridos extensômetros revestidos com vinil para verificação do mecanismo de deformação interna das colunas. Os ensaios de laboratório consistiram basicamente de ensaios triaxiais em amostras com grandes dimensões (0,30 m de diâmetro e 0,45 m de altura), onde também eram medidas as deformações internas da amostra. Por fim, os ensaios realizados, tanto de campo como de laboratório, foram retroanalisados utilizando um programa de elementos finitos.

Os resultados dos ensaios de campo mostraram que a presença do material geossintético encamisando a amostra aumentou a capacidade de carga das colunas de brita e de areia. Um resultado importante obtido foi o de que as colunas de brita tiveram seu desempenho comprometido devido à quebra dos grãos, posteriormente confirmada em ensaios de laboratório complementares. Os ensaios de laboratório confirmaram o aumento da capacidade de carga nas colunas e as análises numéricas indicaram que o mecanismo de deformação interna da coluna previsto é semelhante ao que foi medido pelos extensômetros em campo e em laboratório.



## ABSTRACT

The construction of embankments on soft soils is a common challenge to be faced by geotechnical engineers. Several techniques have been developed to improve the performance of such works and the use of geosynthetics for the stabilisation of the soft soil or embankment reinforcement has been increasingly employed. The use of granular columns is also a traditional solution for the stabilisation of embankments on soft soils and more recently the use of geosynthetic encased granular columns has gained increasingly acceptance.

This thesis aimed to study the behaviour of geosynthetic encased granular columns constructed with different materials. To accomplish that, field and laboratory tests were carried out, as well as numerical analysis using the finite element method. The tests in the field consisted of loading tests on sand, gravel and soil-cement columns, with and without geosynthetic casing. Woven geotextile casings were used for the sand and soil-cement columns, whereas geogrid casings was used for the gravel columns. Strain-gauges devices were installed in the columns to assess column deformation during the tests. The laboratory tests were carried out on large granular column specimens (0.3m diameter, 0.45m high), and internal measurements of column strains were also made. Back-analysis of laboratory and field tests results were also conducted using a finite element code.

The field tests showed that the presence of the geosynthetic casing increased the load capacity of the sand and gravel columns. The performance of the gravel columns was affected by breakage of the gravel particles during the tests. This breakage was also confirmed in laboratory tests. The laboratory test results confirmed the increase on column load capacity due to the use of geosynthetic casing and the predictions by the numerical analysis were consistent with the results obtained in the laboratory and field tests.

## ÍNDICE

Capítulo	Página
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. OBJETIVOS DO TRABALHO .....	2
1.2. ESTRUTURA DA TESE.....	3
<b>CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1. O FENÔMENO DO ARQUEAMENTO DO SOLO.....	4
2.2. ATERROS ESTAQUEADOS .....	5
2.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA ESTUDO DE COMPORTAMENTO DE COLUNAS GRANULARES .....	19
2.4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE ATERROS ESTAQUEADOS.....	24
2.5. SOLOS TROPICAIS .....	29
2.6. MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE PROVAS DE CARGA .....	30
2.7. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E O PROGRAMA PLAXIS 7.2.....	33
<b>CAPÍTULO 3. METODOLOGIA E MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA.....</b>	<b>34</b>
3.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	34
3.1.1. PERFIL PEDOLÓGICO E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB.....	34
3.2. PROVAS DE CARGA EM COLUNAS GRANULARES.....	41
3.2.1. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.....	41
3.2.2. MATERIAIS UTILIZADOS NA CONFECÇÃO DAS COLUNAS.....	44
3.2.3. INSTRUMENTAÇÃO DAS COLUNAS .....	47
3.2.4. REALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA.....	52
3.3. ENSAIOS TRIAXIAIS DE GRANDE PORTE EM COLUNAS GRANULARES .....	54
3.4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS CASOS ESTUDADOS.....	68
3.4.1. PROGRAMA UTILIZADO .....	68

<b>CAPÍTULO 4. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO...</b>	<b>73</b>
4.1. PROVAS DE CARGA.....	73
4.1.1. COLUNA DE AREIA .....	73
4.1.2. COLUNAS DE BRITA .....	85
4.1.3. COLUNA DE SOLO CIMENTO.....	100
4.2. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DAS PROVAS DE CARGA.....	102
4.2.1. SIMULAÇÃO DAS COLUNAS DE AREIA .....	105
4.2.2. SIMULAÇÕES DAS COLUNAS DE BRITA.....	112
<b>CAPÍTULO 5. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....</b>	<b>119</b>
5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS EM COLUNAS DE AREIA .....	119
5.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES .....	122
5.3. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS.....	125
<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>133</b>
6.1. CONCLUSÕES.....	133
6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	136
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>138</b>
<b>ANEXO.....</b>	<b>142</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1. Aspectos de projeto em aterros estaqueados (Modificado – Whyte, 2005). .....	8
Tabela 2.2. Comparação entre os recalques projetados e medidos (Modificado - Zayyat <i>et al.</i> , 2005). .....	13
Tabela 2.3. Parâmetros de projeto do aterro para estacionamento do SESC/SENAC (Spotti, 2006). .....	14
Tabela 2.4. Características dos materiais utilizados (Modificado - Domingues <i>et al.</i> , 2007 ).	26
Tabela 3.1. Parâmetros geotécnicos do solo do campo experimental de fundações e ensaios de campo da UnB (Modificado – Guimarães, 2002). .....	36
Tabela 3.2. Variação de $k_0$ com a profundidade (Guimarães, 2002). .....	37
Tabela 3.3. Parâmetros de resistência do solo do Campo Experimental de Ensaios de Campo e Fundações da UnB (Guimarães, 2002). .....	39
Tabela 3.4. Parâmetros utilizados no dimensionamento do reforço. ....	43
Tabela 3.5. Propriedades da areia e da brita utilizadas. ....	45
Tabela 3.6. Quantitativos dos materiais para confecção das colunas de solo-cimento. ....	52
Tabela 3.7. Dados de saída do PLAXIS output. ....	72
Tabela 4.1. Capacidade de Carga das colunas de areia por diferentes métodos. ....	75
Tabela 4.2. Capacidade de carga das colunas de brita por diferentes métodos. ....	86
Tabela 4.3. Índice de Quebra para a coluna de brita convencional e para a primeira coluna encamisada. ....	95
Tabela 4.4. Valores de Índice de Quebra ( $B_g$ ) da brita utilizada em ensaios de compressão oedométrica. ....	97
Tabela 4.5. Capacidade de carga das colunas de solo-cimento por diferentes métodos. ....	101
Tabela 4.6. Parâmetros físicos do solo poroso utilizados nas simulações numéricas. ....	104
Tabela 4.7. Parâmetros de deformabilidade e história de tensões do solo poroso admitido nas simulações numéricas. ....	104
Tabela 4.8. Parâmetros de resistência do solo poroso admitido nas simulações numéricas. .	104
Tabela 4.9. Parâmetros da areia utilizados nas análises numéricas da coluna de areia convencional. ....	105
Tabela 4.10. Comparação entre valores de deformações de compressão medidos e previstos para a coluna de areia convencional para um recalque de 7,4 mm. ....	108

Tabela 4.11. Parâmetros da areia utilizados nas análises numéricas da coluna de areia encamisada. ....	109
Tabela 4.12. Comparação entre valores de deformações de compressão medidos e para a coluna de areia encamisada para um recalque no topo de 24 mm. ....	111
Tabela 4.13. Valores utilizados nas análises numéricas das colunas de brita convencional..	113
Tabela 4.14. Valores utilizados nas análises numéricas para as colunas de brita encamisada. ....	114
Tabela 4.15. Comparação entre valores de deformações medidos e previstos para a coluna de brita convencional para um recalque de 5,7mm.....	115
Tabela 4.16. Comparação entre valores de deformações medidos e previstos para a coluna de brita encamisada para um recalque de 6.8 mm. ....	117
Tabela 5.1. Parâmetros utilizados nas simulações numéricas para os ensaios de laboratório. ....	127

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 2.1. Efeito do arqueamento dos solos (Modificado - Terzaghi, 1966). .....	4
Figura 2.2. Hipótese do método de dimensionamento de Hewllet & Randolph (1988). .....	6
Figura 2.3. Estados limites últimos para aterros estaqueados com reforço na base: (a) Capacidade do grupo de estacas, (b) Extensão lateral do grupo de estacas, (c) Distribuição de carga vertical sobre os capitéis, (d) Ruptura lateral do material do aterro e estabilidade global do aterro estaqueado. (Modificado - BS 8006, 1995). .....	9
Figura 2.4. Áreas de contribuição para estacas para distribuição quadrada e triangular (Modificado - Collin <i>et al.</i> , 2005). .....	11
Figura 2.5. Colunas granulares utilizadas nos tanques construídos nos Emirados Árabes (Modificado - Zayyat <i>et al.</i> , 2005). .....	12
Figura 2.6. Recalques medidos nos tanques nos Emirados Árabes (modificado – Zayyat <i>et al.</i> , 2005).....	12
Figura 2.7. Vista geral do estaqueamento da obra do SESC/SENAC (Spotti, 2006). .....	13
Figura 2.8. Estaqueamento de solo mole para construção da Ferronorte (Huesker, 1999).....	15
Figura 2.9. Vista panorâmica do dique em que foram utilizadas estacas granulares encamisadas com geotêxtil (Raithel <i>et al.</i> , 2002).....	16
Figura 2.10. Parâmetros do modelo analítico apresentado por Raithel <i>et al.</i> (Modificado - Raithel <i>et al.</i> , 2005). .....	18
Figura 2.11. Seção transversal instrumentada da rodovia que liga as rodovias Presidente Dutra e Ayrton Senna (Modificado - de Mello <i>et al.</i> , 2008).....	18
Figura 2.12. Célula triaxial de 300 mm de diâmetro do equipamento utilizado (Modificado - Dupas <i>et al.</i> , 1986). .....	20
Figura 2.13. Metodologia para correção devido à presença da membrana de borracha (Modificado - Bishop & Henkel, 1962). .....	22
Figura 2.14. Aumento da resistência dos corpos-de-prova devido à presença de geogrelha (Modificado - Al-Joulani, 1995). .....	22
Figura 2.15. Desenho esquemático do equipamento da Universidade de Concórdia (Modificado - Ayadat & Hanna, 2005). .....	23
Figura 2.16. Hipótese de célula unitária axissimétrica representar caso tridimensional (Modificado - Smith & Fiz, 2007). .....	25

Figura 2.17. Problema analisado: (a) Geometria e (b) Célula Unitária utilizada nas análises (Modificado - Domingues <i>et al.</i> , 2007).....	27
Figura 2.18. Geometria utilizada na simulação numérica do Instituto Indiano de Tecnologia de Madras (Modificado - Murugensan & Rajagopal, 2006).....	28
Figura 2.19. Processo para determinação da capacidade de carga pelo Método de Mazurkiewics (1972).....	32
Figura 3.1. Perfil do campo experimental de ensaios de campo e fundações (Modificado – Mota, 2003). .....	35
Figura 3.2. Propriedades do solo do campo experimental de fundações e ensaios de campo da UnB (Guimarães 2002, Mota 2003 e Vecchi <i>et al.</i> 2000).....	38
Figura 3.3. Sistema de funcionamento do ensaio PANDA (Modificado - Langdon, 1999). ...	39
Figura 3.4. Ensaios PANDA realizados no campo experimental de ensaios de campo e fundações da UnB: (a) Furo 01, (b) Furo 02, (c) Furo 03 e (d) Furo 04. ....	40
Figura 3.5. Local onde foram executadas as colunas. ....	41
Figura 3.6. Localização das colunas.....	42
Figura 3.7. Curvas granulométricas dos materiais utilizados nas colunas: (a) Areia e (b) Brita. ....	44
Figura 3.8. Materiais utilizados como reforços: (a) Geotêxtil tecido e (b) Geogrelha com emenda. ....	46
Figura 3.9. Chuveiramento: (a) Areia e (b) Brita. ....	47
Figura 3.10. Extensômetro e transdutor utilizados nas medições. ....	47
Figura 3.11. Posição dos extensômetros ao longo da coluna. ....	48
Figura 3.12. Confecção dos extensômetros: (a) Execução da mistura, (b) Fôrmas utilizadas verticalmente, (c) Proteção em emenda entre fios e (d) Extensômetros prontos. ....	49
Figura 3.13. Cilindro de C.B.R. untado com graxa e parcialmente preenchido com brita e extensômetro. ....	50
Figura 3.14. Confecção da proteção e colocação dos extensômetros: (a) Retirada de solo congelado do freezer, (b) Colocação do extensômetro no interior da coluna de areia, (c) Colocação do extensômetro na coluna de brita e (d) Extração da massa de solo congelada do cilindro de C.B.R.....	51
Figura 3.15. Confecção das colunas de solo-cimento: (a) Preparação da amostra, (b) Mistura pronta, (c) Inserção da mistura na coluna e (d) Descida do extensômetro.....	52
Figura 3.16. Provas de Carga: (a) Preparação do sistema de reação, (b) Sistema de aplicação de carga, (c) Sistema de medição de deslocamentos e (d) Sistema de aquisição de dados.....	53

Figura 3.17. Seção transversal do equipamento.....	55
Figura 3.18. Foto do equipamento de laboratório utilizado.....	55
Figura 3.19. Adaptação da tampa do equipamento.....	56
Figura 3.20. Detalhe da Tampa do Equipamento.....	57
Figura 3.21. Chapa na base do equipamento: (a) Vista geral e (b) Detalhe dos sulcos para os anéis de borracha.....	57
Figura 3.22. Moldagem da amostra: (a) Tubo de PVC utilizado (b) Disco de proteção dos o' rings.....	58
Figura 3.23. Camisas utilizadas nos ensaios de laboratório: (a) Geotêxtil tecido com emenda e (b) Geogrelha com emenda.....	59
Figura 3.24. Sistema de chuveiramento: (a) Detalhe e (b) Em funcionamento.....	60
Figura 3.25. Detalhe do corpo-de-prova submetido à aplicação de vácuo.....	60
Figura 3.26. Detalhe do disco de aplicação de carga: (a) Seção Transversal e (b) Detalhe.....	61
Figura 3.27. (a) Detalhe do pistão de aplicação de carga na amostra e (b) Detalhe da célula de carga.....	62
Figura 3.28. Sistema de aplicação de carga: (a) Detalhe da chapa de fixação (b) Fixação do cilindro.....	62
Figura 3.29. Princípio de funcionamento mecânico da célula de deformação.....	63
Figura 3.30. Princípio de funcionamento elétrico da célula de deformação.....	64
Figura 3.31. (a) Sistema de registros do equipamento e (b) Manômetro de leitura das pressões confinantes.....	65
Figura 3.32. Mangueira utilizada para aplicação do vácuo na conexão por onde passa fiação.....	65
Figura 3.33. Sistema ar/água de aplicação de pressão.....	66
Figura 3.34. Sistema de aquisição de dados utilizado.....	66
Figura 4.1. Curva carga <i>versus</i> recalque para as colunas de areia.....	73
Figura 4.2. Medição das deformações ao longo da coluna de areia convencional.....	76
Figura 4.3. Deformações ao longo da primeira coluna de areia encamisada.....	77
Figura 4.4. Deformações verticais ao longo da segunda coluna de areia encamisada.....	77
Figura 4.5. Deformações horizontais para a segunda coluna de areia encamisada.....	78
Figura 4.6. Efeito do umedecimento na coluna de areia convencional e na primeira coluna encamisada.....	79
Figura 4.7. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a coluna de areia convencional.....	80



Figura 4.8. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a primeira coluna de areia encamisada. ....	80
Figura 4.9. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de areia convencional devido ao umedecimento.....	81
Figura 4.10. Variações das leituras nos extensômetros a longo do comprimento da coluna de areia convencional devido ao umedecimento.....	83
Figura 4.11. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de areia encamisada devido ao umedecimento.....	83
Figura 4.12. Variações das leituras nos extensômetros a longo do comprimento da primeira coluna de areia encamisada devido ao umedecimento.....	84
Figura 4.13. Exumação da coluna de areia encamisada. ....	84
Figura 4.14. Curva carga <i>versus</i> recalque para as colunas de brita.....	85
Figura 4.15. Exumação da primeira coluna de brita encamisada. ....	87
Figura 4.16. Medição das deformações ao longo da coluna de brita convencional. ....	88
Figura 4.17. Medição das deformações ao longo da primeira coluna de brita encamisada. ....	88
Figura 4.18. Medição das deformações ao longo da segunda coluna de brita encamisada.....	89
Figura 4.19. Efeito do umedecimento na coluna de brita convencional e na primeira coluna de brita encamisada. ....	90
Figura 4.20. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a coluna de brita convencional. ....	90
Figura 4.21. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a primeira coluna de brita encamisada. ....	91
Figura 4.22. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de brita convencional devido ao umedecimento.....	92
Figura 4.23. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de brita encamisada devido ao umedecimento.....	92
Figura 4.24. Curvas granulométricas da brita da coluna convencional para avaliação da quebra dos grãos.....	94
Figura 4.25. Curvas granulométricas da brita da primeira coluna encamisada para avaliação da quebra dos grãos.....	94
Figura 4.26. Ensaio de compressão oedométrica em cilindro.....	95
Figura 4.27. Curvas granulométricas da brita antes e após o ensaio seco.....	96
Figura 4.28. Curvas granulométricas da brita antes e após o ensaio realizado com imersão. .	96

Figura 4.29. Ensaio de compressão simples com camisa de geogrelha: (a) colocação da camisa e (b) amostra para ensaio.....	98
Figura 4.30. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a amostra de brita encamisada. ....	99
Figura 4.31. Curvas granulométricas das amostras antes e após ensaios de compressão simples em amostra de brita encamisada.....	99
Figura 4.32. Curva carga <i>versus</i> recalque para as colunas de solo-cimento. ....	100
Figura 4.33. Medição das deformações ao longo da coluna de solo-cimento encamisada. ...	102
Figura 4.34. Malha de Elementos Finitos para simulação das provas de carga. ....	103
Figura 4.35. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de areia convencional.....	106
Figura 4.36. Deformações verticais previstas para a coluna de areia convencional. ....	106
Figura 4.37. Deformações horizontais previstas pelo MEF para a coluna de areia convencional.....	107
Figura 4.38. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de areia encamisada. ....	108
Figura 4.39. Deformações verticais previstas pelo MEF para a coluna de areia encamisada.	110
Figura 4.40. Deformações horizontais previstas pelo MEF para a coluna de areia encamisada. ....	110
Figura 4.41. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de brita convencional.....	112
Figura 4.42. Deformações verticais previstas para a coluna de brita convencional.....	113
Figura 4.43. Deformações horizontais previstas para a primeira coluna de brita encamisada. ....	114
Figura 4.44. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de brita encamisada. ....	116
Figura 4.45. Deformações verticais previstas para a coluna de brita encamisada. ....	116
Figura 4.46. Deformações horizontais previstas para a coluna de brita encamisada. ....	117
Figura 5.1. Curvas tensão-deformação para ensaio triaxial em amostra de areia sem camisa. ....	119
Figura 5.2. Deformação horizontal <i>versus</i> deformação axial para ensaio triaxial em amostra de areia sem camisa.....	120
Figura 5.3. Gráfico $p'$ - $q$ para ensaio triaxial de amostra de areia sem camisa.....	121

Figura 5.4. Curvas deformação axial <i>versus</i> tensão desviatória para ensaio em amostras de areia encamisadas.....	121
Figura 5.5. Deformação horizontal <i>versus</i> deformação axial para ensaio triaxial em amostra de areia encamisada. ....	122
Figura 5.6. Ensaio de compressão simples em amostra de brita encamisada. ....	123
Figura 5.7. Curva tensão-deformação de ensaio de compressão simples em areia encamisada com geotêxtil e em brita encamisada com geogrelha, com e sem umedecimento. ....	124
Figura 5.8. Dano ao reforço causado pela execução de emenda.....	124
Figura 5.9. Deformação axial <i>versus</i> deformação horizontal para o ensaio de compressão simples da brita encamisada sem umedecimento. ....	125
Figura 5.10. Malha de Elementos Finitos para Simulação dos ensaios de laboratório.....	126
Figura 5.11. Curvas tensão - deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 30 kPa para a amostra de areia sem camisa. ....	127
Figura 5.12. Curvas tensão - deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 60 kPa para a amostra de areia sem camisa. ....	128
Figura 5.13. Comparação deformação-tensão desviatória entre valores previstos e valores medidos para a pressão confinante de 120 kPa. ....	128
Figura 5.14. Deformação axial <i>versus</i> deformação horizontal previstos pelas simulações numéricas para a amostra sem encamisamento.....	129
Figura 5.15. Curvas tensão-deformação previstas e medidas para a pressão confinante de ..	130
Figura 5.16. Curvas tensão-deformação previstas e medidas para a pressão confinante de ..	130
Figura 5.17. Curvas tensão-deformação previstas e medidas para a pressão confinante de ..	131
Figura 5.18. Deformações horizontais <i>versus</i> deformações axiais previstos pelas simulações numéricas. ....	131
Figura A.1. Curva de calibração da célula de deformação.....	143

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

- a: Área corrigida da amostra com deformação axial  $\varepsilon$  em ensaios triaxiais
- $a_0$ : Área da seção transversal do corpo-de-prova de ensaios triaxiais
- $a_E$ : Relação entre as áreas  $A_c/A_E$
- A: Coeficiente utilizado no método de Hewllet & Randolph (1998)
- $b_{est}$ : Largura das estacas, no caso das mesmas serem em seção quadrada (Hewllet & Randolph, 1998)
- B: Coeficiente utilizado no método de Hewllet & Randolph (1998)
- $B_g$ : Índice de quebra
- BS: British Standart
- $c'$ : Coesão efetiva do solo
- $C_c$ : Índice de Compressão
- $C_s$ : Índice de Expansão
- C: Coeficiente utilizado no método de Hewllet & Randolph (1998)
- C.B.R.: Índice Suporte Califórnia
- D: Diâmetro inicial da amostra de ensaios triaxiais
- DNIT: Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
- ME: Metodologia
- e: Índice de Vazios
- $e_0$ : Índice de vazios inicial
- E: Módulo de elasticidade
- $E_{OED,S}$ : Módulo oedométrico do solo mole
- $E_{50}^{Ref}$ : Modulo de elasticidade para 50% do valor da ruptura
- $E_{oed}$ : Módulo Oedométrico
- h: Comprimento da coluna
- H: Altura do aterro
- IP: Índice de Plasticidade
- i: Índice de Colapso do solo
- J: Rigidez à tração do geotêxtil
- $k_0$ : Coeficiente de empuxo do solo no repouso
- $k_{0,s}$ : Coeficiente de empuxo do solo mole
- $k_{a,c}$ : Coeficiente de empuxo da coluna

- $K_p$ : Coeficiente de empuxo passivo do solo
- $k_x$ : Permeabilidade na direção x
- $k_y$ : Permeabilidade na direção y
- $K$ : Rigidez da estaca
- $m$ : Potencia relacionada ao modelo hiperbólico *Hardening-soil*
- LL: Limite de Liquidez
- LP: Limite de Plasticidade
- $M_B$ : Módulo de compressão da membrana de borracha usada em amostra de ensaios triaxiais, por unidade de comprimento.
- $N_{SPT}$ : Número de Golpes do ensaio de penetração SPT
- OCR: Razão de pré-adensamento
- $p'$ : Tensão efetiva média final em um determinado estágio de carregamento
- $p_0'$ : Tensão efetiva média inicial em um determinado estágio de carregamento
- $q'$ : Semi-diferença das tensões principais
- $q_c$ : Resistência de ponta do ensaio de cone
- $Q_c$ : Capacidade de carga da coluna convencional
- $Q_{est}$ : Carga por estaca prevista pelo método de Hewllet & Randolph (1998)
- $Q_{gtec1}$ : Capacidade de carga da coluna encamisada 01
- $Q_{gtec2}$ : Capacidade de carga da coluna encamisada 02
- $Q_k$ : Carga vertical referente a um determinado carregamento
- $Q_{ult}$ : Capacidade de carga da estaca
- $r_c$ : Raio da estaca de areia, interna ao geotêxtil
- $r_{geo}$ : Raio do geotêxtil circundante
- $r_k$ : Recalque correspondente a uma carga vertical  $Q_k$
- $r_{ult}$ : Recalque na ruptura
- $R_{inter}$ : Parâmetro de interface do programa PLAXIS
- $s_{est}$ : Espaçamento entre estacas (Hewllet & Randolph, 1998)
- $w$ : Teor de umidade do solo
- $w_i$ : Diferença inicial de porcentagens para cada faixa definida por duas peneiras
- $w_f$ : Diferença final de porcentagens para cada faixa definida por duas peneiras
- $\alpha$ : Coeficiente que define a forma da curva carga *versus* recalque no método de Van der Veen (1953)
- $\alpha_1$ : Coeficiente  $a_1$  para cálculo da capacidade de carga pelo método de Brinchen-

- Hansen (1963)
- $\beta$ : Coeficiente utilizado no método de Hewllet & Randolph (1998)
- $\beta_1$ : Coeficiente  $b_1$  para cálculo da capacidade de carga pelo método de Brinchen-Hansen (1963)
- $\gamma_s$ : Peso Específico dos grãos do solo
- $\gamma_d$ : Peso específico aparente seco do solo
- $\gamma_{sat}$ : Peso específico do solo saturado
- $\gamma_{nat}$ : Peso específico natural do solo
- $\delta$ : Razão entre  $s_{est}$  e  $b_{est}$  (Hewllet & Randolph, 1998)
- $\Delta\sigma$ : Acréscimo de tensão devido ao aterro
- $\Delta\sigma_{v,s}$ : Acréscimo de tensão vertical sobre o solo mole
- $\varepsilon_a$ : Deformação axial
- $\varepsilon_h$ : Deformação horizontal
- $\varepsilon_m$ : Deformação medida nos ensaios de campo para determinado estágio de carregamento
- $\varepsilon_p$ : Deformação prevista pelas simulações numéricas para determinado estágio de carregamento
- $\varepsilon_v$ : Deformação volumétrica final em um determinado estágio de carregamento no ensaio de adensamento
- $\varepsilon_{v0}$ : Deformação volumétrica inicial em um determinado estágio de carregamento no ensaio de adensamento
- $\kappa$ : Índice de Expansão do modelo Cam-Clay
- $\kappa^*$ : Índice de Expansão do modelo Cam-Clay modificado
- $\lambda$ : Índice de Compressão do modelo Cam-Clay
- $\lambda^*$ : Índice de Compressão do modelo Cam-Clay modificado
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson
- $\nu_s$ : Coeficiente de Poisson do solo mole
- $\sigma_{v,0,c}$ : Tensão inicial sobre a coluna antes do carregamento
- $\sigma_{v,0,s}$ : Tensão inicial sobre o solo mole antes do carregamento
- $\sigma_1$ : Tensão principal maior
- $\sigma_3$ : Tensão principal menor
- $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo interno das partículas

- $\psi$ : Ângulo de dilatação do solo
- $\omega_{\text{arco}}$ : Eficácia de transferência de carga na região do arco (Hewlett & Randolph, 1998)
- $\omega_{\text{base}}$ : Eficácia de transferência de carga na região da base do arco (Hewlett & Randolph, 1998)

## **CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO**

A construção de aterros sobre solos moles tem sido feita ao longo de boa parte da história da humanidade. Durante as últimas décadas, devido ao rápido crescimento da população mundial, houve a necessidade de expansão territorial para uso e ocupação, o que levou à necessidade de construções em regiões com solos de baixa capacidade para construções civis, rodovias, ferrovias, portos, etc. Atualmente, existe conhecimento para previsão e minimização dos efeitos desse tipo de construção. Apesar disso, diversos estudos têm sido realizados em centros de pesquisa de maneira a desenvolver novas técnicas de construção de aterros sobre solos de baixa qualidade, visando melhorar cada vez mais o desempenho desse tipo de obra. O excesso de deslocamentos verticais, geralmente presentes nesses tipos de solos, pode provocar significativa redução do desempenho de aterros. Problema semelhante pode ocorrer quando a execução do aterro é feita sobre solos colapsíveis. Além disso, caso o aterro seja construído próximo a uma estrutura rígida já existente, como por exemplo, uma ponte, o adensamento do solo de fundação pode gerar deslocamentos horizontais nas suas fundações, podendo vir a gerar esforços não previstos em projeto.

Uma das maneiras de se construir o aterro sobre solo mole é a construção em etapas, em que é necessário aguardar o tempo para adensamento parcial do solo de fundação, de maneira que não existam valores de poropressão geradas pela construção do aterro que possam vir a causar a ruptura do mesmo. O problema da técnica é que o tempo de adensamento para estabilização pode gerar o atraso do cronograma da obra em questão.

Visando ainda obter menor tempo de adensamento do solo de fundação, uma outra técnica conhecida é a utilização de drenos de materiais granulares que, mesmo diminuindo o tempo acima referido, pode não estar de acordo com o tempo para conclusão da obra e ainda apresentar problemas construtivos quando o solo de fundação apresentar resistência muito baixa, além do maior consumo de aterro para compensar os recalques elevados.

Pode-se ainda substituir o solo de fundação por outro de melhor qualidade, porém essa técnica fica limitada economicamente à disponibilidade de jazidas e da profundidade de solo a ser substituído.



Quando o tempo disponível para construção do aterro é relativamente curto, podem ser utilizadas estacas na base do aterro, granulares ou de concreto, para redução dos efeitos da compressibilidade do solo de fundação. A presença das estacas transfere as cargas provenientes do aterro para o solo mais competente, de maior capacidade de carga, aumentando assim sua estabilidade global, permitindo a construção de taludes mais íngremes, o que pode gerar uma redução de custos. Além disso, a distribuição dos possíveis recalques acaba sendo mais uniforme, o que diminui o risco de trincas superficiais. No caso da utilização de colunas granulares, as mesmas ainda servem de drenos para dissipação de possíveis poropressões geradas com a construção do aterro, aumentando assim a resistência do solo de fundação.

A Alemanha é um exemplo de país que tem feito bastante utilização de estaqueamento do solo de fundação para construção de aterros. Uma das grandes utilizações desse tipo de técnica ocorreu na construção da malha ferroviária do país.

Nas últimas décadas, surgiu a técnica de estabilização de aterros sobre solos moles utilizando materiais geossintéticos, de propriedades controladas. Com o aparecimento da técnica, surge um avanço nesse tipo de construção, uma vez que os materiais geossintéticos podem ser fabricados de acordo com a necessidade que se tenha na obra. Dentre os diversos tipos, podem ser citadas: utilização desses materiais para aumento da estabilidade do aterro, utilização de drenos verticais pré-fabricados para aceleração dos recalques do solo de fundação, para separação de materiais diferentes em camadas rodoviárias não pavimentadas e em camadas impermeabilizantes de aterros sanitários, etc.

Mais recentemente, surgiu a opção de construção de aterros assentes sobre colunas granulares reforçadas com geossintéticos. O objetivo do reforço das colunas é aumentar o confinamento da mesma, por meio da introdução de um cilindro de material geossintético ao seu redor. Devido à redução das deformações laterais, a presença do reforço aumenta a capacidade de suporte e pode ainda reduzir os deslocamentos verticais no topo da coluna.

## **1.1. OBJETIVOS DO TRABALHO**

O objetivo geral deste trabalho é mostrar a influência no comportamento de colunas granulares devido à presença de reforço geossintético encamisando as mesmas, por meio de

ensaios de campo, de laboratório e simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos. Os objetivos específicos consistem em:

- Mostrar a influência na capacidade de carga de colunas granulares devido à presença de reforço geossintético;
- Mostrar as deformações ao longo de colunas granulares, com e sem reforço;
- Estudar a influência no comportamento tensão *versus* deformação de colunas granulares com e sem encamisamento, inclusive com a presença de água;
- Estabelecer parâmetros geotécnicos de colunas granulares para seu dimensionamento por meio de retroanálises utilizando-se o Método dos Elementos Finitos;

## **1.2. ESTRUTURA DA TESE**

A Tese está dividida em cinco capítulos: o primeiro capítulo trata de uma abordagem geral do assunto relatando potenciais problemas relacionados ao tipo de obra e suas soluções, bem como os objetivos e a justificativa da pesquisa de que trata esta Tese. O segundo capítulo mostra uma revisão da literatura encontrada sobre o assunto, delineando estudos realizados em outros centros de pesquisa. O capítulo três comenta os materiais e a metodologia utilizados nesta pesquisa. Nesse capítulo, são tratados os ensaios de campo, os ensaios de laboratório e as simulações numéricas dos casos estudados. O quarto capítulo mostra e discute os resultados obtidos dos ensaios e das simulações numéricas. Nos resultados dos ensaios de campo, são mostradas as curvas carga *versus* recalque das provas-de-carga realizadas, bem como a capacidade de carga das estacas e as deformações medidas em alguns pontos ao longo das mesmas. Com relação aos ensaios de laboratório, são mostradas as curvas tensão *versus* deformação vertical das amostras e a deformação horizontal da mesma. Por fim, são apresentados os resultados das simulações numéricas e a comparação dos mesmos com os ensaios. O quinto e último capítulo apresenta as conclusões obtidas com o estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

## CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. O FENÔMENO DO ARQUEAMENTO DO SOLO

O fenômeno de arqueamento de solos já é estudado há décadas. Terzaghi (1966) explica como ocorre a redistribuição de tensões durante tal fenômeno. Para isso, utilizou o exemplo, mais simples do que um caso tridimensional, de uma caixa com um alçapão em sua parte inferior onde o mesmo pode ser retirado. Com isso, dependendo das dimensões envolvidas, o solo logo acima do alçapão pode ceder um pouco, porém sem escoar totalmente pela abertura do alçapão. Dependendo das condições existentes, o movimento relativo que ocorre na massa de solo é suportado por tensões cisalhantes na zona entre a massa que cedeu e a massa estacionária. Segundo o autor, desde que tais tensões tendam a manter a massa que cedeu na posição original, a pressão na parte que cedeu é reduzida e a pressão sobre as laterais é aumentada. Essa transferência de tensões da massa de solo que cedeu para a massa de solo adjacente estacionária é resultante do processo de *arqueamento do solo*. A Figura 2.1 mostra o efeito do arqueamento dos solos do modelo de Terzaghi (1966).

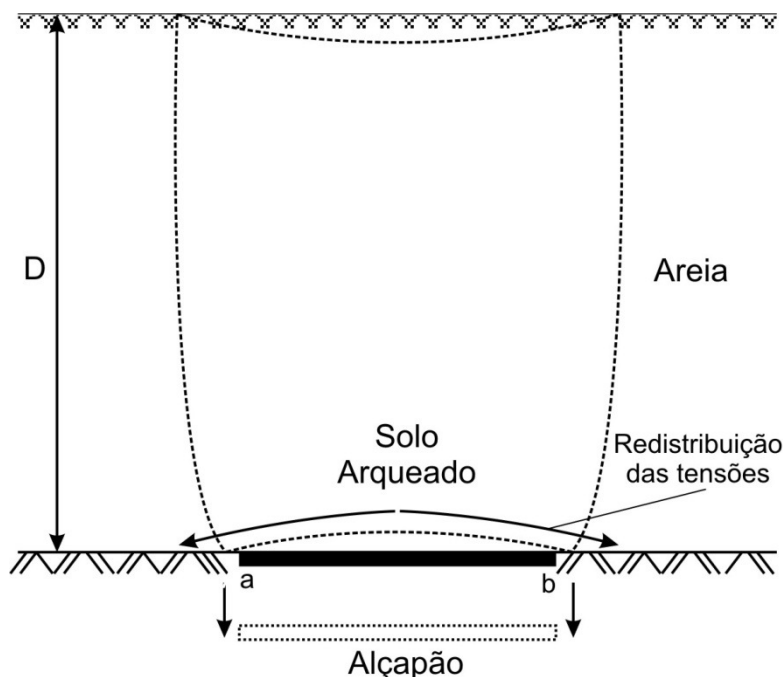


Figura 2.1. Efeito do arqueamento dos solos (Modificado - Terzaghi, 1966).

Para o caso da Figura 2.1, supondo-se que  $ab$  seja um alçapão que foi deslocado, a força vertical total deve continuar a mesma na base da camada de areia, pois depende do seu peso.

O decréscimo da pressão vertical no trecho *ab* está associado ao acréscimo da pressão vertical nas partes adjacentes, sobre a base rígida. Baseando-se nesse conceito, estacas, com espaçamento e dimensões adequadas, podem ser utilizadas sob aterros sobre solos moles para reduzir as tensões transferidas para o solo de fundação, bem como os recalques finais do aterro.

Devido ao assunto ser estudado mundialmente em outros centros de pesquisa, fez-se necessária uma revisão do que tem sido publicado sobre o mesmo. Este capítulo tem o objetivo de mostrar alguns trabalhos publicados.

## 2.2. ATERROS ESTAQUEADOS

O funcionamento de um aterro estaqueado baseia-se na distribuição das pressões transferidas pelo aterro às estacas, de forma a reduzir substancialmente a carga transferida ao solo de fundação logo abaixo do aterro. Hewllet & Randolph (1988), ao estudarem o efeito do arqueamento do solo de aterro sobre estacas em escala reduzida, citam que esse comportamento se deve a três diferentes ações. A primeira é a de que as estacas, além de reforçar, aumentam a rigidez do solo de fundação. A segunda baseia-se no fato de que as estacas, pelo efeito do arqueamento do solo acima das mesmas, transferem diretamente as cargas ao solo de fundação no qual estão apoiadas. Por fim, a terceira ação refere-se à necessidade de melhor distribuição das pressões geradas na base do aterro determinando assim a necessidade de utilização de material resistente nessa região. O trabalho mostra o desenvolvimento analítico de equações que prevêm o efeito do arqueamento, dependendo do tamanho do capitel localizado no topo das estacas, do espaçamento entre centros das mesmas, da altura do aterro e do ângulo de atrito do material que o compõe. Toda a teoria baseia-se no princípio de que os arcos formados entre as estacas formam semi-esferas, em que o raio das semi-esferas é o espaçamento diagonal entre o centro das estacas. A Figura 2.2 ilustra essa hipótese.

Segundo Hewllet & Randolph (1988), a carga em cada estaca ( $Q_{est}$ ) é dada pela Equação (2.1):

$$Q_{est} = (1 - \delta)(1 + \delta \kappa_p) \quad (2.1)$$

Onde:  $\delta = s_{est}/b_{est}$

$s_{est}$ : Espaçamento entre estacas

$b_{est}$ : Largura das estacas, no caso das mesmas serem em seção quadrada

$k_p$ : Coeficiente de empuxo passivo do solo

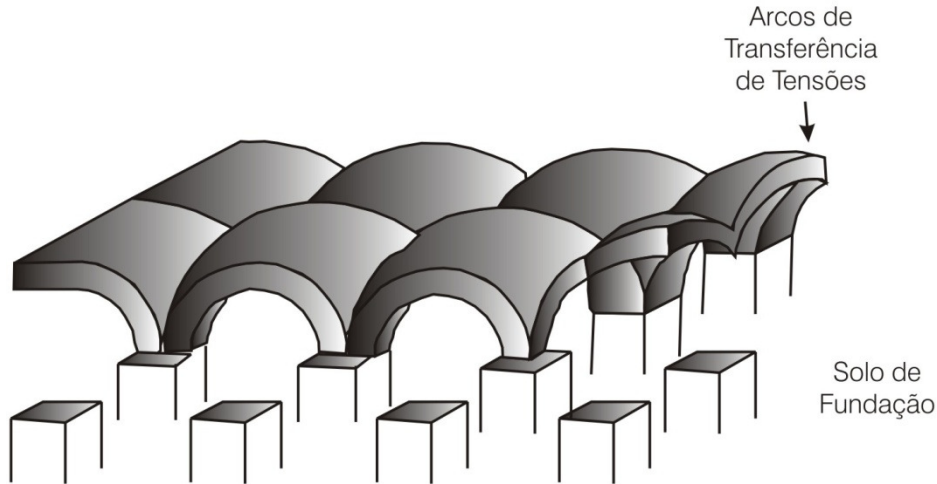


Figura 2.2. Hipótese do método de dimensionamento de Hewlett & Randolph (1988).

Os autores definem a “eficácia”  $\omega$  de carga para a estaca como uma proporção do peso do aterro transferido para a mesma, sendo analisada para duas regiões: arco (dada pela Equação 2.2) e base do arco (dada pela Equação 2.3):

$$\omega_{arco} = 1 - (1 - \delta^2)(A - AB - C) \quad (2.2)$$

$$\omega_{base} = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (2.3)$$

Onde:

$$A = (1 - \delta)^{2(\kappa_p - 1)} \quad (2.4)$$

$$B = \frac{s_{est}}{\sqrt{2H}} \left[ \frac{2\kappa_p - 2}{2\kappa_p - 3} \right] \quad (2.5)$$

$$C = \frac{s_{est} - b_{est}}{\sqrt{2H}} \left[ \frac{2\kappa_p - 2}{2\kappa_p - 3} \right] \quad (2.6)$$

$$\beta = \left( \frac{2\kappa_p}{\kappa_p + 1} \right) \left( \frac{1}{1 + \delta} \right) \left[ (1 - \delta)^{-\kappa_p} - (1 + \delta\kappa_p) \right] \quad (2.7)$$

H: altura do aterro.

A menor das duas estimativas de  $\omega$  (arco e base do arco) é que deve ser utilizada para dimensionamento.

Whyte (2005) descreve uma série de aterros estaqueados construídos no Reino Unido e na Irlanda, cujas características estão sumariadas na Tabela 2.1. Segundo o autor, o dimensionamento de aterros estaqueados baseia-se em três principais elementos: as estacas, a camada de transferência de carga localizada logo acima do estaqueamento e o aterro. Os arranjos das estacas nas obras mostradas na Tabela 2.1, obviamente, dependeram das particularidades de cada obra. Conforme se pode observar nessa tabela, o diâmetro de 0,43 m (17 polegadas) foi bastante utilizado, apesar de as condições das obras variarem bastantes umas das outras (altura do aterro, distribuição das estacas, etc). Além disso, os valores de resistência dos reforços utilizados na base do aterro não foram elevados.

O crescimento da utilização da técnica fez surgir uma normalização de dimensionamento no Reino Unido. Para dimensionamento de aterros estaqueados, foi desenvolvida a norma BS 8006 (1995), que se encontra em fase de revisão. Nessa norma, é assumido que todo o carregamento proveniente do aterro é transferido pelas estacas ao terreno de fundação mais firme. Conseqüentemente, o desempenho do aterro e as características do solo de fundação devem ser relacionados ao tipo de estaca a ser utilizada e seu processo de instalação. A norma prevê a utilização de camada de reforço na base do aterro para que o seu carregamento seja transferido predominantemente para as estacas. Assim, com a presença do reforço, o espaçamento entre estacas pode ser aumentado e o tamanho dos capitéis no topo das mesmas pode ser reduzido.

Os estados limites últimos considerados na norma são:

- Capacidade do grupo de estacas (Figura 2.3 (a));
- Extensão lateral do grupo de estacas (Figura 2.3 (b));
- Distribuição de carga vertical sobre os capitéis (Figura 2.3 (c));
- Ruptura lateral do material do aterro (Figura 2.3 (d));
- Estabilidade global do aterro estaqueado (Figura 2.3 (e));

Tabela 2.1. Aspectos de projeto em aterros estaqueados (Modificado – Whyte, 2005).

Nome do Projeto	Altura do Aterro (m)	Espessura da Camada de Transferência (m)	Tamanho do Vão Arco (m)	Tipo de Geogrelha utilizada	Tipo de Estaca & Diâmetro (m)	Tamanho do Capitel (m)	Carga na Estaca (kN)	Espaçamento entre estacas (m)
Second Severn Crossing	2,5 – 6,0	0,6 – 1,0	1,8 – 2,3	3 camadas 30 kN/m x 40 kN/m	VCC 0,43	0,4	600	2,2 – 2,7 T
Bristol Spine Road	8,0	0,8	1,0	3 camadas 30 kN/m x 40 kN/m	VCC 0,43	0,6	350	1,6 T
A33 through Reading	4,0 – 6,0	0,7 – 1,0	0,9 – 1,9	3 camadas 30 kN/m x 40 kN/m	VCC 0,43	0,6	580	1,5 T – 1,9 Q
Bury St. Edmunds	1,5	0,75	1,5	3 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC 0,43	0,9	200	2,4 – 2,7 T
Shelford Bed's shire	3,0 – 4,0	1,0	1,75	3 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC 0,43	0,65	400	2,0 T
Kings Lynn Fairstead	1,0	0,5	1,0	2 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC 0,43	1,0	150	2,65 T
Strabane Lidl Store	1,8	0,9	1,75	3 camadas 30 kN/m x 40 kN/m	VCC 0,43	0,9	360	2,75 T
Shannon Bypass	2,0 – 6,0	0,92	1,8	3 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC 0,43	0,9	470	2,4 T
Northfleet Route 4	1,1 – 2,5	0,55	1,1	2 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC & CFA 0,35	1,3	550	2,4 T
					VCC 0,43	1,3	275	2,4 T
A525 Rhuddlan Bypass	1,7 – 8,2	0,65 – 0,95	1,4 – 2,1	2 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC 0,43	0,6	750	2,0 – 2,7 T
A12;M12 Link	5,0 – 7,0	0,6 – 1,0	1,0 – 1,9	3 camadas 20 kN/m x 30 kN/m	VCC 0,43	0,6	600	1,75 – 2,5 T
A 140	4,0	1,0	1,4	3 camadas 10 kN/m x 20 kN/m	VCC 0,43	0,6	400	2,2 T

Nota: T: Distribuição triangular das estacas

Q: Distribuição quadrada das estacas

VCC: Colunas de concreto vibrado (*Vibro Concrete Columns*)

CFA: Estacas escavadas (*Continuous Flight Augered Piles*)

DDC: Compactação pesada (*Dynamic Deep Compaction*)

DCI: Estacas cravadas (*Driven Cast In Situ Piles*)

VR: Vibro Substituição (*Vibro Replacement*)

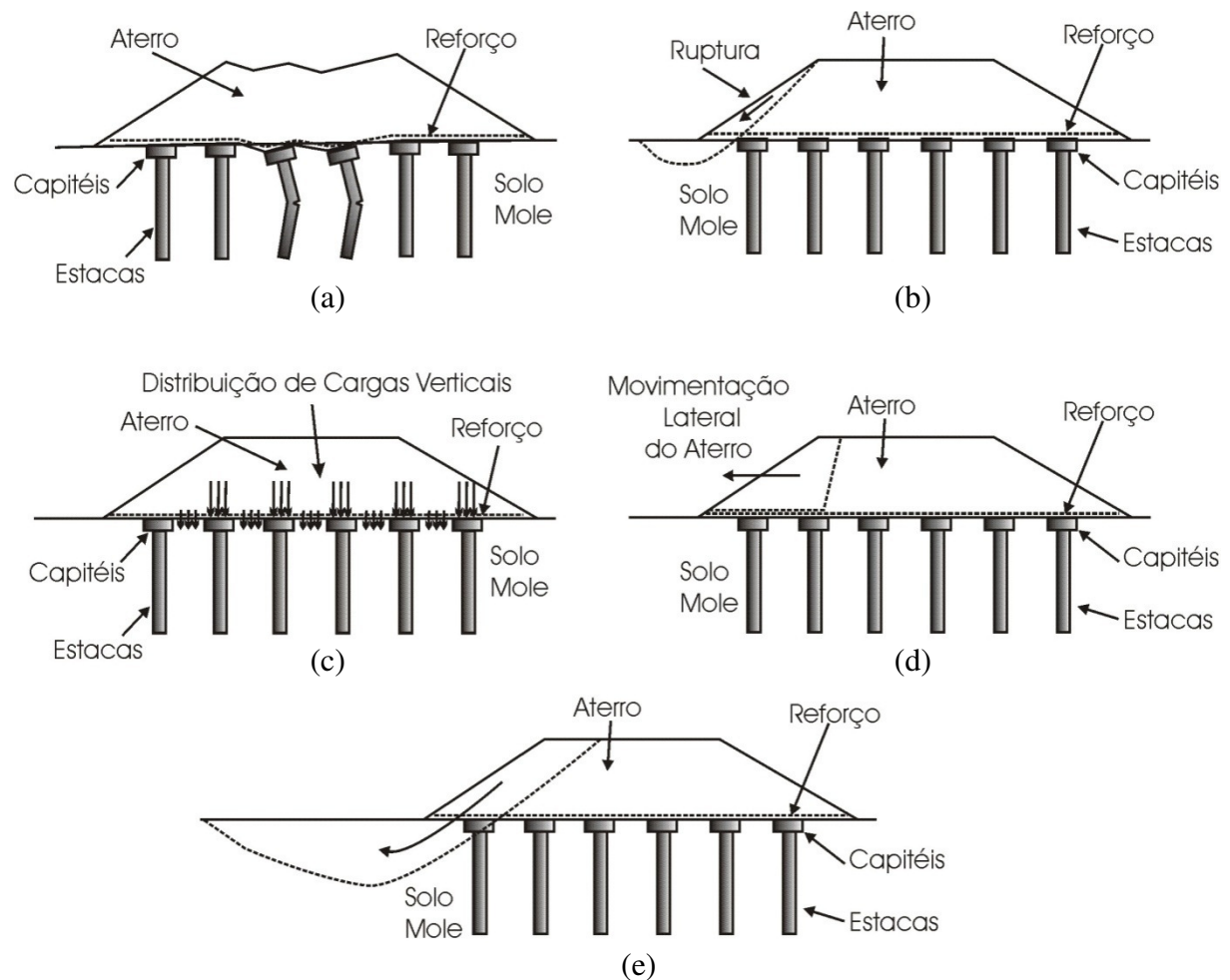


Figura 2.3. Estados limites últimos para aterros estaqueados com reforço na base: (a) Capacidade do grupo de estacas, (b) Extensão lateral do grupo de estacas, (c) Distribuição de carga vertical sobre os capitéis, (d) Ruptura lateral do material do aterro e estabilidade global do aterro estaqueado. (Modificado - BS 8006, 1995).

Com relação ao aspecto funcional do aterro, dois são os estados limites que devem ser considerados:

- Deformação excessiva no reforço;
- Recalques da fundação estaqueada;



Essa norma possui todo o roteiro de dimensionamento de um aterro estaqueado, inclusive do reforço a ser utilizado acima das estacas e define uma série de fatores de segurança. A área estaqueada deve estender-se até uma distância de maneira que, caso ocorra algum recalque diferencial ou alguma ruptura lateral do aterro fora da área estaqueada, a crista do aterro não venha a ser afetada. A norma ainda recomenda a análise da estabilidade global do aterro de maneira a levar em conta a presença da fundação reforçada e do reforço na base do aterro.

Uma metodologia de dimensionamento simples é sugerida por Collin et al. (2005) e é baseada na área de contribuição de carga para cada estaca. Segundo o trabalho, para uma distribuição de estacas triangular, a área de contribuição forma um hexágono regular sobre a estaca e pode ser aproximadamente igual à área de um círculo com mesma área. Assim, o diâmetro efetivo da região de influência da estaca é 1,05 vezes o espaçamento entre centros de estacas. Já para uma distribuição de estacas quadrada, a área de contribuição de carga para uma estaca forma um quadrado e o diâmetro efetivo é igual a 1,13 vezes a distância entre centro de estacas, conforme ilustrado na Figura 2.4.

A força vertical requerida ( $Q_r$ ) em uma estaca é determinada segundo a Equação 2.8:

$$Q_r = \pi \left( \frac{D_e}{2} \right)^2 (\gamma H + q) \quad (2.8)$$

Onde:

$D_e$ : Diâmetro efetivo da região de influência da estaca

$q$ : Sobrecarga estática e dinâmica sobre o aterro

$H$ : Altura do Aterro

$\gamma$ : Peso específico do aterro

A metodologia utilizada no trabalho, apesar de simples, fornece uma idéia inicial dos valores da carga aplicada sobre o estaqueamento. A grande vantagem do método é a necessidade de poucos parâmetros.

Um exemplo da utilização de colunas granulares como elementos de fundação é citado no trabalho de *Zayyat et al.* (2005), em que foram construídos seis tanques para abastecimento de água potável, cada um com 45.000 m<sup>3</sup>, nos Emirados Árabes. Trata-se de parte de um projeto

de mais de um bilhão de dólares para o transporte de água para uma região a 300 km de distância do local dos tanques, e posterior dessalinização. Cada tanque possui sessenta metros de diâmetro e dezoito metros de altura.

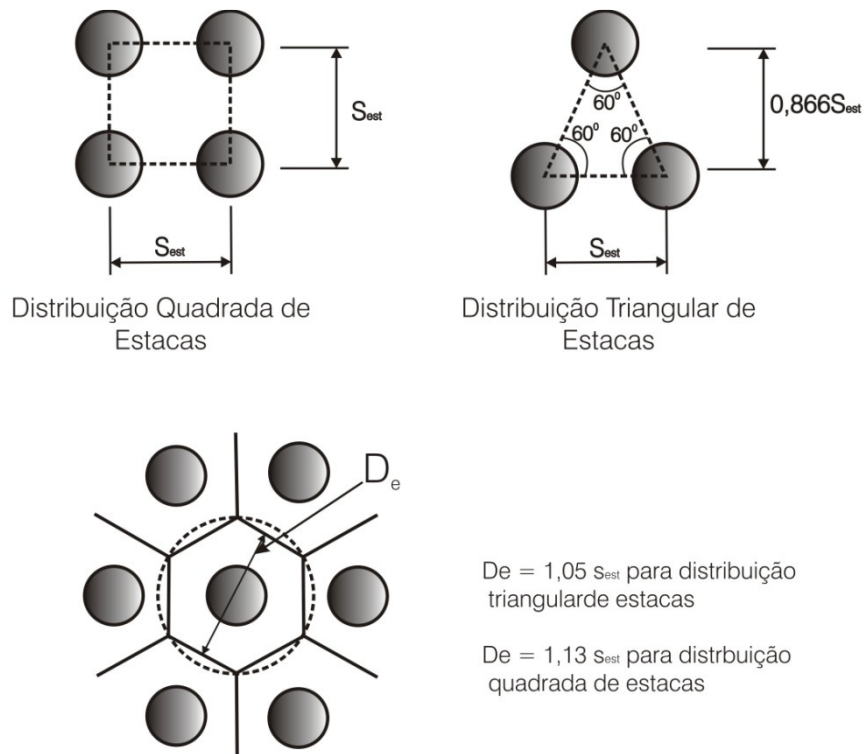


Figura 2.4. Áreas de contribuição para estacas para distribuição quadrada e triangular (Modificado - Collin *et al.*, 2005).

Na periferia, os tanques são apoiados superficialmente em uma viga de concreto, em forma de anel, que confina o solo na parte central abaixo do tanque. Abaixo dessa área reforçada mais superficial, há um conjunto de colunas granulares para transferência das cargas para um solo mais resistente, a onze metros de profundidade. A Figura 2.5 mostra o sistema de fundação do reservatório. Para que o funcionamento do reservatório não fosse afetado por recalques diferenciais excessivos durante sua operação, foi executado o enchimento completo dos reservatórios e foram então monitorados os recalques ocorridos.

Visando verificar a capacidade de carga da fundação em colunas, foram realizadas provas de carga com uma placa quadrada com 2 m de lado e 100 mm de espessura, apoiada sobre quatro colunas. Os resultados mostraram aplicações de carregamento de até 1200 kN sem atingir a

ruptura das colunas. Para essa carga, foram obtidos deslocamentos de 5,23 mm. A Figura 2.6 ilustra a distribuição dos deslocamentos na base dos tanques após o enchimento dos mesmos e a Tabela 2.2 mostra a comparação entre os valores previstos e medidos.

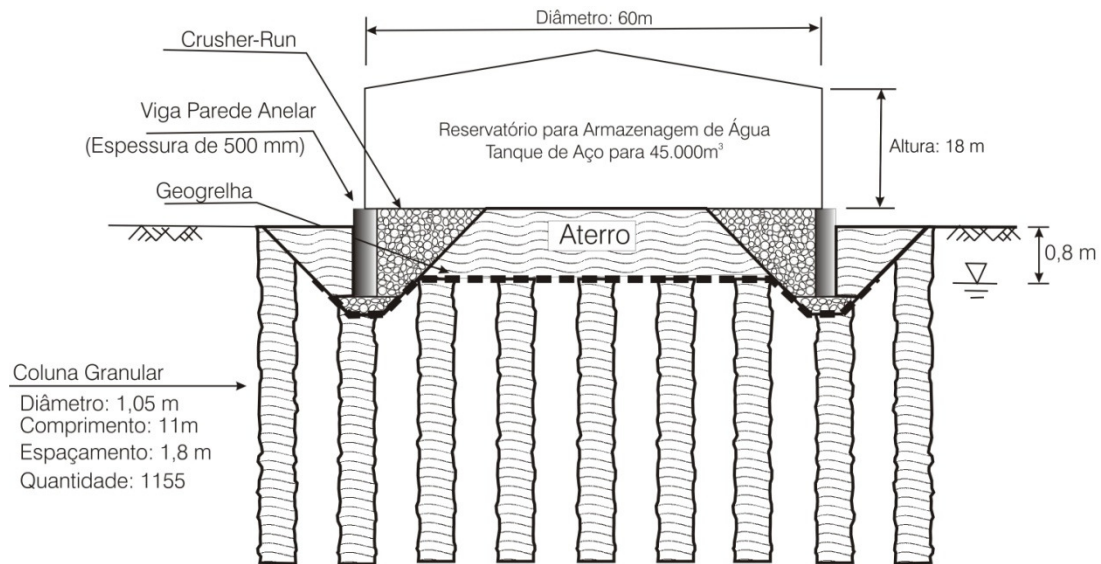


Figura 2.5. Colunas granulares utilizadas nos tanques construídos nos Emirados Árabes (Modificado - Zayyat *et al.*, 2005).

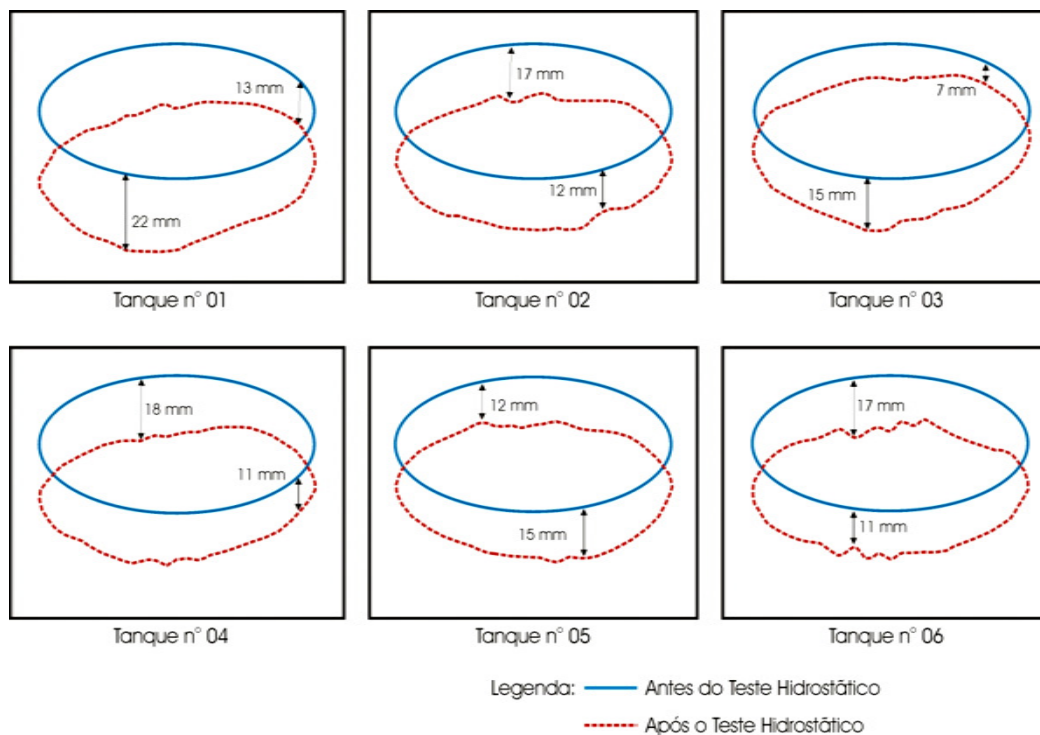


Figura 2.6. Recalques medidos nos tanques nos Emirados Árabes (modificado – Zayyat *et al.*, 2005).

Pelos valores apresentados, nota-se que há uma diferença entre valores previstos e medidos da ordem de duas vezes quando. Isso é devido ao fato de as previsões de recalques terem sido realizadas utilizando modelos mais simples, baseados na teoria da elasticidade.

Tabela 2.2. Comparação entre os recalques projetados e medidos (Modificado - Zayyat *et al.*, 2005).

Número do Tanque	Recalque Previsto (mm)			Recalque Medido (mm)		
	Máx.	Mín.	Médio	Máx.	Mín.	Média
1	50	27	40	22	13	18
2	44	28	36	18	11	15
3	44	22	33	17	12	15
4	35	26	31	15	12	13
5	39	10	28	15	7	11
6	33	20	27	17	11	4

No Brasil, o trabalho de Spotti (2006) relata a construção de um aterro estaqueado instrumentado no Rio de Janeiro para regiões de estacionamento e tráfego de veículos do SESC/SENAC. A Figura 2.7 mostra uma vista geral da obra e a Tabela 2.3 mostra os parâmetros de projeto do aterro.



Figura 2.7. Vista geral do estaqueamento da obra do SESC/SENAC (Spotti, 2006).

A altura do aterro variou de 1,0 m a 1,9 m e espaçamento entre estacas, pré- moldadas, foi de 2,5 m. A obra foi instrumentada com placas de recalque, células de tensões totais e medidores de deformação em alguns reforços. Pela instrumentação, o autor concluiu que alguns métodos atuais superdimensionam o reforço utilizado acima das estacas, para transferência das cargas.

Tabela 2.3. Parâmetros de projeto do aterro para estacionamento do SESC/SENAC (Spotti, 2006).

<b>Parâmetro</b>	<b>Valores</b>
Configuração da malha	Malha quadrada
Tipo de estacas	Pré-moldadas de concreto
Diâmetro das estacas (m)	0,18 m X 0,18 m (Seção quadrada)
Distância entre eixo de estacas (m)	2,5 m
Comprimento das estacas (m)	De 18,0 m a 24,0 m
Tipo e largura do capitel (m)	Concreto moldado “ <i>in loco</i> ” /0,8 m (Quadrado)
Distância entre capitel e reforço (m)	-
Tipo e camadas de reforço	01 (uma) camada de geogrelha biaxial com 200,0 kN/m
Distância entre camadas de reforço (m)	-
Altura de aterro (m)	De 1,0 m a 1,9 m

Há também o caso de trecho da ferrovia da Ferronorte em Chapadão do Sul/MS em que a altura do aterro variava entre 7,0 m e 8,0 m (HUESKER, 1999). A extensão do estaqueamento foi de 450 m e a espessura da camada de solo mole variava entre 5,0 m e 6,0 m. Uma vista aérea está ilustrada na Figura 2.8.

Quando se comparado ao custo de estacas de concreto, a grande vantagem de utilização de colunas granulares para reforço de fundação de aterros é seu custo de execução. Chummar (2000) relata uma série de vantagens da utilização dessas estacas como reforço de fundação: aumento da capacidade de suporte, redução significativa dos recalques devido ao adensamento e redução do tempo de adensamento do solo de fundação. Apesar dessas

vantagens e de já utilizadas como elementos de fundação há vários anos, as colunas granulares apresentam algumas limitações.

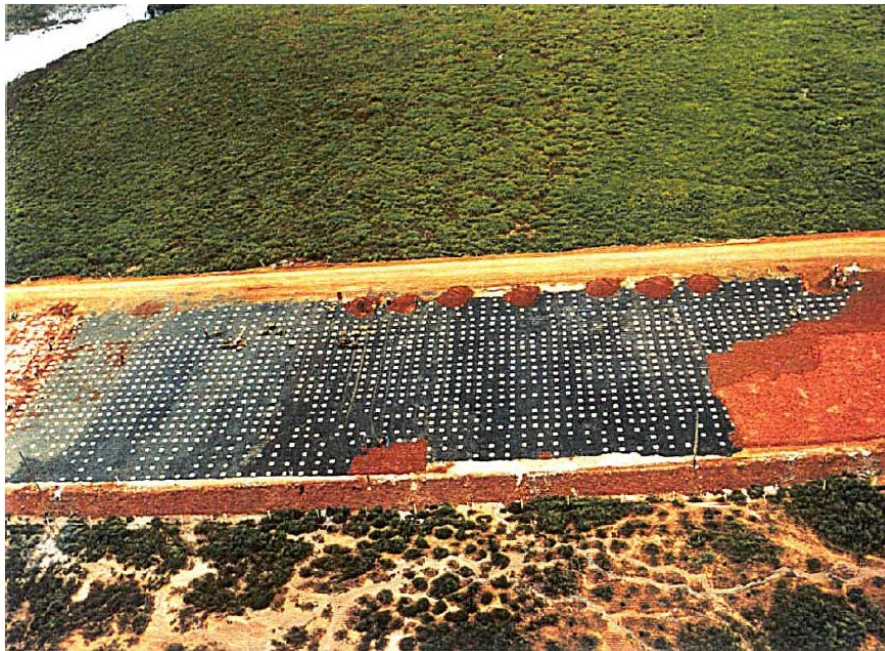


Figura 2.8. Estaqueamento de solo mole para construção da Ferronorte (Huesker, 1999).

No mesmo artigo, o autor comenta a desvantagem de se ter um baixo nível de confinamento das colunas em solos muito moles, principalmente nos primeiros metros de fundação. Isso pode provocar a deformação lateral excessiva nesse trecho inicial da coluna, reduzindo localmente a sua resistência e aumentando os deslocamentos verticais no topo da mesma. No mesmo trabalho, recomenda-se pré-carregamento das colunas de modo a minimizar os recalques. O autor cita que 30% dos recalques poderiam ter sido evitados devido ao pré-carregamento. O mesmo poderia ter sido obtido com a utilização de estacas de concreto, mas tal solução oneraria muito a obra. Outra alternativa seria o uso de colunas granulares encamisadas.

Raithel *et al.* (2002) apresentaram a técnica de colunas granulares encamisadas com geotêxtil utilizadas na fundação de um dique construído sobre solo mole para a ampliação de área industrial. Segundo os autores, desde 1996 a técnica já vinha sendo empregada em alguns projetos de rodovias e ferrovias na Alemanha, Holanda e Suécia. A ampliação industrial foi feita para a construção de uma fábrica de aviões da Airbus, mais especificamente para montagem do modelo A380, maior avião de transporte de passageiros já construído, totalizando uma área de extensão de 140 ha. A construção do dique foi necessária devido à

região estar localizada a 3 m abaixo do nível o mar. A fundação do dique utilizou 60.000 colunas encamisadas, com 0,80 m de diâmetro, atravessando solo de fundação com profundidade variando entre 8 a 14 m abaixo da base do dique. O tempo total necessário para a construção do dique foi de aproximadamente nove meses.

O método convencional de estabilização do solo de fundação por inclusão de estacas granulares, sem encamisamento, não teria tido sucesso, tendo em vista a baixa resistência não-drenada do solo mole, que varia no local de 0,4 kPa a 10 kPa, e conseqüentemente sua alta deformabilidade. A Figura 2.9 mostra uma vista panorâmica do dique já construído. No trabalho, os autores citam ainda o aumento da resistência não-drenada do solo de fundação devido à presença das estacas.



Figura 2.9. Vista panorâmica do dique em que foram utilizadas estacas granulares encamisadas com geotêxtil (Raithel *et al.*, 2002).

Normalmente, este tipo de técnica possui dois sistemas de instalação na prática: (a) O método de escavação em que um tubo aberto penetra na fundação e o solo no seu interior é removido e (b) o método de vibro-deslocamento, que por ser mais econômico, é mais comumente utilizado. Nesse caso, um tubo com duas “portas” inicialmente fechadas em sua extremidade, é cravado sob vibração no solo de fundação. A camisa de geotêxtil é então instalada e preenchido com areia. Após o preenchimento com areia, o tubo é retirado.

Em um trabalho utilizando um modelo analítico axissimétrico, Raithel *et al.* (2005) sugerem uma metodologia de projeto para estacas encamisadas com geotêxtil. O modelo utiliza os

parâmetros apresentados na Figura 2.10 e foi desenvolvido baseando-se em modelos convencionais de dimensionamento de colunas granulares, que foram complementados pela inclusão do efeito de confinamento, devido à presença do geotêxtil.

O método utiliza um processo iterativo, com o emprego das Equações 2.9, 2.10 e 2.11:

$$E^* = \left( \frac{1}{1-\nu_s} + \frac{1}{1+\nu_s} \cdot \frac{1}{a_E} \right) \cdot \frac{(1+\nu_s) \cdot (1-2\nu_s)}{(1-\nu_s)} \cdot E_{oed,s} \quad (2.9)$$

$$\Delta r_c = \frac{k_{a,c} \left( \frac{1}{a_E} \cdot \Delta\sigma - \frac{1-a_E}{a_E} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - k_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - k_{0,s} \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left( \frac{1}{a_E} - 1 \right) \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (2.10)$$

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - \frac{2}{E^*} \cdot \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \left[ k_{a,c} \left( \frac{1}{a_E} \cdot \Delta\sigma - \frac{1-a_E}{a_E} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - k_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - k_{0,s} \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_c \cdot J}{r_{geo}^2} \right] \right\} \cdot h = \left[ 1 - \frac{r_c^2}{(r_c^2 + \Delta r_c^2)} \right] \cdot h \quad (2.11)$$

Onde:

- $\Delta\sigma_{v,s}$ : Acréscimo de tensão vertical sobre o solo mole
- $E_{OED,S}$ : Módulo oedométrico do solo mole
- $\nu_s$ : Coeficiente de Poisson do solo mole
- $k_{a,c}$ : Coeficiente de empuxo da coluna
- $a_E$ : Relação entre as áreas  $A_c/A_E$  (ver Figura 2.10)
- $\Delta\sigma$ : Acréscimo de tensão devido ao aterro
- $\sigma_{v,0,c}$ : Tensão inicial sobre a coluna antes do carregamento
- $k_{0,s}$ : Coeficiente de empuxo do solo mole
- $\sigma_{v,0,s}$ : Tensão inicial sobre o solo mole antes do carregamento
- $r_{geo}$ : Raio do geotêxtil circundante
- $r_c$ : Raio da estaca de areia, interna ao geotêxtil
- $J$ : Rigidez à tração do geotêxtil
- $h$ : Comprimento da coluna



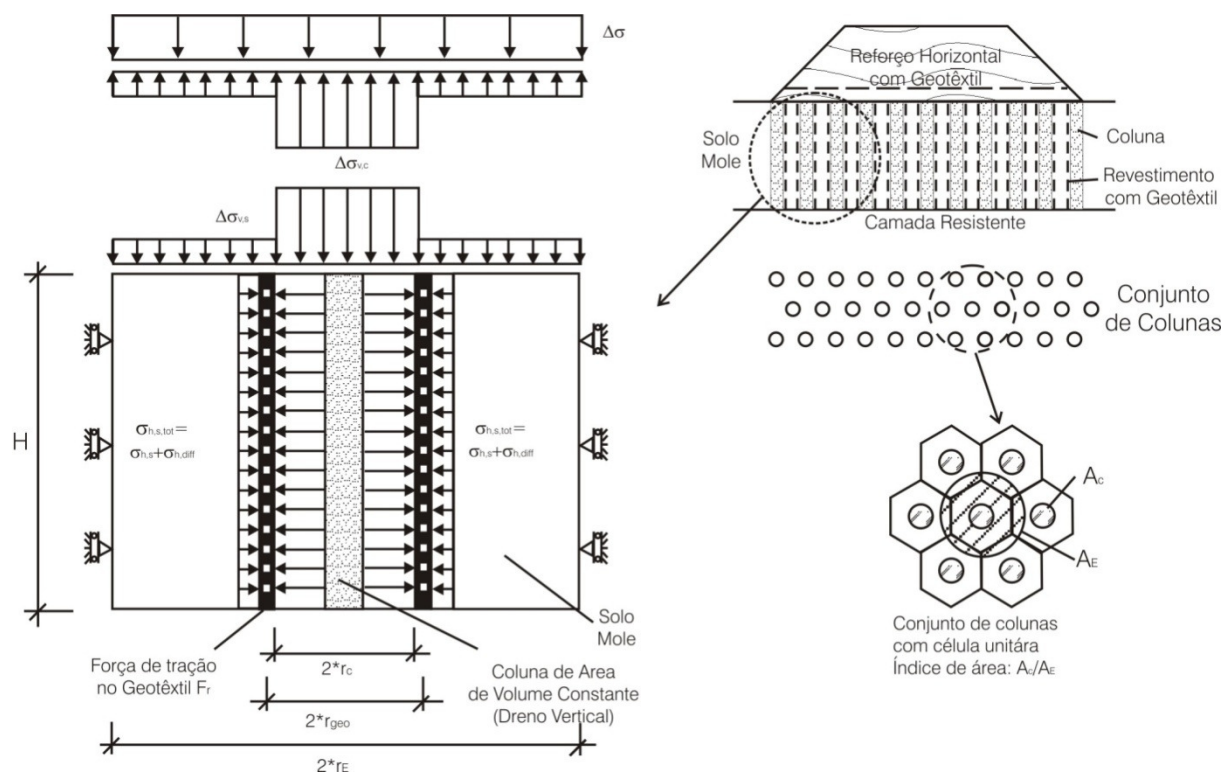


Figura 2.10. Parâmetros do modelo analítico apresentado por Raithel *et al.* (Modificado - Raithel *et al.*, 2005).

A primeira obra sul-americana utilizando reforço geossintético revestindo colunas granulares foi construída em São José dos Campos, no Estado de São Paulo e está relatada no trabalho de de Mello *et al.* (2008). Trata-se da construção da estrada que liga as rodovias Presidente Dutra e Ayrton Senna, duas das maiores rodovias do estado de São Paulo. A região de construção localizava-se sobre argila mole, com espessura de até dez metros. A Figura 2.11 mostra uma seção transversal instrumentada de um aterro da obra.

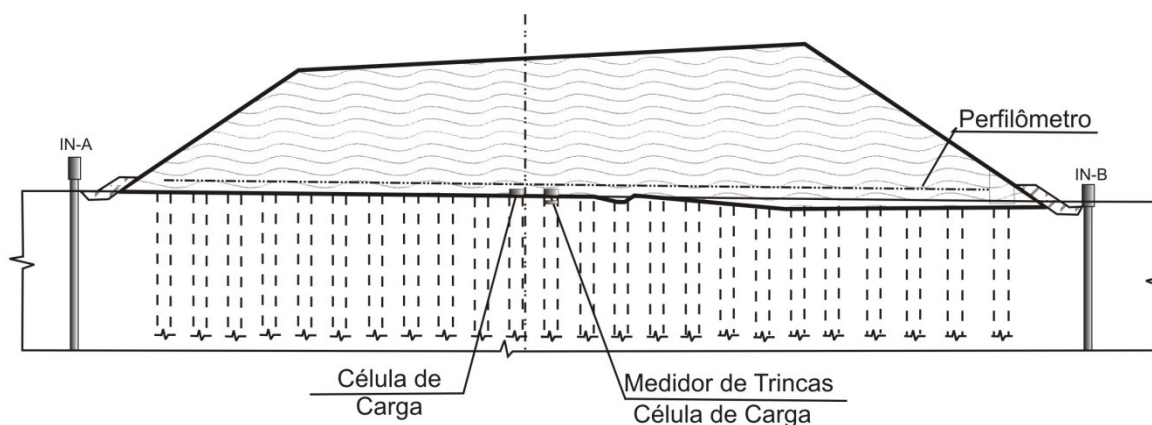


Figura 2.11. Seção transversal instrumentada da rodovia que liga as rodovias Presidente Dutra e Ayrton Senna (Modificado - de Mello *et al.*, 2008).

Para estabilização do solo de fundação, foram então utilizadas colunas de areia encamisadas com geotêxtil tecido. A necessidade da camisa se deu devido à baixa resistência não-drenada da argila ( $S_u < 15$  kPa). Sendo assim, o confinamento lateral nos primeiros metros da coluna era baixo, podendo causar deformações laterais excessivas. A rigidez à tração do geotêxtil utilizado foi de 1000 kN/m. Para acompanhamento dos deslocamentos verticais e horizontais na obra, uma seção foi instrumentada com perfilômetro, inclinômetros e medidores de deformação (trincas).

As medições dos deslocamentos horizontais nos inclinômetros mostraram que os maiores deslocamentos ocorreram durante a execução das colunas. Após isso, a magnitude de tais deslocamentos diminuiu. Os deslocamentos verticais das colunas foram da ordem de dez centímetros. Os valores medidos pelos extensômetros indicaram que as deformações foram de pequena magnitude. Já as medições das células de carga instaladas apresentaram valores menores do que os esperados. Segundo os autores, é possível que a instalação dos extensômetros tenha alterado o estado de tensões nas proximidades das células devido ao processo de recompactação.

### **2.3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA ESTUDO DE COMPORTAMENTO DE COLUNAS GRANULARES**

Para melhor conhecimento do que já foi analisado sobre ensaios de laboratório em maior escala para estudo de materiais granulares, foram pesquisadas publicações relacionadas a ensaios triaxiais de dimensões superiores às convencionais envolvendo amostras encamisadas.

Dupas *et al.* (1986) desenvolveram um equipamento triaxial de grandes dimensões para estudar o comportamento de materiais granulares com carregamentos estáticos e dinâmicos. O corpo-de-prova nos ensaios possuía 0,30 m de diâmetro e 0,60 m de altura. A Figura 2.12 ilustra alguns detalhes do equipamento.

No trabalho, os autores utilizaram medidores de deformação no terço central do corpo-de-prova, justificando que é a região menos influenciada pelas condições de contorno do problema. A medição em tal região se deveu pelo fato de que uma possível má compactação no topo do corpo-de-prova pudesse provocar distorções na obtenção do valor do módulo de elasticidade.

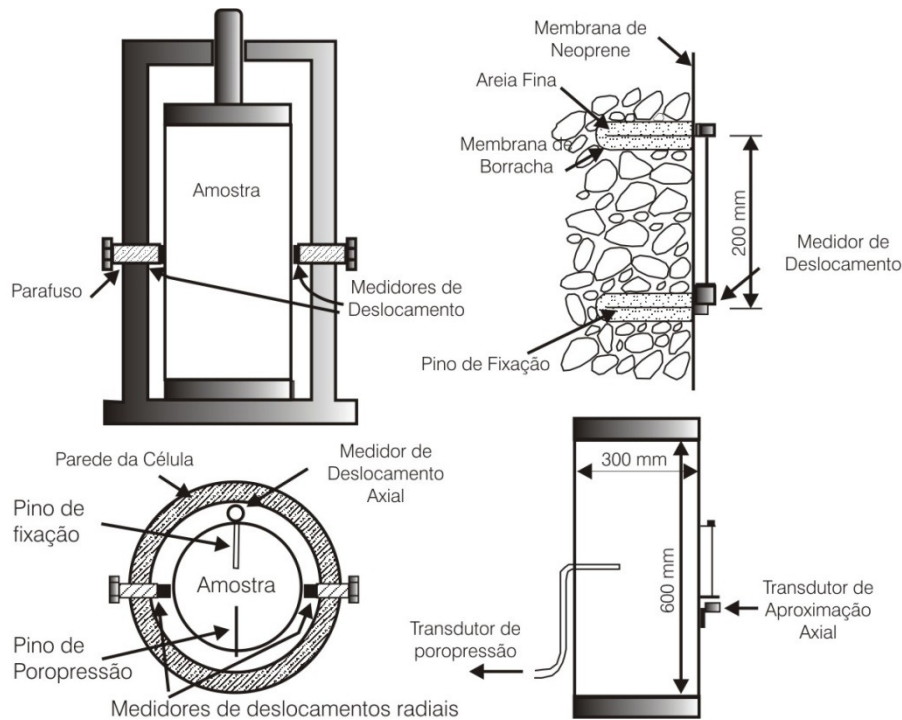


Figura 2.12. Célula triaxial de 300 mm de diâmetro do equipamento utilizado (Modificado - Dupas *et al.*, 1986).

No equipamento, mede-se a carga vertical, a deformação axial no topo (por meio do deslocamento vertical) e no terço central do corpo-de-prova, a deformação radial e as poropressões. Com os resultados obtidos, os autores mostram a dependência do módulo de Young em relação ao diâmetro da amostra e a dependência do coeficiente de Poisson em relação ao tamanho das partículas, dentre outros resultados. Os resultados mostraram ainda que o primeiro variou com o tamanho da amostra e que a segunda propriedade variou pouco com o tamanho dos grãos.

Para a correção da influência da rigidez da membrana de borracha que envolve o corpo-de-prova em ensaios triaxiais, Bishop & Henkel (1962) sugerem uma metodologia. Segundo a mesma, foi primeiramente determinada por meio da comparação entre a resistência não-drenada de amostras remoldadas com e sem a membrana de borracha. A partir disso, um método de cálculo de correção das propriedades da membrana de borracha foi então desenvolvido e baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a membrana, quando acomodada contra a amostra pela célula de pressão, é capaz de absorver compressão;

➤ a amostra deforma como um cilindro.

Se  $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$  é a resistência à compressão medida, então a resistência à compressão exata é dada pela Equação 2.12:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_3)_m - \frac{\pi \cdot D \cdot M_B \cdot \varepsilon}{a} \quad (2.9)$$

onde:

a: Área corrigida da amostra com deformação axial  $\varepsilon$

D: Diâmetro inicial da amostra

$M_B$ : Módulo de compressão da membrana de borracha, por unidade de comprimento.

A correção,  $\sigma_r$ , para resistência à compressão medida, devido à presença da membrana de borracha é então dada pela Equação 2.13:

$$\sigma_r = \frac{\pi \cdot D \cdot M_B \cdot \varepsilon(1 - \varepsilon)}{a_0} \quad (2.10)$$

onde  $a_0$  é a área da seção transversal do corpo-de-prova.

O módulo de elasticidade à compressão  $M_B$  não pode ser medido diretamente para uma membrana fina, mas seu valor pode ser assumido muito próximo ao valor com a borracha submetida à tração. O desenho esquemático da Figura 2.13 (Bishop & Henkel, 1962) ilustra como isso pode ser feito. Utilizando uma tira de borracha de uma polegada de largura, pode-se encontrar o módulo de elasticidade à tração da mesma. O mesmo procedimento será utilizado na presente pesquisa, no que se refere à correção da influência da presença da membrana de borracha.

Em um outro estudo, Al-Joulani (1995) desenvolveu um equipamento de laboratório, semelhante ao triaxial, para estudar corpos-de-prova de maiores dimensões com o objetivo de verificar a influência da presença de reforços. O autor realizou ensaios com corpos-de-prova com 0,225 m de diâmetro e utilizou amostras bem graduadas (agregado A) e uniformemente

graduadas (agregado B). A Figura 2.14 mostra alguns resultados encontrados pelo autor para os parâmetros de resistência, em função do tipo de geogrelha no caso do agregado uniforme.

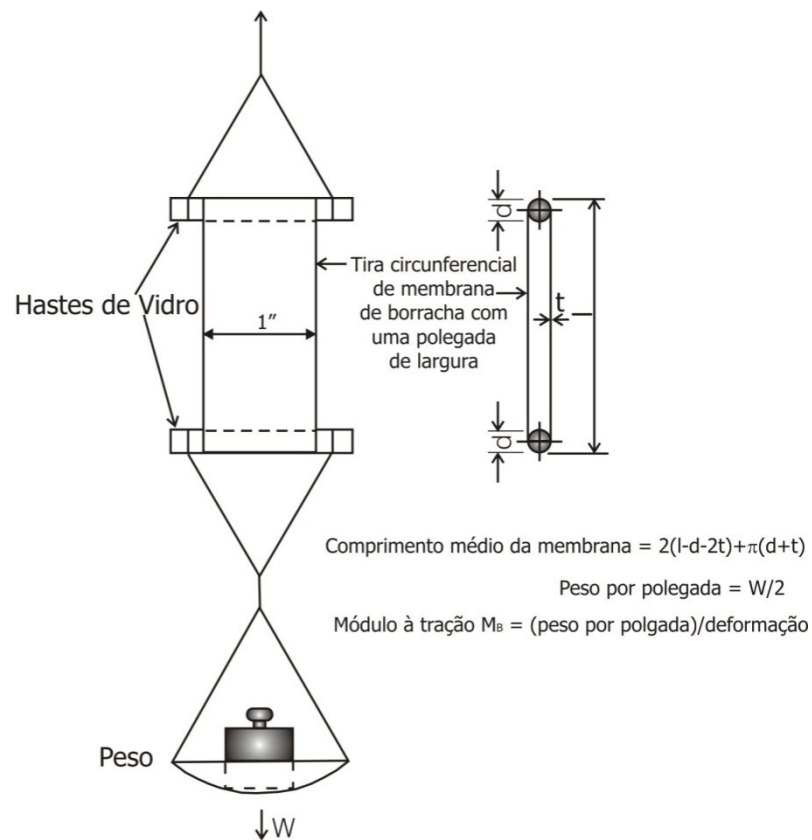


Figura 2.13. Metodologia para correção devido à presença da membrana de borracha (Modificado - Bishop & Henkel, 1962).

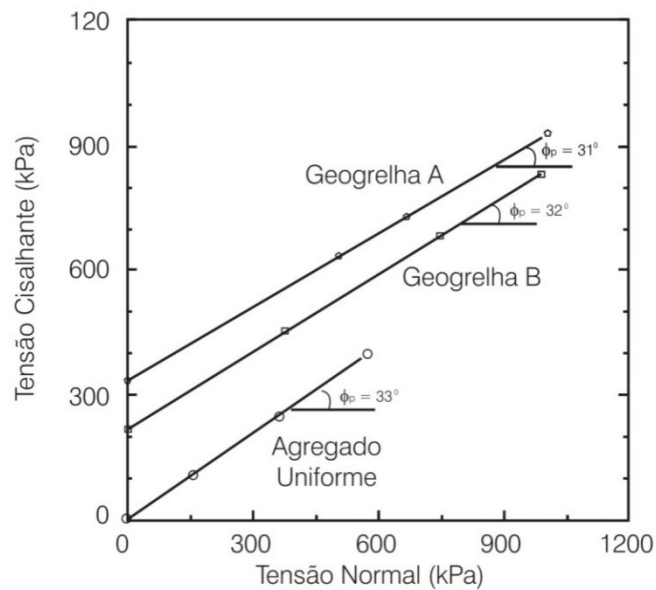


Figura 2.14. Aumento da resistência dos corpos-de-prova devido à presença de geogrelha (Modificado - Al-Joulani, 1995).

A altura dos corpos-de-prova foi 0,45 m. O autor utilizou dois tipos de geogrelhas para encamisamento, com o objetivo de verificar a influência de cada uma. As geogrelhas utilizadas possuíam pequenas diferenças de resistência à tração (88,29 kN/m para o tipo A e 86,2 kN/m para o tipo B).

Para que o material utilizado como camisa possuísse o formato de um cilindro, foi necessária a execução de uma emenda ao longo de seu comprimento.

Pelo gráfico anteriormente apresentado, fica notável a influência da presença da geogrelha encamisando o corpo-de-prova, dependendo, inclusive, do tipo utilizado. Nos ensaios não foram observados planos de rupturas em nenhum corpo-de-prova.

Uma pesquisa na Universidade de Concórdia (Ayadat & Hanna, 2005), no Canadá, estudou o colapso do solo utilizando um corpo-de-prova com dimensões menores, quando comparado ao de Al-Joulani (1995). Na pesquisa, os autores estudaram o colapso ao redor de uma coluna granular, bem como os recalques da mesma, para os casos com e sem encamisamento. A Figura 2.15 mostra o desenho esquemático do equipamento.

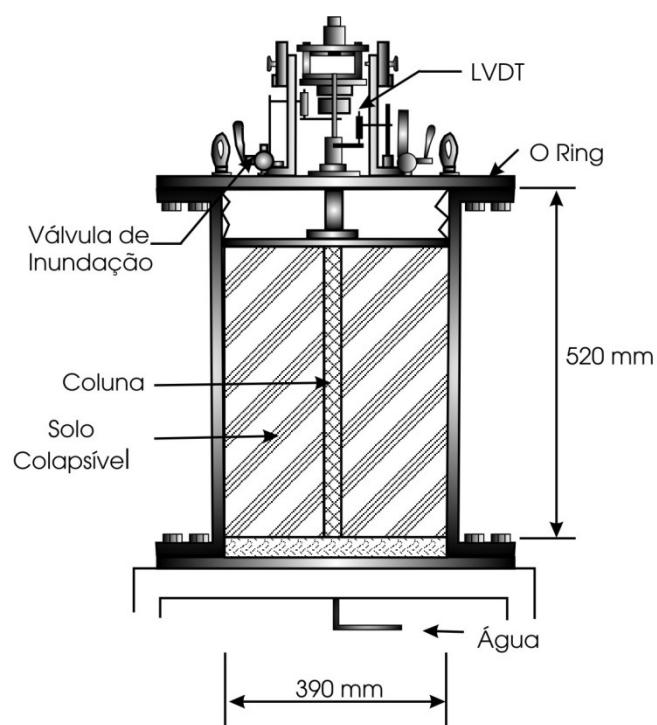


Figura 2.15. Desenho esquemático do equipamento da Universidade de Concórdia (Modificado - Ayadat & Hanna, 2005).

O corpo-de-prova utilizado que simula a coluna tinha alturas de 250 mm, 300 mm ou 410 mm. Variou-se também a resistência à tração do material da camisa para cada tipo de corpo-de-prova. O diâmetro da coluna de areia no modelo utilizado foi de 23 mm.

Os resultados (foram realizados 75 testes) após a inundação mostraram, entre outras coisas, que a resistência à compressão aumentou com a altura do corpo de prova. O estudo possui a limitação decorrente do tamanho do corpo-de-prova, que influencia em algumas propriedades do solo, conforme mostrado na pesquisa de Dupas *et al.* (1986). Além disso, a escala do problema, inclusive com relação ao reforço, gera diferenças quando comparado ao problema em tamanho real.

Além do tamanho do corpo-de-prova e alguns detalhes do equipamento, outra particularidade do ensaio utilizado pelos autores com relação ao ensaio triaxial convencional, é que a coluna de areia era circundada por solo colapsível e não por água, tendo em vista que o objetivo desses autores era o de estudar os recalques após o colapso do solo.

#### **2.4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE ATERROS ESTAQUEADOS**

Há alguns trabalhos na literatura que analisaram numericamente o comportamento de estacas utilizadas para reforço da fundação de aterros. Smith & Fiz (2007) analisaram o caso de um conjunto de colunas para reforço da fundação de um aterro. Nenhum geossintético foi aplicado encamisando as estacas, uma vez que as mesmas não eram granulares. Apesar de não se tratar do mesmo tipo de análise de que trata esta tese, o trabalho foi utilizado como referência, por se tratar de um problema semelhante. Os autores partiram do princípio de que o caso axissimétrico pode representar uma célula unitária do caso tridimensional.

Para as simulações, os autores definem o conceito de “Célula Unitária”, sendo esta uma região ao longo de um plano, definido pela metade da diagonal do quadrado formado por quatro estacas, sendo os lados do quadrado as distâncias entre os eixos das estacas. Segundo o trabalho, a região representa uma parte do problema que se repete ao longo de outras estacas. A Figura 2.16 ilustra tal região. Foram então comparados os resultados da análise 2D com a instrumentação de campo de um aterro reforçado com estacas, sem reforço geossintético na base do mesmo. Além disso, os resultados das análises numéricas 2D foram ainda comparados com uma solução analítica e com uma análise tridimensional.

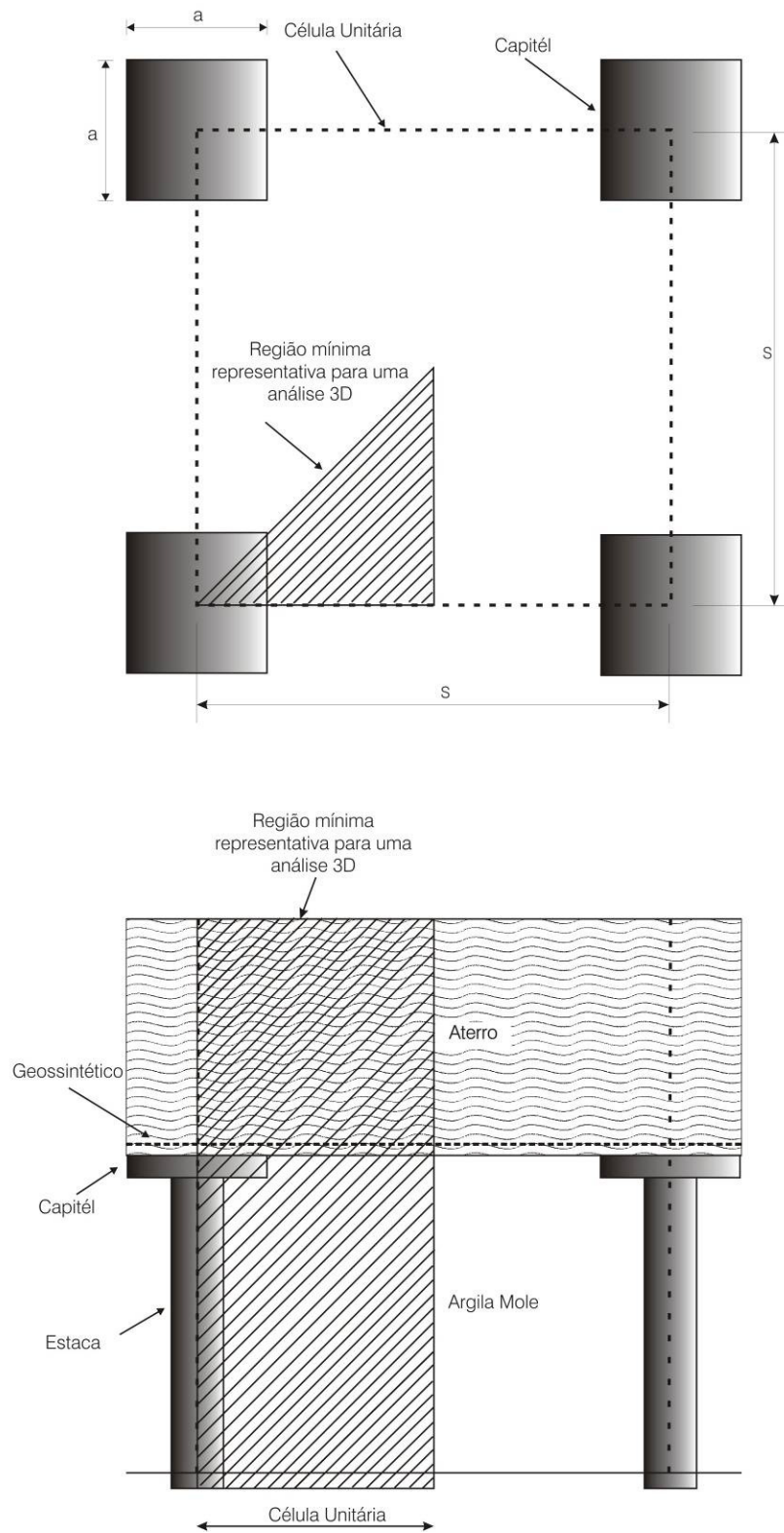


Figura 2.16. Hipótese de célula unitária axissimétrica representar caso tridimensional (Modificado - Smith & Fiz, 2007).



A partir dos resultados obtidos, os autores citam a limitação da simulação numérica no estado axissimétrico, para o caso em que se tem geossintéticos não isotrópicos ou para verificação da concentração de tensões no reforço geossintético na região do canto do capitel.

Segundo os autores, uma alternativa para simulação tridimensional seria primeiro determinar a pressão vertical atuante sobre o geossintético, usando a análise numérica axissimétrica, e então utilizar a norma BS 8006 (1995) para calcular a deformação e a força no reforço geossintético.

Domingues et al. (2007) apresentaram uma análise numérica, utilizando o Método dos Elementos Finitos, envolvendo colunas de brita não reforçadas. A análise foi feita de forma acoplada, verificando-se o problema de fluxo juntamente com o de tensão-deformação por meio do conceito de célula unitária, já explicado anteriormente. A Figura 2.17 ilustra a geometria utilizada nas análises e a Tabela 2.4 alguns parâmetros utilizados. O aterro possuía dois metros de altura, o solo mole 5,5 m de profundidade, as colunas um metro de diâmetro e espaçamento entre centros de 2,3 m.

Uma observação importante dos autores é a de que a instalação da coluna de brita causa necessariamente uma compressão inicial no solo envolvente, aumentando o confinamento que este oferece à coluna em relação ao seu estado inicial. Assim, segundo os autores, ocorrem variações no valor do coeficiente de empuxo do solo. Tal fato é ainda de difícil simulação numérica.

Tabela 2.4. Características dos materiais utilizados (Modificado - Domingues *et al.*, 2007 ).

<b>Material</b>	<b><math>\kappa</math></b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b><math>\phi'</math></b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>k_x = k_y</math> (m/s)</b>	<b>OCR</b>
Coluna	0,00275	0,011	38	0,3	20	-	1
Solo	0,02	0,22	30	0,25	17	10 <sup>-9</sup>	1
Aterro	0,005	0,03	35	0,3	20	-	1

Nota:  $\kappa$ : Índice de compressão do modelo Cam-Clay;  $\lambda$ : Índice de expansão do modelo Cam-Clay;  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo;  $\nu$ : Coeficiente de Poisson;  $\gamma$ : Peso específico natural;  $k_x$ : permeabilidade na direção x;  $k_y$ : permeabilidade na direção y; OCR: Razão de pré-adensamento.

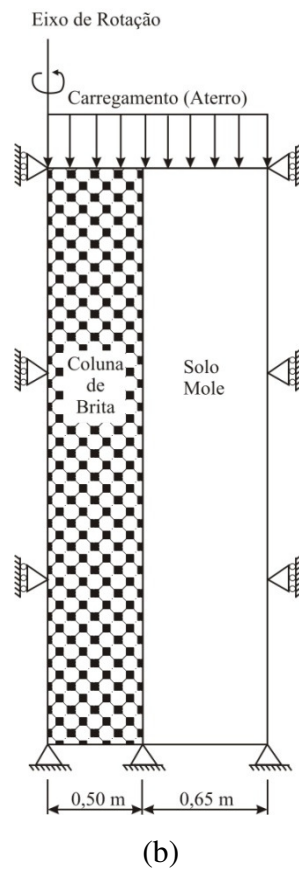
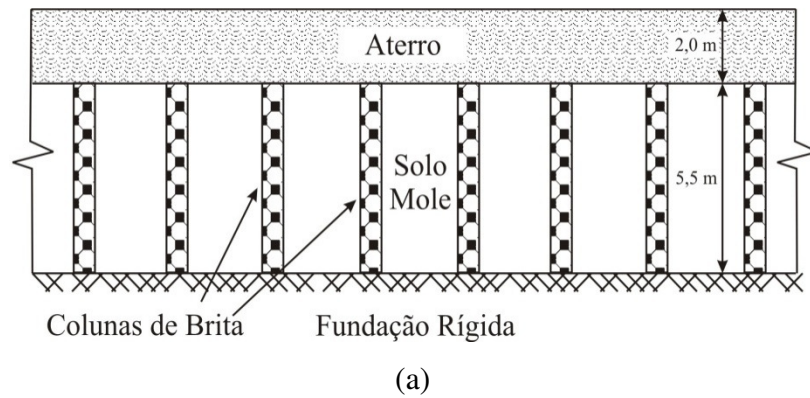


Figura 2.17. Problema analisado: (a) Geometria e (b) Célula Unitária utilizada nas análises (Modificado - Domingues *et al.*, 2007).

Assim como em outros trabalhos, Domingues *et al.* (2008) citam que os deslocamentos horizontais ocorrem na porção mais superficial da coluna. Mais especificamente para o caso estudado, até 2,5 m de profundidade. Além disso, aumentam significativamente com o processo de adensamento. Tanto os valores dos deslocamentos horizontais gerados como a extensão da região onde eles ocorrem (profundidade) seriam menores, caso se tivesse utilizado encamisamento da coluna.

Mais semelhante ao assunto que trata a presente tese, o trabalho de Murugesan & Rajagopal (2006) simulou numericamente uma coluna granular encamisada com geossintético como reforço de fundação em solo mole. A Figura 2.18 mostra a geometria utilizada nas simulações numéricas. Na simulação, foi admitida completa aderência entre a camisa e o solo circundante e foi utilizado o programa GEOFEM, desenvolvido no Royal Military College (Rajagopal & Bathurst, 1993), posteriormente modificado no Instituto Indiano de Tecnologia de Madras.

A simulação numérica do trabalho acima citado mostrou que a deformação lateral da coluna foi significativamente reduzida, principalmente nos seus metros mais superficiais, onde as pressões de confinamento são menores. O estudo mostra ainda que há redução dos recalques com o aumento da rigidez à tração da camisa das colunas.

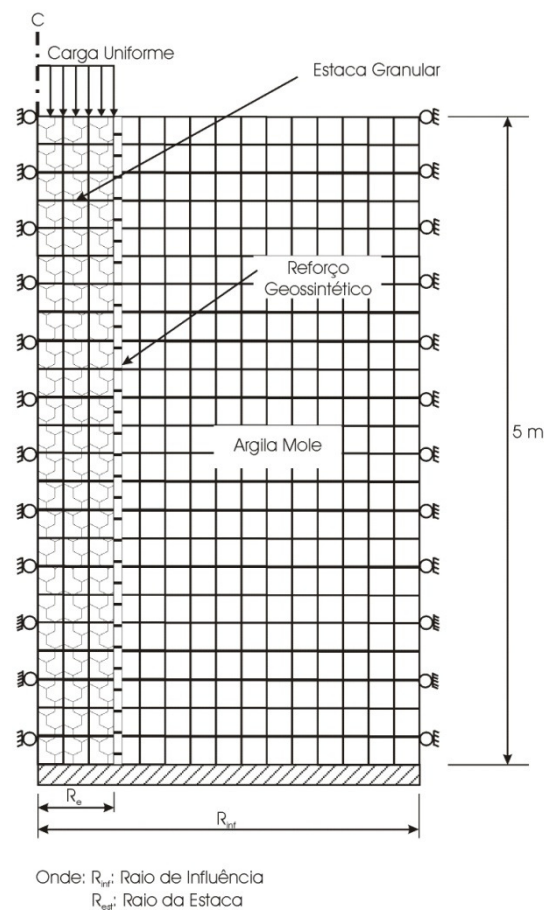


Figura 2.18. Geometria utilizada na simulação numérica do Instituto Indiano de Tecnologia de Madras (Modificado - Murugensan & Rajagopal, 2006).

## 2.5. SOLOS TROPICAIS

Vargas (1985) explica que, do ponto de vista geotécnico, não se pode afirmar que todos os solos localizados nos trópicos são tropicais. Na verdade, solos tropicais são aqueles que apresentam comportamento particular quando usados como materiais em engenharia e essas propriedades surgem dependendo da origem do solo e das condições de intemperismo a que o mesmo é submetido. Com a chuva, pode haver os processos de lixiviação, oxidação e carreamento das partículas que, no caso da porção de solo mais superficial do Distrito Federal, provoca ao longo dos anos uma estrutura macro-porosa e colapsível, tendo em vista o elevado índice de vazios gerado. O fato de o solo estar não-saturado faz com que o mesmo possua uma resistência adicional, formada por meio da lixiviação de finos ao longo das alterações climáticas. Essa resistência é consideravelmente reduzida com a variação do estado de tensões ou do teor de umidade. Nesses solos, a estrutura encontrada é função de vários fatores, como forças de contato e forças de atração.

Estudos realizados por Cardoso (1995) indicam que o solo do Distrito Federal sofreu alto grau de intemperização, resultando em grande quantidade de hidróxidos, como a Gibsita, Hematita e a Goethita. Além disso, foi verificada também a existência de teores razoáveis de alumínio e ferro. As análises mostraram a presença de valores baixos do pH, indicando que a possível cimentação devido à presença dos hidróxidos anteriormente citados não ocorre devido à solubilização dos mesmos, resultando em cimentações de ordem de grandeza menor. Baseando-se nisso, o autor conclui que as estruturas formadas estão ligadas por pontes de argila.

Ribeiro (1999) cita que a magnitude do colapso depende fundamentalmente do tipo de estrutura do solo, do seu grau de saturação inicial e final e da magnitude da carga aplicada no momento da variação da saturação. Para que haja o colapso, a estrutura do solo deve ser aberta (elevada porosidade) e deve existir uma fonte de resistência ao cisalhamento temporária que mantenha estável a estrutura frente à ação das forças instabilizadoras.

Assim, devido a esse comportamento, as obras nos Distrito Federal exigem que as fundações das edificações sejam profundas. Geralmente, as estruturas utilizadas como elementos de fundação são executados em concreto, inclusive para o reforço de fundação de aterros.

Uma maneira de execução de reforço de fundação de aterros em solos colapsíveis, assim como em solos moles, é por meio de colunas granulares, inclusive podendo-se utilizar solo-cimento como material de confecção das mesmas.

## 2.6. MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE PROVAS DE CARGA

Como a presente tese também envolve a realização de provas de carga, é importante que alguns métodos para obtenção de capacidade de carga de estacas sejam apresentados. Existem vários métodos para determinação da capacidade de carga de uma estaca a partir da curva carga *versus* recalque obtida na prova de carga. Abaixo são apresentados alguns desses métodos.

Uma metodologia para determinação da capacidade de carga de estacas bastante utilizada é a de Van Der Veen (1953), que supõe que a curva carga-recalque pode ser representada por uma função exponencial, conforme define a Equação 2.14:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.11)$$

Onde: Q é a carga vertical referente a um determinado carregamento

r é o recalque correspondente a essa carga vertical

$\alpha$  é um coeficiente que define a forma da curva.

A Equação 2.14 pode ser escrita de outra maneira, conforme mostra a Equação 2.15, em que k representa um estágio de carregamento genérico:

$$-\ln \left( 1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}} \right) = \alpha \cdot r_k \quad (2.12)$$

Essa equação mostra uma relação linear entre os valores teóricos de recalque para seu estado de carregamento k ( $r_k$ ) e a parcela  $-\ln \left( 1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}} \right)$ . Pelo método, deve-se plotar o gráfico  $r_k$

*versus*  $-\ln\left(1 - \frac{Q_k}{Q_{ult}}\right)$  para diferentes valores supostos para  $Q_{ult}$ . O valor de  $Q_{ult}$  para o qual se obtém uma reta nesse gráfico representa a capacidade de carga da estaca.

Uma outra metodologia é a de Decourt (1996), baseada no conceito de rigidez da fundação, representada pela letra K. Segundo o trabalho, tal parâmetro pode ser calculado pela relação genérica entre força e deslocamento, ou seja,  $K = Q/r$ , para cada estágio de carregamento. São plotados os pontos em um gráfico K *versus* Q. A partir desse gráfico, interpola-se uma reta no trecho em que os pontos se distribuem com tendência linear. A capacidade de carga, pelo método, é o valor de Q para qual a rigidez K é nula.

Brinchen-Hansen (1963) também apresentou um método para a determinação de capacidade de carga de estacas a partir de provas de carga. Por esse método, a equação para determinar a capacidade de carga da estaca é dada pela Equação 2.16:

$$\frac{\sqrt{r}}{Q} = \alpha + \beta r \quad (2.13)$$

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser obtidos por meio de regressão linear, traçando-se o gráfico  $r$  x  $\frac{\sqrt{r}}{Q}$ . No método, a capacidade de carga é definida como a carga que provoca na cabeça da estaca um recalque 4 vezes maior do que aquele obtido com a aplicação de somente 80% desse valor. Assim, devem ser utilizadas também as Equações 2.17 e 2.18:

$$Q_{ult} = \frac{1}{2\sqrt{\alpha\beta}} \text{ e } r_{ult} = \frac{\alpha}{\beta} \quad (2.14)$$

$$r = \frac{1}{4} r_{ult} = \frac{\alpha}{4\beta} \Rightarrow Q = \frac{0,40}{\sqrt{\alpha\beta}} = 0,80Q_{ult} \quad (2.15)$$

Depois de encontrados os coeficientes acima citados, são verificadas as hipóteses das Equações 2.17 e 2.18.

Há também o Método de Mazurkiewics (1972) que permite obter uma extrapolação da curva carga-recalque, interrompida antes de se atingir a carga de ruptura, admitida como hiperbólica. Pelo método, divide-se o recalque em intervalos iguais quaisquer e traça-se uma reta horizontal a partir de cada valor de recalque até a curva. Em seguida, traçam-se várias linhas verticais a partir de cada interseção até o eixo das abscissas. Em seguida, em cada interseção de ordenada  $Q_k$ , traça-se então uma linha com  $45^\circ$  de inclinação até a vertical que passa pelo próximo valor de carregamento encontrado  $Q_{k+1}$ . O valor da capacidade de carga é a interseção da reta interpolada nos pontos definidos dessa maneira com o eixo das ordenadas (Figura 2.19).

Há ainda uma série de outros métodos de estimativa de capacidade de carga, que não serão apresentados nesse trabalho e nem usados aqui, uma vez que os métodos acima são os mais comumente utilizados.

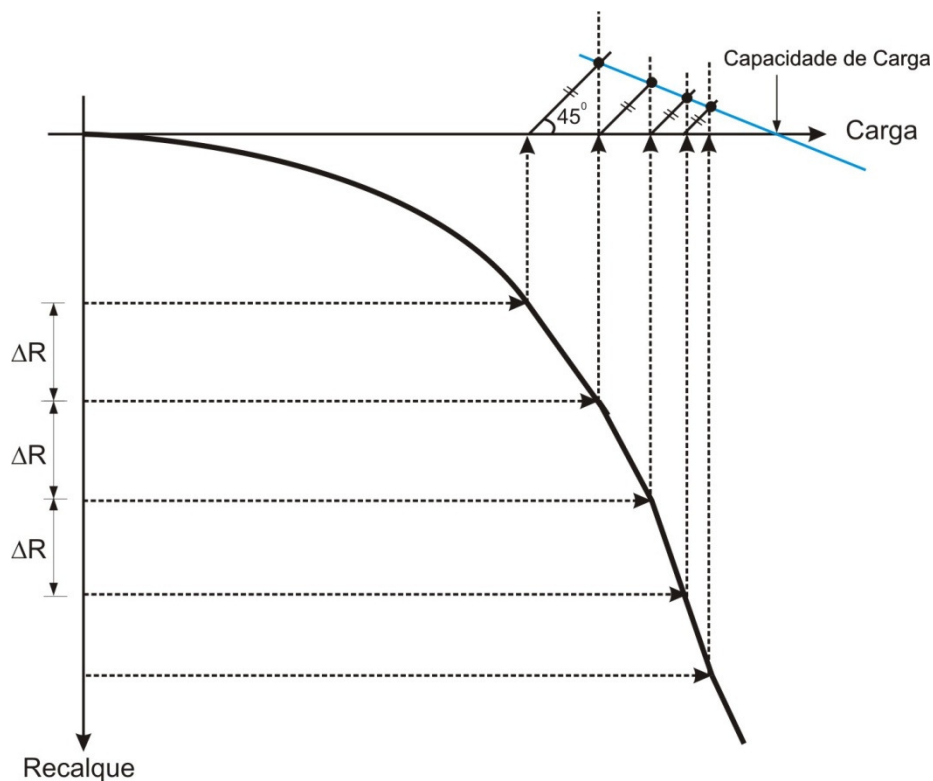


Figura 2.19. Processo para determinação da capacidade de carga pelo Método de Mazurkiewics (1972).

## 2.7. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E O PROGRAMA PLAXIS 7.2

Para os casos estudados nesta tese, tanto de campo como de laboratório, serão realizadas simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos por meio do programa comercial PLAXIS 7.2, bi-dimensional. Basicamente, tal método consiste na divisão de um meio contínuo utilizando uma malha, constituída de vários elementos. Cada elemento, dependendo da sua forma geométrica e da acurácia desejada, possui uma determinada quantidade de nós.

Para prever o comportamento do solo, um modelo constitutivo é utilizado. Existem vários modelos, e o programa Plaxis possui cinco: *Elástico Linear*, *Mohr-Coulomb*, *Soft-Soil*, *Hardening-Soil* e *Soft-Soil Creep*. Definida a geometria do problema, o modelo constitutivo de cada solo, as condições de contorno (carregamentos, deslocamentos prescritos, nível de água, etc.) e a malha, um sistema linear é fornecido. A resolução do sistema linear fornece os deslocamentos dos nós do elemento ou as tensões geradas em nós internos ao elemento (pontos de integração ou pontos de Gauss), para o caso do problema analisado ser o de análise de tensões.

Um outro tipo de problema que pode ser analisado pelo programa é o de fluxo, que trata da análise de poropressões geradas, seja por carregamento ou por inserção de uma linha freática na geometria do problema.

O programa possui interface gráfica, o que permite uma boa interação com o usuário. Além disso, está dividido em quatro sub-rotinas: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. Na primeira, definem-se a geometria do problema, os modelos e os parâmetros dos solos, as condições de contorno e a malha, que no caso do PLAXIS 7.2, é triangular e é gerada automaticamente. Na segunda definem-se o tipo de análise, carregamento/deslocamento aplicado ou construção em estágios e os pontos para os quais o programa deve calcular os deslocamentos/força ou tensões/deformações. A terceira sub-rotina apresenta graficamente os resultados obtidos: malha deformada, deslocamentos ou deformações ao longo da malha, poropressões, etc. A última interface traça os gráficos que o usuário deseja nos pontos selecionados na sub-rotina *Calculation*. Maiores detalhes sobre o programa são apresentados em BrinkGreve & Vermeer (1998). Uma melhor descrição do programa será mostrada no próximo capítulo.



## **CAPÍTULO 3. METODOLOGIA E MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA**

Esta parte da tese visa mostrar a metodologia utilizada em suas três etapas: na primeira, foram realizados ensaios no Campo Experimental de Ensaios de Campo e Fundações da Universidade de Brasília por meio de provas de carga em colunas granulares. Posteriormente, foram executados ensaios triaxiais em laboratório, em amostras com dimensões maiores que o convencionalmente utilizado. Por fim, foram realizadas as simulações numéricas dos casos estudados em um programa de elementos finitos bi-dimensional. Esse capítulo visa apresentar os materiais e a metodologia utilizada em cada uma dessas etapas.

### **3.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS**

#### **3.1.1. PERFIL PEDOLÓGICO E PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNB**

Conforme explicado no item anterior, grande parte da região do Distrito Federal é composta por solo colapsível em sua porção mais superficial. O solo do Campo Experimental de Ensaios de Campo e Fundações da Universidade de Brasília, por consequência, é composto por esse tipo de solo. Tal campo fica localizado no Campus Darcy Riberio da Universidade de Brasília, no bairro Asa Norte, próximo ao prédio onde também fica o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB.

Mota (2003), cita que o perfil de solo do campo experimental da UnB mostra basicamente três horizontes bem distintos (Figura 3.1):

- 0 a 3,5 m – camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gipsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos em torno de  $26,5 \text{ kN/m}^3$  e Índice de Plasticidade médio de 10%. Destaca-se que as propriedades de três a quatro metros correspondem à zona de transição.
- 3,5 a 8,5 m – camada de argila areno-siltosa, zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gipsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo, com índice de vazios decrescentes (1,27 a 0,89), peso específicos

dos sólidos e índice de plasticidade semelhantes à camada anterior. A profundidade entre 8,5m e 10 m corresponde à zona de transição.

- 8,5 m: profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada por uma leve diminuição do índice de vazios (0,96 a 1,08), aumento do peso específico dos sólidos (em torno de 27,4 kN/m<sup>3</sup>) e do Índice de Plasticidade (valor médio de 17) com distribuição de poros mais homogênea.

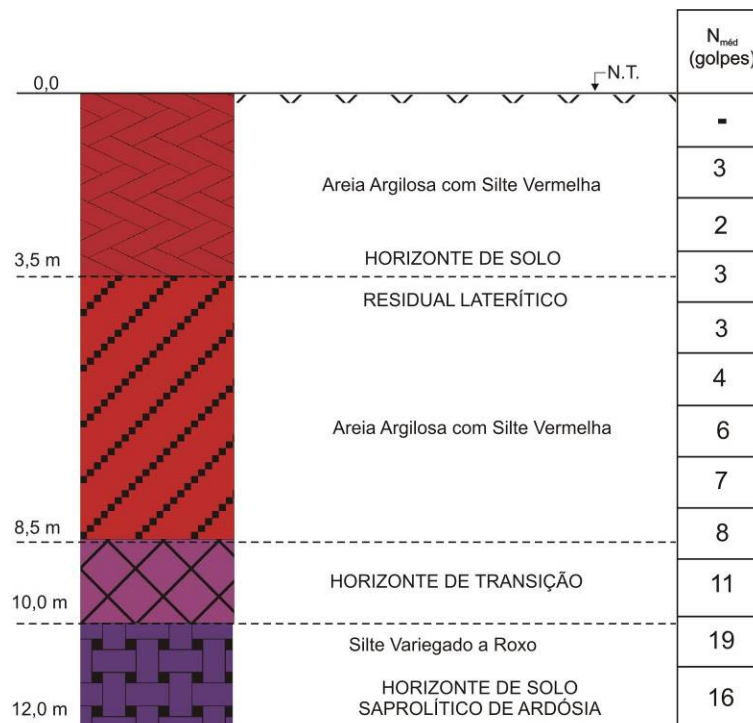


Figura 3.1. Perfil do campo experimental de ensaios de campo e fundações (Modificado – Mota, 2003).

A Tabela 3.1 mostra os valores de vários parâmetros do solo ao longo da profundidade e a Tabela 3.2 mostra os valores de coeficiente de empuxo no repouso  $k_0$  ao longo da profundidade obtidos a partir de ensaios triaxiais de amostras indeformadas. Tais parâmetros foram obtidos por meio de ensaios de caracterização, granulometria, limites de consistência e ensaios de adensamento. Maiores detalhes podem ser encontrados em Guimarães (2002).

Tabela 3.1. Parâmetros geotécnicos do solo do campo experimental de fundações e ensaios de campo da UnB (Modificado – Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Ensaio de Caracterização									
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,20	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G <sub>s</sub>	2,739	2,731	2,662	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,6	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Granulometria										
Pedregulho CD (%)	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia CD (%)	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD (%)	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD (%)	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD (%)	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD (%)	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD (%)	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD (%)	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
Limites de Consistência, I <sub>p</sub> e I <sub>a</sub>										
w <sub>L</sub> (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w <sub>p</sub> (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
I <sub>p</sub> (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
I <sub>a</sub>	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71
Ensaio de Adensamento										
C <sub>c</sub>	0,52	0,63	0,47	0,50	0,48	0,40	0,32	0,25	0,078	0,12
C <sub>s</sub>	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,020	0,017	0,014	0,030	0,048
$\sigma'_{pa}$ (kPa)	30	33	81	57	80	100	98	107	150	156
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	1,0	0,9	1,1	1,0
e <sub>inicial</sub>	1,7	1,70	1,34	1,37	1,36	1,20	1,14	0,91	0,94	0,96
e <sub>final</sub>	0,95	0,67	0,75	0,74	0,79	0,82	0,72	0,76	0,99	1,0
w <sub>inicial</sub> (%)	28,4	29,2	27,1	25,6	25,0	26,8	20,4	18,0	28,8	31,3
S <sub>inicial</sub> (%)	45,9	47,1	54,0	49,3	50,5	58,8	48,3	52,8	85,0	91,4

Nota:  $\gamma_s$ : Peso específico dos sólidos;  $\gamma_d$ : Peso específico aparente seco;  $\gamma$ : Peso específico aparente natural do solo; G<sub>s</sub>: Densidade do solo; e: Índice de vazios do solo; n: Porosidade do solo; CD: Com Defloculante; SD: Sem Defloculante; w<sub>L</sub>: Limite de Liquidez; w<sub>p</sub>: Limite de plasticidade; I<sub>p</sub>: Índice de Plasticidade; I<sub>a</sub>: Índice de atividade; C<sub>c</sub>: Índice de compressão; C<sub>s</sub>: Índice de expansão;  $\sigma'_{pa}$ : Tensão de pré-adensamento; OCR: Razão de pré-adensamento; e<sub>inicial</sub>: índice de vazios inicial; e<sub>final</sub>: Índice de vazios final; w<sub>inicial</sub>: Umidade inicial do ensaio; S<sub>inicial</sub>: Grau de saturação inicial

Tabela 3.2. Variação de  $k_0$  com a profundidade (Guimarães, 2002).

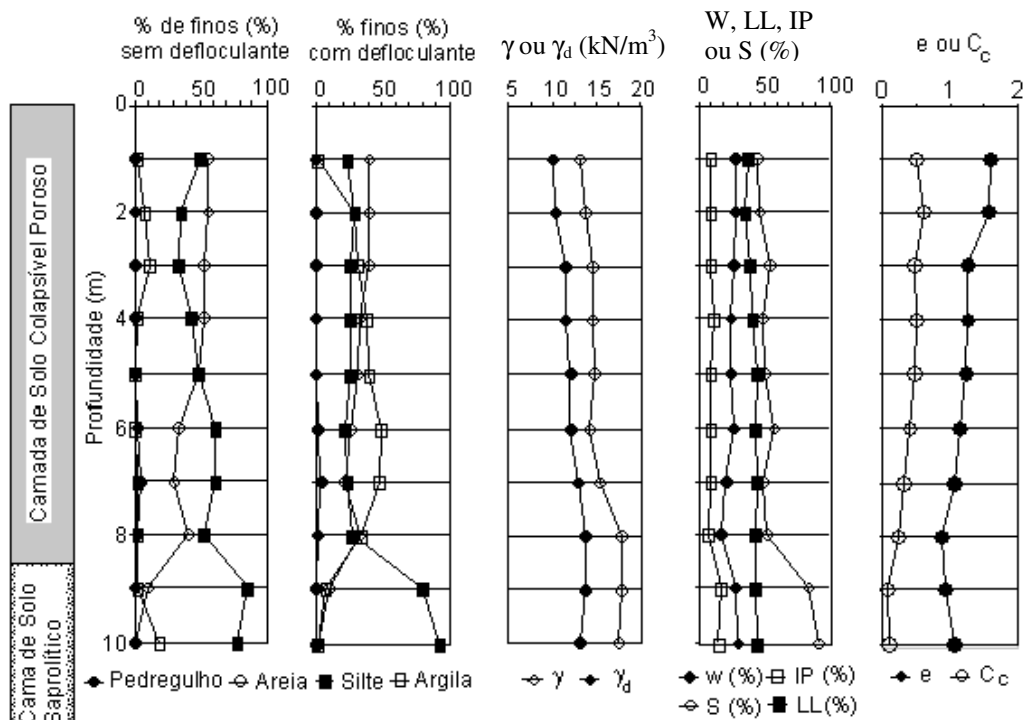
Parâmetro	Profundidade (m)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$k_0$	-	0,405	0,433	0,473	-	0,448	-	0,686

As colunas ensaiadas nessa tese tiveram suas pontas instaladas na profundidade de oito metros, resistente o suficiente para o nível de carregamentos esperados. Cabe salientar que já foram executadas provas de carga de até 60 t em estacas de concreto com pontas nessa profundidade (Motta, 2003). A Figura 3.2 mostra um resumo das propriedades do solo do campo experimental (Guimarães 2002, Mota 2003 e Vecchi *et al.* 2000).

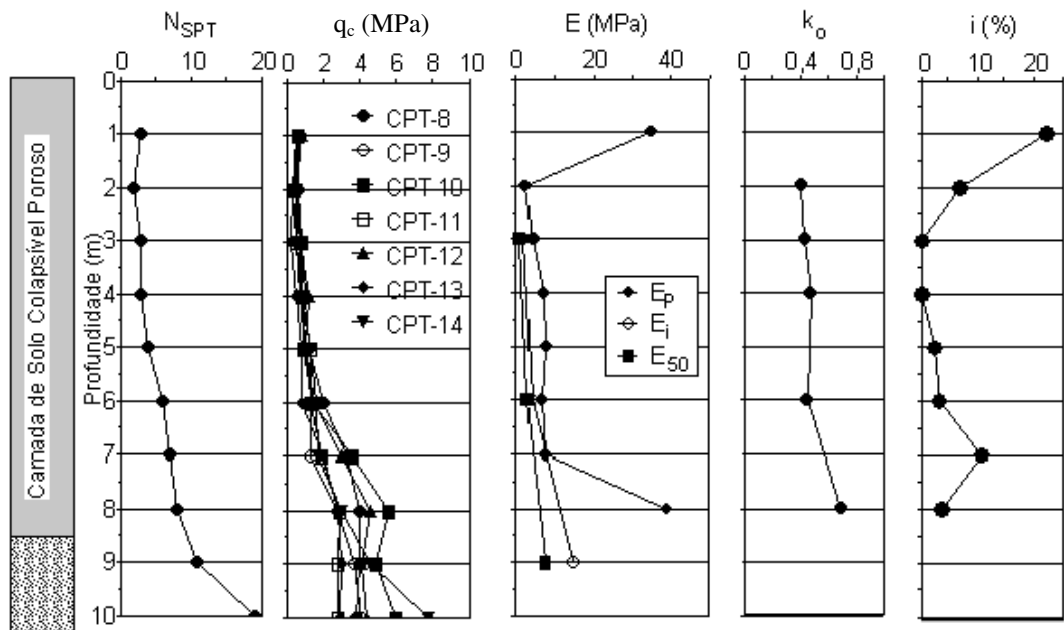
Os resultados de ensaios de cone (Mota, 2003) mostrados na Figura 3.2 foram realizados bastantes próximos uns dos outros e, apesar disso, a uma profundidade de oito metros apresentam dispersão significativa nos valores obtidos de resistência de ponta. A localização desses ensaios é apresentada mais adiante (Figura 3.6).

Para os três primeiros metros de profundidade, os parâmetros de resistência (Tabela 3.3) foram obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto para o solo no seu estado natural, pois não havia resultados de ensaios triaxiais para essas profundidades a literatura. Já para os outros seis metros, foram utilizados os resultados de ensaios triaxiais com a amostra em seu estado natural (Guimarães, 2002). Os parâmetros utilizados nas simulações numéricas desta tese serão baseados nesses valores.

Para uma melhor interpretação dos resultados obtidos, foram realizados ensaios do tipo PANDA no Campo Experimental. A execução desses ensaios teve como objetivo caracterizar melhor o solo onde as colunas estavam apoiadas em uma região bastante próxima onde as mesmas foram executadas. À medida que os golpes são aplicados, uma central de processamento de dados faz a gravação das leituras. Maiores detalhes em Langdon (1999). A Figura 3.3 mostra o princípio de funcionamento do ensaio PANDA e sua execução.



(a) Pâmetros de caracterização geotécnica e ensaios de adensamento



(b) Propriedades de ensaios de laboratório e de campo

Notas: C = Coef. de Compressibilidade; e = índice de vazios;  $E_p$  = Mód. de Young de ens. pressiom.;  $E_i$  e  $E_{50}$  = módulo de Young inicial e 50% de ensaios triaxiais; i = índice de colapso de ensaios oedométricos;  $k_{o50}$  = coef. de empuxo no repouso obtido de DMT;  $N_{SPT}$  = índice de penetração à percussão IP = índice de plasticidade; q = resistência de ponta de ensaios CPT; S = grau de saturação; w = teor de umidade; LL = limite de liquidez;  $\gamma$  = peso específico do solo;  $\gamma_d$  = peso específico aparente seco do solo;

Figura 3.2. Propriedades do solo do campo experimental de fundações e ensaios de campo da UnB (Guimarães 2002, Mota 2003 e Vecchi *et al.* 2000).

Tabela 3.3. Parâmetros de resistência do solo do Campo Experimental de Ensaio de Campo e Fundações da UnB (Guimarães, 2002).

Profundidade (m)	Ensaio			
	Cisalhamento Direto		Triaxial CD	
	c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
1	30	26	-	-
2	27	26	-	-
3	-	-	-	-
4	54	43	-	-
5	-	-	-	-
6	-	-	19	30
7	12	40	-	-
8	82	41	-	-
9	-	-	37	26

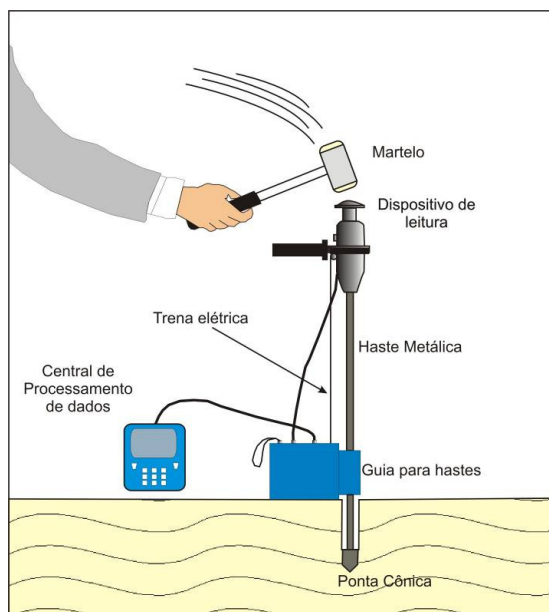


Figura 3.3. Sistema de funcionamento do ensaio PANDA (Modificado - Langdon, 1999).

O ensaio PANDA é um ensaio de penetração dinâmica de cone do tipo leve (a massa total de todos os componentes do equipamento é vinte quilos). A realização do ensaio se dá por meio da cravação de hastes metálicas, com 0,50 m de comprimento e 0,014 m de diâmetro. Na extremidade inferior da primeira haste há um cone de área conhecida e, para cravação do mesmo no solo, é utilizado um martelo normatizado. A Figura 3.4 mostra os resultados dos

ensaios PANDA realizados próximo às colunas executadas. Assim como no caso dos ensaios de cone, há uma dispersão entre os ensaios, o que auxilia a mostrar a heterogeneidade do solo em que as colunas foram apoiadas.

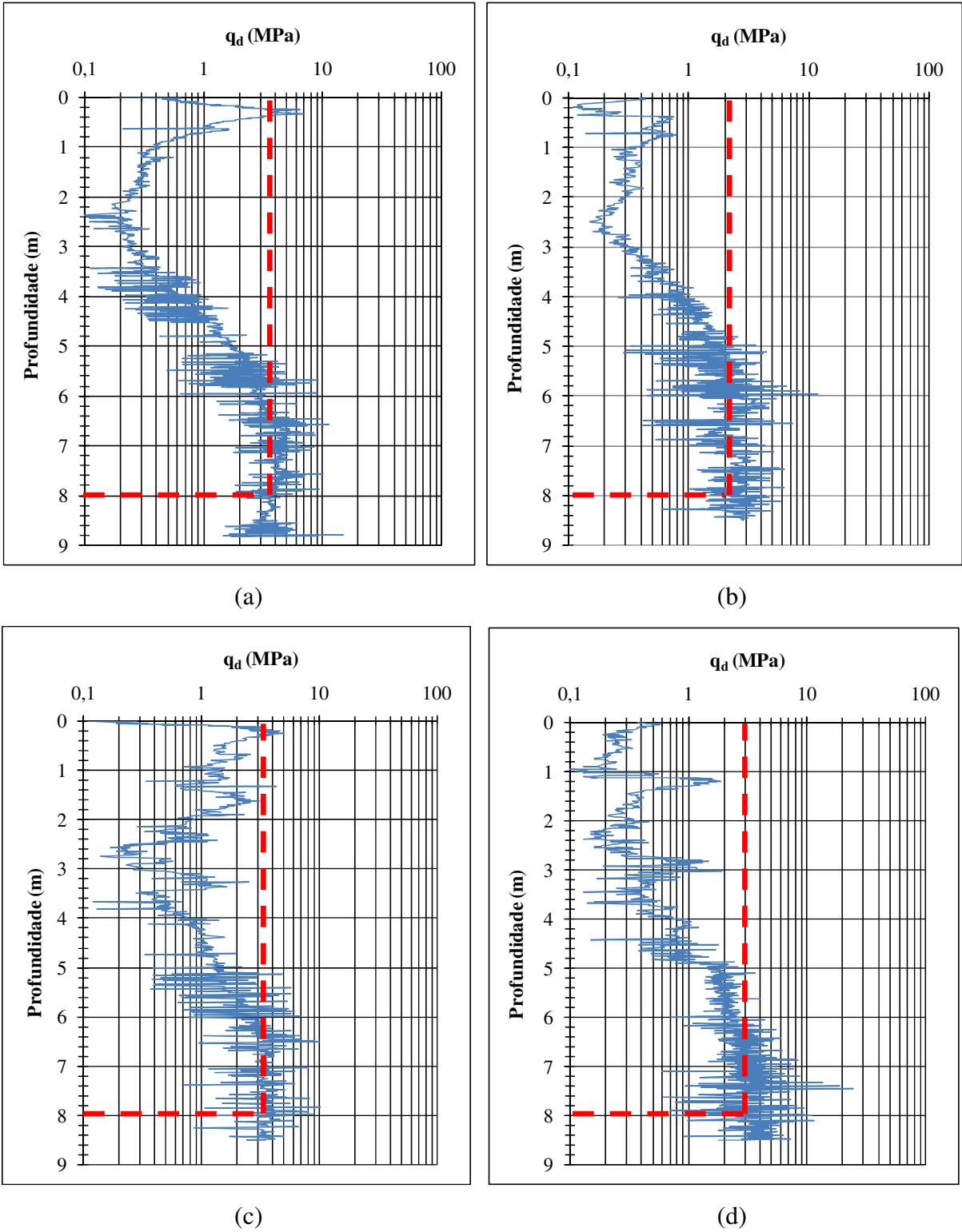


Figura 3.4. Ensaios PANDA realizados no campo experimental de ensaios de campo e fundações da UnB: (a) Furo 01, (b) Furo 02, (c) Furo 03 e (d) Furo 04.

Observando-se os gráficos, pode-se notar que a variação de valores na profundidade de oito metros é de 2,2 MPa a 3,9 MPa. O valor de 2,2 MPa, ocorrido no furo 02, mostra numericamente uma resistência de ponta maior na região onde as colunas foram apoiadas.

### **3.2. PROVAS DE CARGA EM COLUNAS GRANULARES**

#### **3.2.1. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA**

Os ensaios de campo consistiram em provas de carga realizadas no Campo Experimental de Ensaios de Campo e Fundações da Universidade de Brasília. Inicialmente, foram executadas seis colunas granulares com diâmetro de 0,40 m e profundidade de oito metros. Posteriormente, foram executadas mais duas colunas para ensaios complementares, sendo de uma de areia e a outra de brita, ambas reforçadas. O diâmetro de 0,40 m das colunas foi escolhido pelo fato de ser o menor diâmetro de camisa disponível comercialmente.

A Figura 3.5 mostra a área onde foram realizados os ensaios e a Figura 3.6 apresenta o desenho esquemático com a localização das colunas.



Figura 3.5. Local onde foram executadas as colunas.



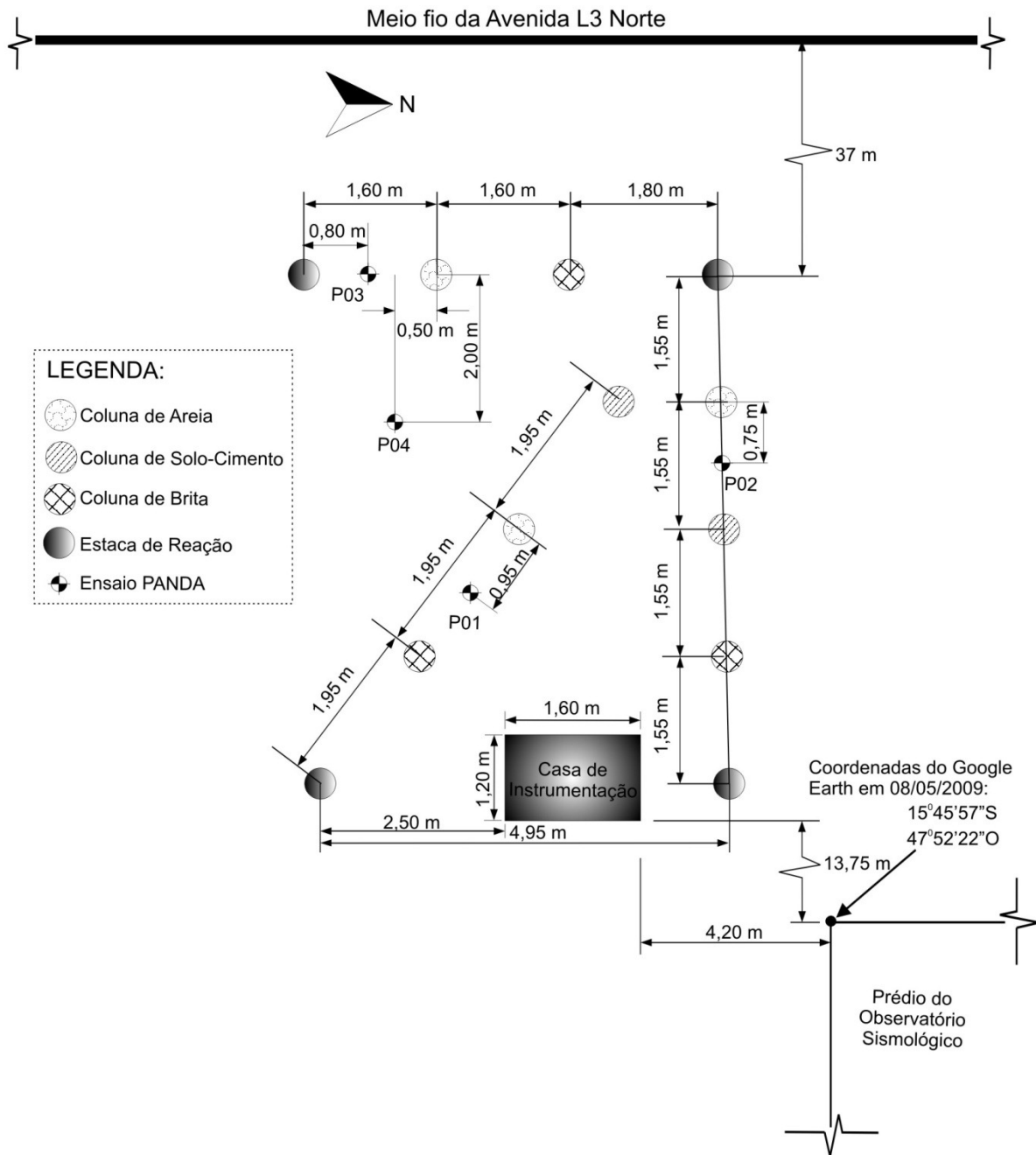


Figura 3.6. Localização das colunas.

Na Figura 3.6 é mostrada ainda a localização dos furos onde foram realizados ensaios do tipo PANDA (códigos P01 a P04) e de cone elétrico (C08, C09, C10, C11, C12, C13 e C14). Os resultados foram mostrados anteriormente.

Foram utilizados três tipos de materiais para confecção das colunas: areia, brita e solo-cimento. As colunas foram dispostas em duas linhas, sendo a primeira linha de colunas sem camisa de geossintético e a segunda linha composta de colunas encamisadas. Tanto as

camisas utilizadas em colunas de areia e de solo-cimento (geotêxtil tecido) como o reforço para a de brita (geogrelha) foram dimensionadas utilizando o método de Raithel *et al.* (2005) admitindo um aterro hipotético. Para isso, foram admitidos alguns valores para o solo de fundação e da coluna utilizada (Tabela 3.4). Obtido o valor da rigidez à tração (1.000 kN/m) da camisa, foi então solicitado à Huesker Geossintéticos uma camisa de geotêxtil tecido (Rintrac<sup>®</sup>) e uma geogrelha com mesmo valor de rigidez. O dimensionamento da rigidez do reforço está descrito no próximo item.

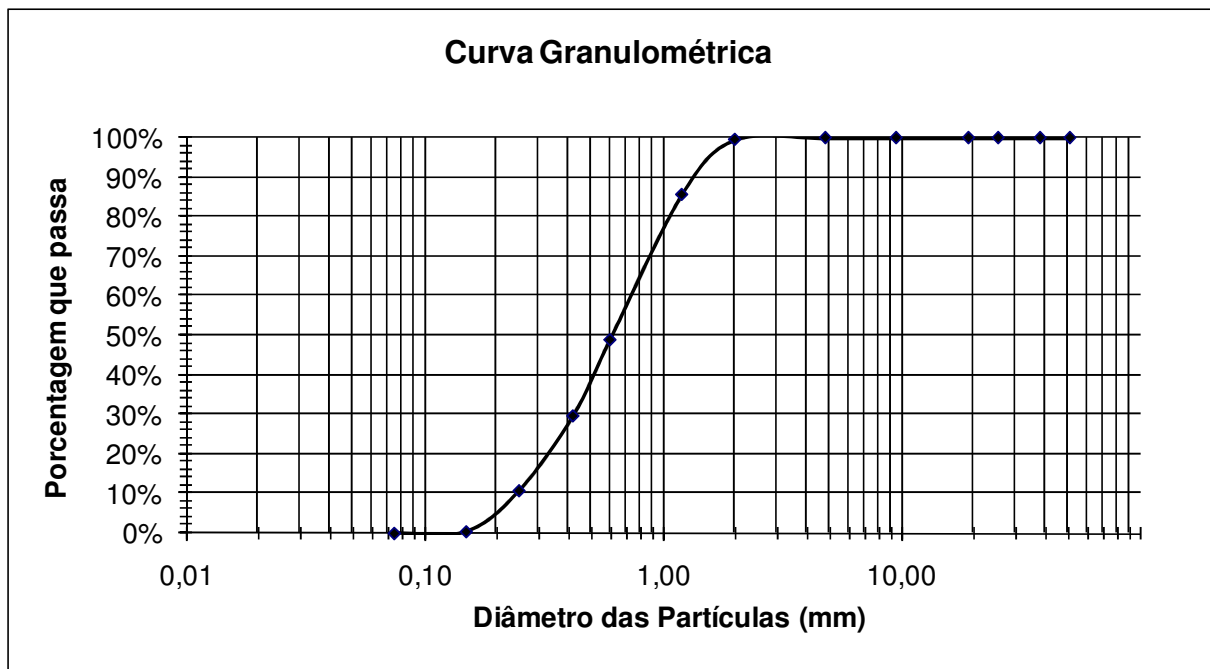
Tabela 3.4. Parâmetros utilizados no dimensionamento do reforço.

Parâmetro	Significado	Valor
$\Delta\sigma_{v,s}$ :	Acréscimo de carga vertical sobre o solo mole	2 kPa
$E_{OED,S}$ :	Módulo Oedométrico do solo mole	5000 kPa
$\nu_s$ :	Coefficiente de Poisson do solo mole	0,3
$k_{a,c}$ :	Coefficiente de empuxo da coluna	0,6
$a_E$ :	Relação entre as áreas $A_c/A_E$	0,07
$\Delta\sigma$ :	Acréscimo de carga devido ao aterro	300 kPa
$\sigma_{v,0,c}$ :	Pressão inicial sobre a coluna antes do carregamento	0 kPa
$k_{0,s}$ :	Coefficiente de empuxo no repouso do solo mole	0,4
$\sigma_{v,0,s}$ :	Pressão inicial sobre o solo mole antes do carregamento	0 kPa
$r_{geo}$ :	Raio do geotêxtil circundante	0,2 m
$r_c$ :	Raio da de areia, interna ao geotêxtil	0,198 m
J:	Rigidez à tração do reforço	1.000 kN/m
h:	Comprimento da coluna	8 m

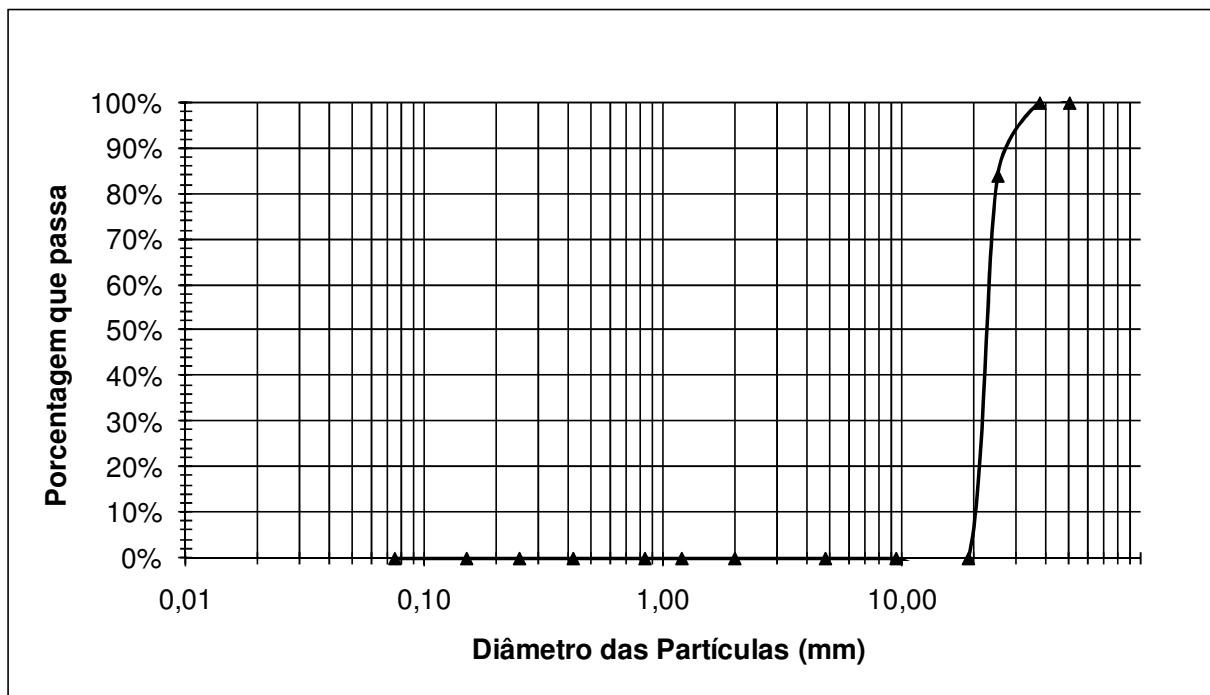
Foi admitido que o solo de fundação é muito mole ( $E_{OED,S} = 5000$  kPa), que a coluna sofre processo de compactação durante sua execução ( $k_{a,c} = 0,6$ ), que o comprimento da coluna era de oito metros (profundidade onde se encontra a camada rígida da fundação) e que o aterro a ser construído possuía quinze metros de altura e possui um peso específico igual a  $20 \text{ kN/m}^3$ . ( $\gamma h = 20 \times 15 = 300$  kPa).

### 3.2.2. MATERIAIS UTILIZADOS NA CONFECÇÃO DAS COLUNAS

O material para confecção das colunas foi o encontrado no mercado de construção civil do Distrito Federal, objetivando-se com isso testar a técnica com o material disponível para sua execução pelas empresas construtoras locais. A curva granulométrica da areia e da brita e suas propriedades são mostradas na Figura 3.7 e na Tabela 3.5 , respectivamente.



(a)



(b)

Figura 3.7. Curvas granulométricas dos materiais utilizados nas colunas: (a) Areia e (b) Brita.

O solo para confecção da coluna de solo cimento foi o próprio material escavado. Antes de se executar a mistura, o solo foi passado na peneira 4,8 mm objetivando que os torrões e as raízes existentes fossem retirados.

Tabela 3.5. Propriedades da areia e da brita utilizadas.

<b>Propriedade</b>	<b>Areia</b>	<b>Brita</b>
D <sub>60</sub>	0,71	12,3
D <sub>10</sub>	0,25	11
D <sub>30</sub>	0,4	11,1
C <sub>u</sub>	2,84	1,11
C <sub>c</sub>	0,90	0,91
e <sub>máx</sub>	1,00	0,65
e <sub>mín</sub>	0,65	0,36

A quantidade de cimento utilizada foi de 12% em peso e a quantidade de água adicionada na mistura foi a necessária para se atingir o limite de liquidez do referido material. Esse último foi determinado pelo método do cone, que para esse caso foi igual a 47%. Essas recomendações foram extraídas de trabalho desenvolvido em dissertação de mestrado na Universidade de Brasília por Silva (1992).

Para obtenção dos pesos específicos das colunas de areia e de brita foram realizados dois furos com 1,50 m de profundidade e diâmetro de 0,40 m em que os mesmos foram preenchidos com os tais materiais, utilizando-se a mesma técnica da “chuva de areia” utilizada na construção das colunas. Para a areia, obteve-se um peso específico de 15,2 kN/m<sup>3</sup> e para a brita 15,5 kN/m<sup>3</sup>. A partir de ensaios de índices de vazios máximo e mínimo, foram obtidos os valores de Índice de Densidade de 80% para a areia e 84% para a brita.

As colunas de solo-cimento e areia foram encamisadas com o geotêxtil tecido, um material confeccionado para utilização como encamisamento de colunas granulares em obras de aterros sobre solos moles, e que não apresenta nenhum tipo de emenda. Por sua vez, para a coluna de brita reforçada utilizou-se uma geogrelha com resistência à tração na direção tangencial à coluna equivalente à do geotêxtil tecido.

Para o caso da camisa em geogrelha, foi necessária a execução de uma emenda, em que se utilizou linha de aço para pesca e linha para costura de sapatos, ambos os materiais bastantes resistentes. Outra maneira de se executar tal emenda seria por meio de colocação de uma barra de aço no sentido do comprimento da coluna, o que não seria prático no presente caso devido ao comprimento das colunas. A Figura 3.8 mostra os materiais utilizados e a execução da emenda na geogrelha.



(a)



(b)

Figura 3.8. Materiais utilizados como reforços: (a) Geotêxtil tecido e (b) Geogrelha com emenda.

Com o objetivo de se evitar enrugamento do reforço no momento da sua colocação no interior do furo, as camisas foram executadas com suas extremidades inferiores fechadas e devidamente costuradas. Após fechamento dessa extremidade, foi colocado 0,40 m de altura de material para preenchimento parcial, que funcionou como um peso em sua extremidade, esticando assim o reforço. O restante do preenchimento da coluna se deu por meio de chuveiramento. Para isso, foi confeccionada uma mesa de maneira a garantir altura de queda mínima na porção mais superior da coluna (Figura 3.9). A mesa possui um alçapão e um pino de travamento. Com a retirada do pino, a tampa do alçapão é solta e começa-se então o processo de chuveiramento. Para que o alçapão não ficasse se movimentando como um

pêndulo, interferindo no processo de queda dos grãos, uma corda foi amarrada em sua extremidade, sendo fixada logo após a retirada do pino.



(a)



(b)

Figura 3.9. Chuveiramento: (a) Areia e (b) Brita.

### 3.2.3. INSTRUMENTAÇÃO DAS COLUNAS

Para instrumentação das colunas foram utilizados seis extensômetros distribuídos ao longo do seu comprimento, sendo dois posicionados na horizontal e quatro na vertical. O extensômetro empregado possui revestimento em vinil para sua proteção. Tal instrumento já foi utilizado com sucesso na medição de deformações em lastros de ferrovias, conforme relatado em Fernandes (2005). A Figura 3.10 mostra um detalhe dos extensômetros e de um dos transdutores utilizados e a Figura 3.11 mostra a instrumentação de cada coluna.



Figura 3.10. Extensômetro e transdutor utilizados nas medições.

Tanto o extensômetro como o transdutor de deslocamentos são comercialmente vendidos por empresas especializadas. Normalmente, o extensômetro comercial é utilizado para medição de deformações internas em peças de concreto. Para medição das deformações horizontais nas duas últimas colunas encamisadas ensaiadas (uma de brita e uma de areia) foram utilizadas células de deformação confeccionadas na Universidade de Brasília. A descrição do funcionamento dessas células será exposta mais adiante.

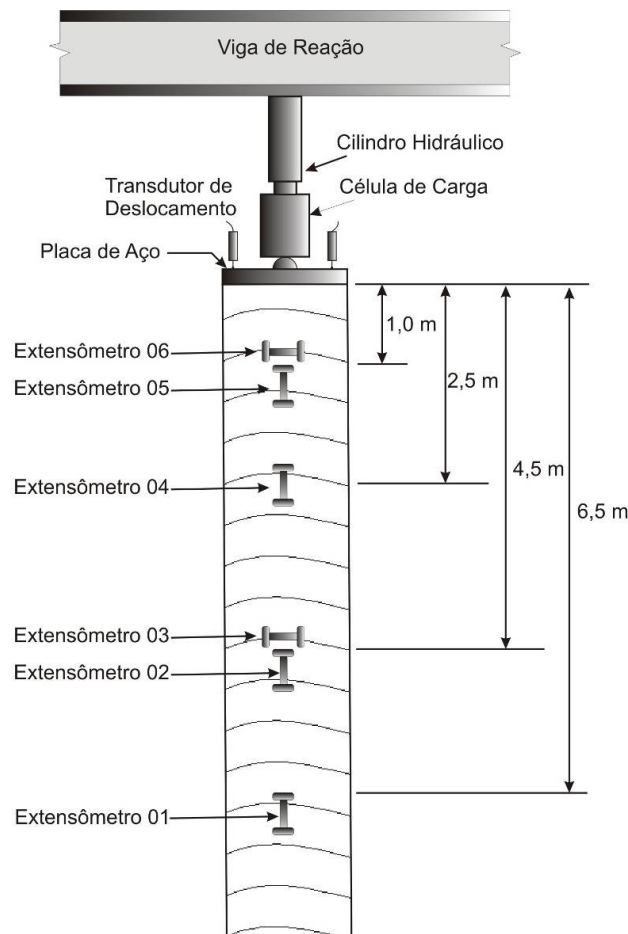


Figura 3.11. Posição dos extensômetros ao longo da coluna.

Para uma maior aderência à massa de solo, foi utilizada uma resina acrílica nas extremidades do extensômetro, em forma de disco. Para confecção dessas extremidades, era utilizada uma fôrma, untada com vaselina para que a resina não viesse a ficar aderida à superfície da mesma após seu endurecimento. A preparação da resina (fornecida pelo fabricante) era feita utilizando uma proporção de 2% de catalisador para cada dosagem. Assim, as dosagens eram feitas com 100 ml de resina e 2 ml de catalisador.

Com as bases de acrílico confeccionadas nas extremidades havia uma área de contato maior entre o solo e o conjunto extensômetro+resina acrílica. A Figura 3.12 mostra a confecção das bases acrílicas e os extensômetros já preparados para inserção nas colunas. Tendo em vista que o comprimento padrão dos fios do fabricante não era suficiente, foi necessária também a execução de emendas nos fios, que por sua vez precisaram ser protegidas. As proteções foram feitas com massa de silicone ao redor do contato, seguida de camada de proteção adicional com a mesma resina utilizada nas extremidades dos extensômetros.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.12. Confecção dos extensômetros: (a) Execução da mistura, (b) Fôrmas utilizadas verticalmente, (c) Proteção em emenda entre fios e (d) Extensômetros prontos.

Para os casos das colunas de brita e areia, os extensômetros foram protegidos durante instalação, visando evitar que fossem danificados durante os lançamentos dos materiais de enchimento das colunas. Para isso, foram colocados a meia altura de um molde cilíndrico para ensaios de C.B.R, preenchido com o mesmo material da coluna. Antes da colocação do solo, o



cilindro era untado com graxa, para que houvesse um menor atrito entre ele e o solo na fase de sua extração do molde. A Figura 3.13 mostra a inserção do extensômetro no interior da massa de solo no cilindro untado com graxa.

Após o preenchimento remanescente do cilindro com solo, o mesmo era saturado e então eram inseridos ganchos na porção superior da massa de solo. Em seguida, o conjunto cilindro+solo+água+extensômetro+ganchos era colocado num freezer e, após algumas horas, o congelamento da água resultava em uma massa coesa no formato do cilindro. A extração da massa de solo congelado do cilindro de C.B.R. foi executada com o auxílio de um extrator de amostras, normalmente encontrado em laboratórios de Mecânica dos Solos.



Figura 3.13. Cilindro de C.B.R. untado com graxa e parcialmente preenchido com brita e extensômetro.

Depois de confeccionada a massa de solo congelada com o extensômetro, ao se chegar à profundidade prevista para o extensômetro (Figura 3.11), a mesma era inserida no interior da coluna com o auxílio das linhas de nylon. As linhas e ganchos eram então retirados e dava-se prosseguimento ao preenchimento até se atingir a cota do próximo extensômetro, onde o procedimento era repetido. A Figura 3.14 mostra a massa de solo congelada, a retirada da mesma do cilindro de C.B.R., assim como sua inserção em colunas de areia e brita.

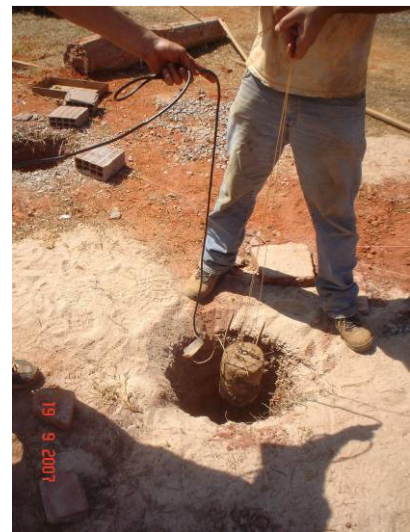
Para o caso das colunas de solo-cimento, o procedimento foi um pouco diferente, tendo em vista a menor probabilidade da textura plástica da mistura danificar o extensômetro durante o

seu lançamento a partir da superfície. O traço colocado na betoneira, descrito na Tabela 3.6, totalizava 55,6 kg de material por betonada e era posteriormente colocado na coluna. A massa de cimento era medida no laboratório e a massa de solo no campo.

A colocação dos extensômetros era feita sem a proteção utilizada para as colunas de areia e de brita. O instrumento era simplesmente descido para o interior da coluna. A Figura 3.15 ilustra a confecção desse tipo de coluna e a inserção dos extensômetros.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.14. Confecção da proteção e colocação dos extensômetros: (a) Retirada de solo congelado do freezer, (b) Colocação do extensômetro no interior da coluna de areia, (c) Colocação do extensômetro na coluna de brita e (d) Extração da massa de solo congelada do cilindro de C.B.R.

Tabela 3.6. Quantitativos dos materiais para confecção das colunas de solo-cimento.

Material	Massa (kg)
Solo	35
Cimento	4,2
Água	16,4



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.15. Confecção das colunas de solo-cimento: (a) Preparação da amostra, (b) Mistura pronta, (c) Inserção da mistura na coluna e (d) Descida do extensômetro.

### 3.2.4. REALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Após a confecção das colunas, foram então iniciadas as provas de carga. Já havia um sistema de reação para o carregamento a ser aplicado na coluna disponível no campo experimental. A

Figura 3.16 mostra a preparação do sistema de reação para as provas de carga e o sistema de aplicação de carregamentos.

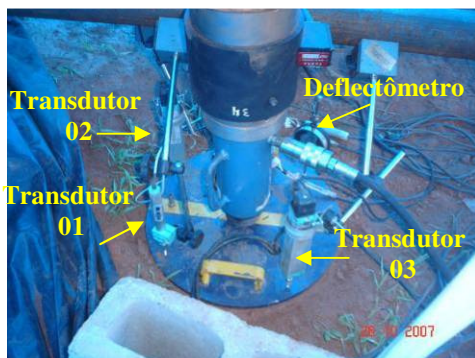
A metodologia das provas de carga executadas foi a normalmente utilizada naquelas usualmente realizadas no Campo Experimental, seguindo-se as recomendações da Norma NBR 12131(2006).



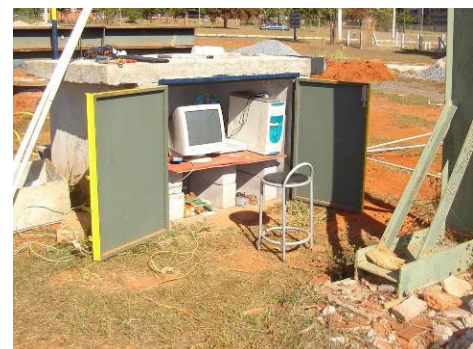
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.16. Provas de Carga: (a) Preparação do sistema de reação, (b) Sistema de aplicação de carga, (c) Sistema de medição de deslocamentos e (d) Sistema de aquisição de dados.

No topo da placa de aplicação de carga foram instalados três transdutores de deslocamentos e um deflectômetro para leitura dos deslocamentos verticais. Esse último foi utilizado com o objetivo de se evitar uma perda completa dos dados dos transdutores de deslocamentos (dispositivos eletrônicos de medição) por qualquer problema com o sistema de aquisição de dados ou queda de energia durante os ensaios. O sistema de aquisição de dados usado foi o Spider 8, com oito canais, disponível no Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

De fato, tendo em vista a grande quantidade de instrumentos (seis extensômetros, uma célula de carga e três transdutores de deslocamentos), foram necessários dois sistemas de aquisição. Ambos eram ligados a um microcomputador, onde eram armazenados os dados para posterior análise.

Para as colunas de areia e de brita, depois de atingida carga suficiente para a definição da capacidade de carga da coluna, era inserida água no seu interior, visando induzir o solo circunvizinho ao colapso por aumento de umidade. Para injeção de água, na placa de aplicação de cargas havia um furo no qual era fixada uma mangueira, que por sua vez era ligada à uma torneira externa ao prédio SG-12. A medição de vazão por meio de enchimento de um balde apresentou um valor médio de aproximadamente 0,1 l/s. O objetivo dessa etapa dos ensaios foi também verificar a influência da presença da camisa no comportamento da coluna. Tal procedimento foi adotado apenas para as colunas de brita e de areia, uma vez que a de solo-cimento possuía uma permeabilidade muito baixa.

Uma observação importante é que as colunas foram construídas com distâncias entre si suficientes para que não houvesse interferências indesejáveis da presença de uma com relação a outra. Para isso, segundo a Norma NBR 12131 (2006), recomenda-se que a distância entre elas seja, pelo menos, três vezes o seu diâmetro.

### **3.3. ENSAIOS TRIAXIAIS DE GRANDE PORTE EM COLUNAS GRANULARES**

Os ensaios triaxiais de grande porte realizados no laboratório visaram simular, de forma aproximada, o comportamento de segmentos de colunas granulares sob condições mais controladas dos que as de campo. Objetivando chegar mais próximo às dimensões de campo, confeccionou-se um equipamento para ensaiar uma amostra com aproximadamente 0,45 m de altura e 0,30 m de diâmetro. A influência das dimensões do reforço nessa escala de grandeza é reduzida. O trabalho de Dupas *et al.* (1986), citado anteriormente, menciona a influência do tamanho da amostra nos resultados. A partir dos ensaios de laboratório procurou-se ainda verificar o ganho de resistência devido à presença de um material geossintético confinando a coluna granular.

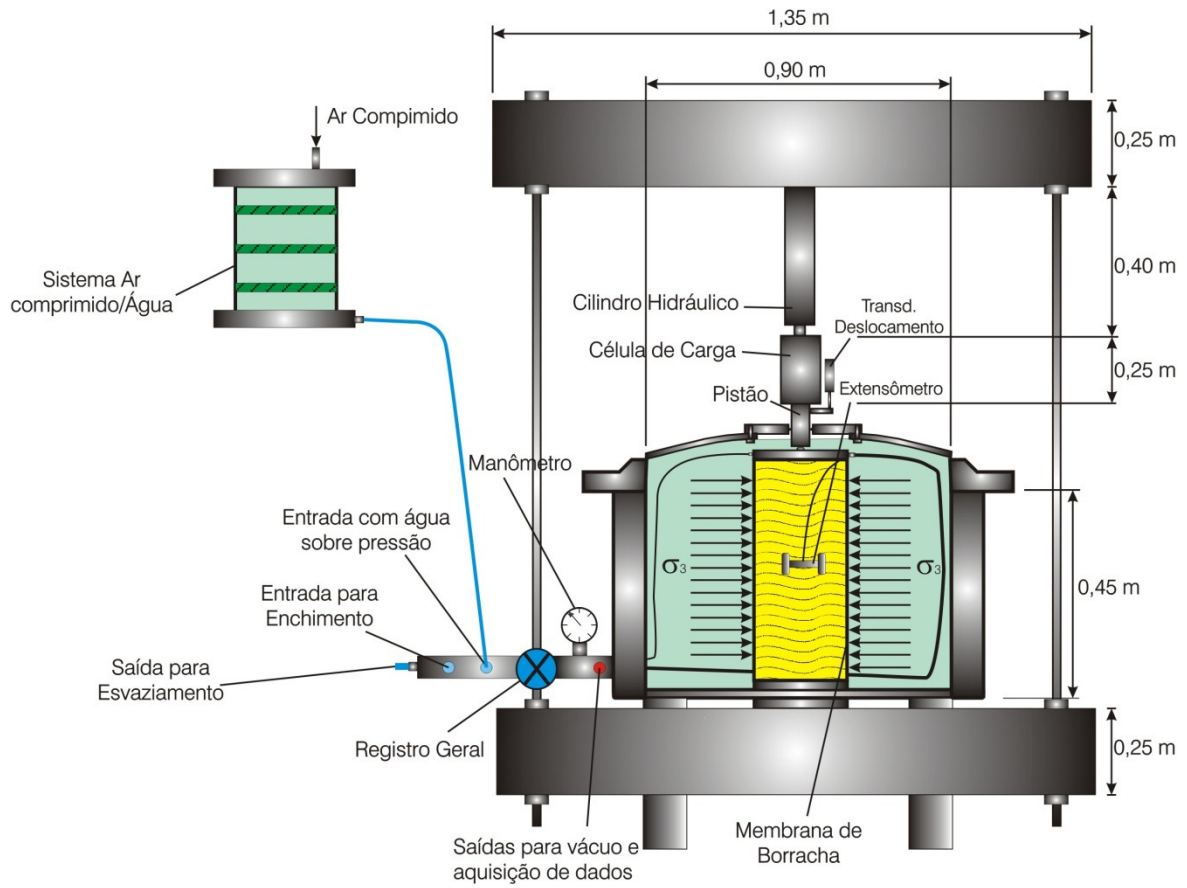


Figura 3.17. Seção transversal do equipamento.



Figura 3.18. Foto do equipamento de laboratório utilizado.

O princípio de funcionamento do equipamento desenvolvido é bastante semelhante ao equipamento triaxial convencional. Basicamente, consiste da aplicação de uma pressão de confinamento controlada, seguida por carregamento axial sobre o corpo-de-prova, com medição da carga aplicada, medição dos deslocamentos verticais e deformação horizontal no interior da amostra granular.

A estrutura de reação do equipamento foi dimensionada de maneira a suportar uma carga máxima vertical de 250 kN. A câmara de confinamento é feita de aço inoxidável e suporta pressões de até 400 kPa.

A tampa superior da câmara permite a passagem do pistão do cilindro hidráulico utilizado para a aplicação da carga axial (Figura 3.19). A tampa possui ainda dispositivos para vedação e saída de ar da câmara à medida que a mesma vai sendo preenchida com água.

A tampa do equipamento é fixada ao mesmo por meio de quatro parafusos com porca em uma das extremidades. A outra extremidade é presa ao equipamento por meio de uma base. A Figura 3.20 ilustra como é a estrutura da tampa do equipamento. No contato entre a tampa e a câmara há um anel de borracha para vedação.



Figura 3.19. Adaptação da tampa do equipamento.

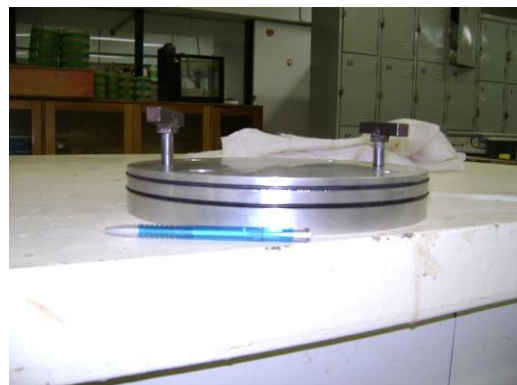
Para uma melhor transferência dos esforços no fundo da câmara de confinamento para a viga de reação inferior e para fixação da membrana de borracha que envolve o corpo-de-prova, há um disco de alumínio no fundo da câmara. Nesse disco, há dois sulcos nos quais são colocados anéis de borracha de vedação (“o-rings”) da membrana de borracha que isola o corpo-de-provas da água de confinamento, conforme mostra a Figura 3.21. O disco é fixado ao equipamento por meio de quatro parafusos tipo Halen.



Figura 3.20. Detalhe da Tampa do Equipamento.



(a)



(b)

Figura 3.21. Chapa na base do equipamento: (a) Vista geral e (b) Detalhe dos sulcos para os anéis de borracha.



A membrana utilizada para isolar o solo da água confinante nos ensaios foi confeccionada utilizando-se um lençol de borracha de 0,8 mm de espessura. Para que a membrana possuísse forma cilíndrica, foi necessária a execução de uma emenda ao longo da sua altura.

Como em ensaios triaxiais convencionais, faz-se necessária a correção dos resultados em função da influência da rigidez da membrana de borracha. Para isso foi utilizada a técnica apresentada por Bishop & Henkel (1962). Para que não houvesse vazamento nos contatos entre a emenda da membrana e superfícies metálicas, foi utilizado silicone entre a membrana e os discos de topo e de base para melhor vedação do sistema.

A fôrma utilizada para moldar o corpo-de-prova consistiu em um tubo de PVC bipartido que era montado com a utilização de duas abraçadeiras. Esse tubo de PVC possui o diâmetro interno igual ao diâmetro externo da amostra. Na base dessa fôrma era utilizado um disco, também de PVC, visando-se com isso garantir que o tubo não viesse a encostar-se aos anéis de vedação inferiores no momento de sua colocação, e deslocar os mesmos de sua posição. A Figura 3.22 mostra o tubo de PVC utilizado como fôrma e o disco para proteção dos anéis de vedação.



(a)



(b)

Figura 3.22. Moldagem da amostra: (a) Tubo de PVC utilizado (b) Disco de proteção dos o' rings.

As camisas utilizadas nos ensaios de laboratório foram as mesmas que as das provas de carga, mas com diâmetro um pouco menor (0,30m). No caso da camisa de geotêxtil tecido, foi necessária a execução de uma emenda ao longo da sua altura, pois a mesma, conforme já comentado anteriormente, só é encontrada comercialmente com 0,40 m de diâmetro. Já a camisa de geogrelha teve, assim como nas provas de carga, uma emenda executada ao longo de sua altura. A Figura 3.23 mostra as camisas utilizadas nos ensaios de laboratório. Na execução das emendas procurou-se ao máximo manter o padrão de execução, de maneira a garantir um mesmo valor de resistência em cada caso.

Para compactação do solo ensaiado, o processo de chuveiramento foi utilizado, assim como no campo. Nesse processo utilizou-se um trecho de tubo de PVC, com mesmo diâmetro interno que a amostra, com uma placa de madeira fixada à sua extremidade inferior. Essa placa era dotada de furos e abaixo da mesma havia duas portas de fechamento. A Figura 3.24 mostra o sistema de chuveiramento.



(a)



(b)

Figura 3.23. Camisas utilizadas nos ensaios de laboratório: (a) Geotêxtil tecido com emenda e (b) Geogrelha com emenda.

Após a preparação do corpo-de-prova, era colocado o disco de topo do ensaio, eram colocados os anéis de borracha de vedação e então aplicado vácuo. A Figura 3.25 mostra o corpo-de-prova com o vácuo aplicado, antes do fechamento da tampa do equipamento, logo após a retirada da fôrma do corpo-de-prova. Esse vácuo era necessário no momento de retirada da fôrma do corpo-de-prova e era mantido até a aplicação da pressão confinante.



(a)



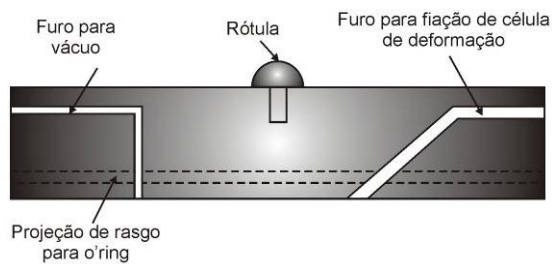
(b)

Figura 3.24. Sistema de chuveiramento: (a) Detalhe e (b) Em funcionamento.

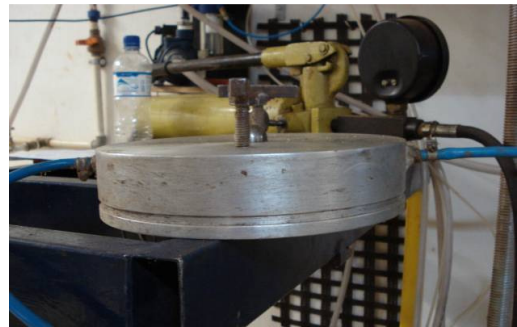


Figura 3.25. Detalhe do corpo-de-prova submetido à aplicação de vácuo.

O disco rígido do topo da amostra (“top cap”), também de alumínio, possui dois furos que ligam o interior do corpo-de-prova ao meio externo por meio de mangueiras. Uma das mangueiras serve para proteger a fiação do medidor de deformações instalado no interior da amostra e a outra tem como objetivo a aplicação de vácuo à amostra. A Figura 3.26 mostra os detalhes deste disco.



(a)



(b)

Figura 3.26. Detalhe do disco de aplicação de carga: (a) Seção Transversal e (b) Detalhe.

No disco superior há ainda uma semi-esfera, que funciona como rótula, permitindo movimentos de rotação do disco durante o ensaio. Semelhante ao disco inferior, há um sulco para encaixe de dois anéis de vedação para a membrana de borracha que isola a amostra da água.

Para aplicação da carga vertical, um pistão atravessa a tampa do equipamento. Na parte inferior, tal pistão possui um encaixe para a semi-esfera existente no disco de topo do corpo-de-prova, para permitir a rotação já citada. Para medição dos deslocamentos verticais, foi soldada uma haste metálica com uma pequena chapa em sua extremidade para colocação de um transdutor de deslocamento. Já na sua porção superior, o pistão apresenta outra semi-esfera para permitir pequenas rotações do sistema de aplicação de carga.

A célula de carga, na parte inferior, possui uma chapa de aço aparafusada, com um encaixe curvo para uma semi-esfera. Na parte superior, a célula de carga possui outra chapa aparafusada para garantir uma melhor transferência do carregamento aplicado. A Figura 3.27 mostra o detalhe do pistão de aplicação de carga na amostra e o detalhe das chapas conectadas à célula de carga.

O sistema de aplicação de carga vertical consiste de um cilindro hidráulico com capacidade de 300 kN e curso máximo de 190 mm, acoplado a bomba manual. Tal cilindro era fixado à viga superior da estrutura de reação. Essa fixação era feita por meio de uma chapa na porção superior do cilindro hidráulico. Essa chapa, por sua vez, apresentava um furo com rosca de diâmetro de 25 mm. A viga de reação superior possui um parafuso para rosqueamento dessa

chapa. A Figura 3.28 ilustra como foi feita a fixação do cilindro hidráulico na viga superior da estrutura de reação.



(a)



(b)

Figura 3.27. (a) Detalhe do pistão de aplicação de carga na amostra e (b) Detalhe da célula de carga.



(a)



(b)

Figura 3.28. Sistema de aplicação de carga: (a) Detalhe da chapa de fixação (b) Fixação do cilindro.

As deformações internas foram medidas por meio de um medidor de deformações em solos, diferente dos utilizados nas colunas das provas de carga, conforme mostra a Figura 3.29. O princípio de funcionamento do medidor de deformações consiste na variação da tensão

elétrica devido à deformação de uma chapa metálica em que foram colados quatro extensômetros elétricos (“strain-gauges”), formando ponte completa.

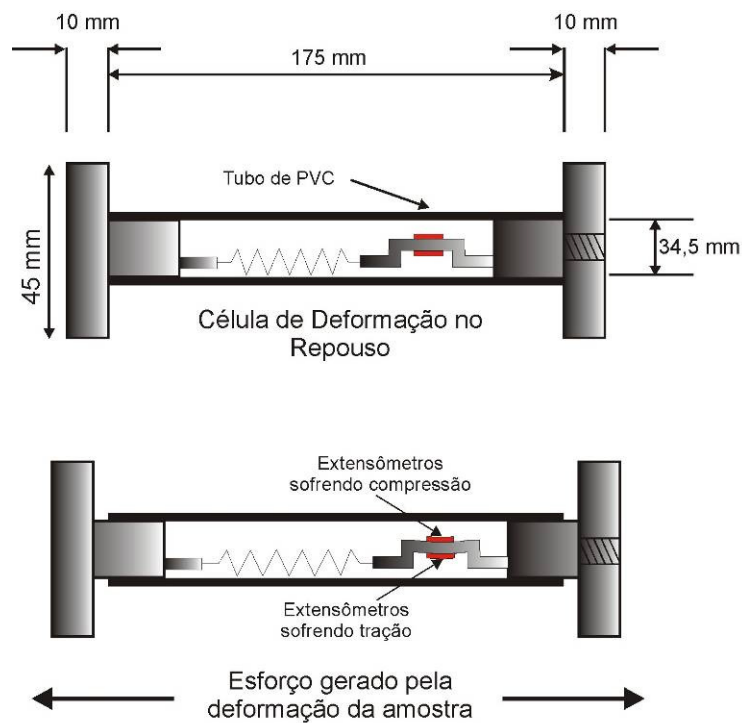


Figura 3.29. Princípio de funcionamento mecânico da célula de deformação.

Assim como no trabalho de Dupas *et al.* (1986), a deformação foi medida no terço central do corpo-de-prova, por ser a região menos influenciada pelas condições de contorno do problema. A chapa de aço onde foram colados os extensômetros elétricos foi construída com 0,5 mm de espessura. Para que o sinal elétrico devido à deformação pudesse ser maximizado, além da deformação por tração, tal chapa também sofria deformação por flexão, tendo em vista a maneira como era solicitada (Figura 3.29). Para que o medidor de deformações fosse bastante deformável em relação ao solo, foi utilizada também uma mola de aço conectada à chapa de aço. Um tubo de PVC foi utilizado para proteção dos extensômetros elétricos.

Para que o sinal de variação de voltagem  $\Delta V/V$  fosse maximizado, na montagem da ponte completa, dois extensômetros elétricos foram colados em região de tração (extensômetros 2 e 3) e dois em região de compressão (extensômetros 1 e 4). Em seguida, esses extensômetros foram devidamente numerados e ligados em formando a ponte completa. A Figura 3.30 ilustra a montagem dos extensômetros. Tal extensômetro foi desenvolvido na Universidade de Brasília, porém o funcionamento foi baseado em um mostrado no trabalho de Spotti (2006).

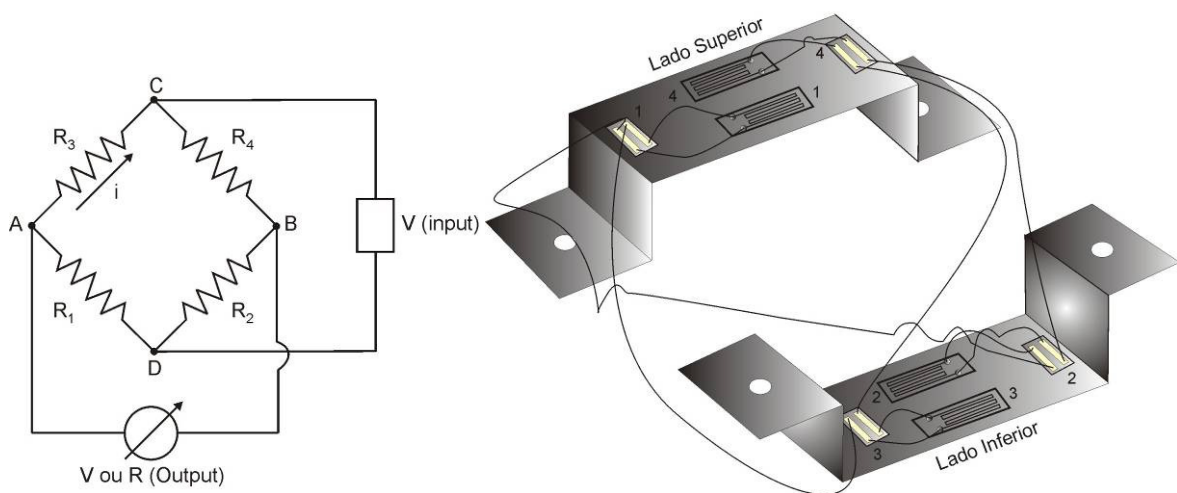


Figura 3.30. Princípio de funcionamento elétrico da célula de deformação.

Basicamente, a diferença entre as duas células de deformação é que a desta tese mediu a deformação interna de uma massa de solo e a de Spotti (2006) mediu a deformação de um geotêxtil tecido. Além disso, internamente as duas células também são diferentes.

Preparado o corpo-de-prova, com o medidor de deformação no seu interior, e aplicado o vácuo, a câmara de confinamento era então enchida para a aplicação da pressão de confinamento. Tal pressão era medida por meio de um manômetro, posicionado externamente junto à base do equipamento.

Na parte inferior do equipamento, há um sistema de registros de controle de entrada e saída de água, um registro para o enchimento da câmara, para garantir que a água não retorne à bomba de enchimento durante a aplicação da pressão confinante, um registro para esvaziamento da câmara (só aberto ao término do ensaio) e um registro próximo ao manômetro de medição das pressões, visando a possível manutenção no sistema de registros durante um ensaio.

Há ainda nesse sistema a mangueira ligada ao sistema de pressão para confinamento do corpo-de-prova. A Figura 3.31 mostra o sistema de registros do equipamento e o manômetro de leitura da pressão de confinamento. Na saída para a fiação do medidor de deformação, na parte externa, há uma mangueira para vedação do sistema durante a aplicação do vácuo. A fiação é desconectada e um registro é colocado na extremidade dessa mangueira. Após aplicação da pressão confinante, com o desligamento do vácuo, a mangueira é retirada e uma

emenda é feita na fiação. A Figura 3.32 mostra a mangueira e o registro utilizados para aplicação do vácuo.

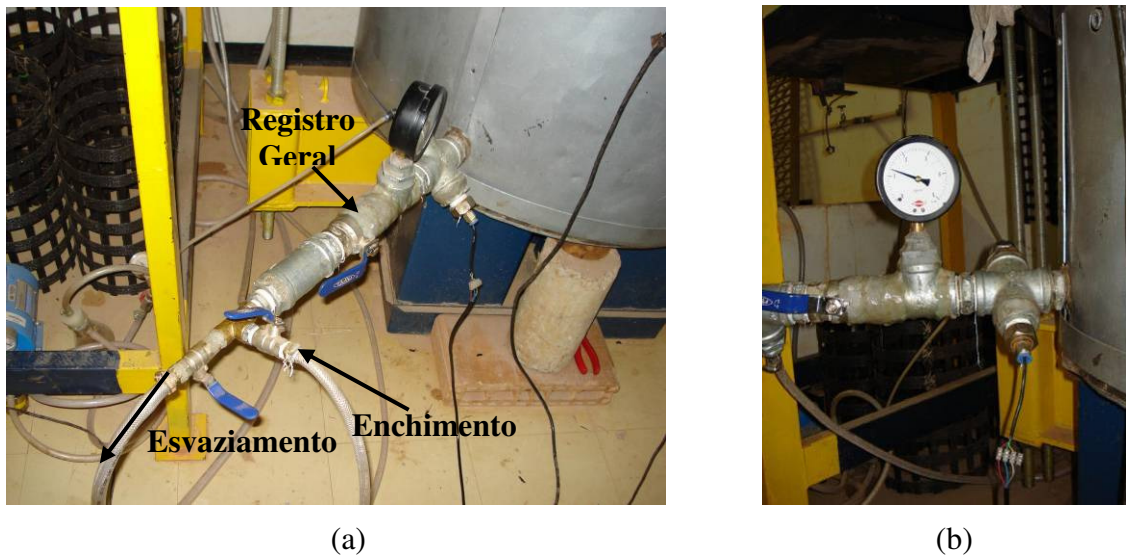


Figura 3.31. (a) Sistema de registros do equipamento e (b) Manômetro de leitura das pressões confinantes.



Figura 3.32. Mangueira utilizada para aplicação do vácuo na conexão por onde passa fiação.

As pressões laterais para confinamento lateral da amostra são aplicadas por meio de um sistema ar-água (Figura 3.33). O esvaziamento da câmara, ao término de um ensaio, é executado com o auxílio de uma bomba de água.





Figura 3.33. Sistema ar/água de aplicação de pressão.

A Figura 3.34 mostra o sistema de aquisição de dados, que consistiu do mesmo sistema Spider 8, utilizado nas provas de carga.

Nos ensaios, foram utilizados três valores de pressões confinantes: 30 kPa, 60 kPa e 120 kPa.



Figura 3.34. Sistema de aquisição de dados utilizado.

Nos ensaios de laboratório foi adotado o seguinte procedimento:

1. Primeiramente aplica-se silicone na chapa metálica existente na base do corpo-de-prova;
2. Colocação da membrana de borracha no disco inferior do corpo-de-prova, onde é inserida a amostra de solo, seguida da colocação de dois anéis de borracha ao redor da membrana;
3. Colocação do disco espaçador do molde e então espera pela secagem do silicone;
4. Posicionamento da fôrma e ajuste da membrana de borracha;

5. Preenchimento do corpo-de-prova com o material a ser ensaiado até a metade da altura formado corpo-de-prova, quando é feita a colocação do medidor de deformação na posição horizontal. Em seguida, dá-se continuidade à preparação do corpo-de-prova. Assim como nos ensaios de campo, o preenchimento do corpo-de-prova é feito por chuveiramento.
6. Colocação disco metálico superior do corpo-de-prova (“top-cap”);
7. Aplicação de silicone no disco, seguida do ajuste da membrana e colocação dos anéis de borracha;
8. Instalação do cilindro hidráulico;
9. Instalação da mangueira na cruzeta, na saída da fiação do medidor de deformações, para a aplicação de vácuo;
10. Aplicação de vácuo e retirada da fôrma;
11. Posicionamento do pistão do cilindro hidráulico para aplicação de carga e da célula de carga;
12. Instalação do restante da instrumentação, por meio da colocação do transdutor de deslocamentos e ligação de todos os instrumentos ao sistema de aquisição de dados;
13. Após enchimento da câmara com água, aplicação da pressão de confinamento  $\sigma_3$ , utilizando-se uma interface ar-água;
14. Desligamento da bomba de vácuo;
15. Retirada da mangueira de proteção da fiação do medidor;
16. Aplicação da tensão  $\sigma_1$  por meio do cilindro hidráulico, fazendo-se as medições necessárias (carga aplicada, deslocamentos no topo da amostra e deformações horizontais);
17. Início do enchimento da câmara e fechamento da tampa do equipamento;
18. Posicionamento do pistão de aplicação de carga e célula de carga;
19. Instalação do restante da instrumentação, por meio da colocação do transdutor de deslocamentos e sua ligação ao sistema de aquisição de dados;
20. Após enchimento da câmara de confinamento com água, aplicação da tensão de confinamento  $\sigma_3$ , utilizando-se um sistema ar comprimido/água;
21. Desligamento da bomba de vácuo;
22. Aplicação a tensão  $\sigma_1$  por meio do cilindro hidráulico, fazendo-se as medições necessárias.

### 3.4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS CASOS ESTUDADOS

Após conclusão dos ensaios, foram feitas as retro-análises dos resultados obtidos. As análises numéricas foram realizadas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, já mundialmente difundido. Boa parte dos parâmetros de entrada do programa foi definida por meio dos resultados de ensaios de laboratório.

#### 3.4.1. PROGRAMA UTILIZADO

Nas análises realizadas foi utilizado o programa PLAXIS que é um programa de análise de equilíbrio estático ou transiente com interface gráfica bastante amigável e que admite nas suas simulações, entre outras coisas, a utilização de vários tipos de solo, a construção em etapas, possíveis escavações, a utilização de elementos de viga para simular estacas, a utilização de elementos de geotêxtil para simular reforços, elementos de interface, além de gerar poropressões iniciais e excessos de poropressão devido a construção (Brinkeve&Vermeer, 1998)

O programa é constituído de quatro sub-programas, sendo eles: *input*, *calculation*, *output* e *curves*. O primeiro sub-programa executa o pré-processamento do problema, em que são definidos a sua geometria, as condições de contorno, as propriedades dos materiais e os elementos que complementam a análise como os elementos de viga, os elementos de interface e os elementos de geotêxtil. Além disso, é no *input* que a malha é gerada, podendo o usuário escolher o tipo de refinamento global (muito grossa, grossa, média, fina e muito fina) ou ainda refinar ao redor de um ponto, ou refinar um *cluster* (sub-região obtida do encontro de linhas que definem a geometria do problema) ou ainda refinar ao longo de uma linha da geometria.

Os elementos podem ser de 6 ou 15 nós, dependendo do grau de acurácia que se deseja. Elementos de 15 nós, apesar de oferecerem maior acurácia, consomem um tempo computacional maior. O número de pontos de integração numérica, também chamados de pontos de Gauss, depende da ordem do elemento. Assim, elementos com uma quantidade maior de nós possuem uma maior quantidade de pontos de Gauss. No PLAXIS 7.2, os elementos de 6 nós possuem 3 pontos de integração numérica, enquanto que os elementos de 15 nós possuem doze pontos de integração.

O tipo de modelo constitutivo deve ser definido para cada solo utilizado. O PLAXIS possui cinco tipos de relações tensão-deformação: elástico-linear, o modelo de Mohr-Coulomb, o modelo *Hardening-soil*, o modelo *Soft-Soil* e o modelo *Soft-Soil Creep*.

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico em que a superfície de plastificação é definida completamente pelos parâmetros do modelo e não é afetada pelas deformações plásticas. Este modelo é recomendado apenas para uma primeira aproximação do comportamento do solo, pois utiliza uma rigidez constante para cada tipo de material. Apesar disso, tal modelo pode ser útil na identificação de regiões de plastificação. Sendo assim, permite a realização dos cálculos de maneira rápida e fornece uma idéia preliminar das deformações que ocorrem. Porém, para análises mais acuradas, como é o caso do presente estudo, este modelo é considerado limitado.

O modelo *Hardening-soil* é um modelo mais avançado que o Mohr-Coulomb. Além disso, aborda a rigidez do sistema de maneira muito mais precisa pelo uso de três valores de módulo em seu *input*: o módulo de elasticidade na compressão triaxial, o módulo de elasticidade na descompressão triaxial e o módulo de elasticidade na compressão oedométrica. Ao contrário do modelo *Mohr-Coulomb*, este modelo possui a vantagem de admitir a variação da rigidez com o estado de tensões, admitindo um comportamento mais real do solo. Os três módulos de elasticidade requeridos por esse modelo são definidos como sendo função de uma pressão de referência ( $p_{ref}$ ). Algumas características do modelo *Hardening-soil* são:

- ✓ Rigidez do solo dependente de uma lei de potência;
- ✓ Deformações plásticas devido a um carregamento desviatório primário;
- ✓ Deformações plásticas devido à compressão primária;
- ✓ Descarregamento/rearregamento elástico;
- ✓ Ruptura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

O modelo *Soft-Soil* foi desenvolvido para simular solos altamente compressíveis, como por exemplo, as argilas moles, sendo baseado no modelo Cam-Clay. As principais características deste modelo são:

- ✓ Rigidez dependente do nível de tensões;
- ✓ Distinção entre carregamento primário e descarregamento-rearregamento;
- ✓ Capacidade de levar em conta a história de tensões;

✓ Ruptura segundo o critério de Mohr-Coulomb.

No modelo *Soft-soil*, assume-se que há uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica  $\varepsilon_v$  e a tensão média efetiva  $p'$ , que pode ser formulada, para a compressão primária, pela Equação 3.1:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (3.1)$$

Onde o parâmetro  $\lambda^*$  é o índice de compressão modificado, que expressa a compressibilidade do material na compressão primária,  $\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_{v0}$  são as deformações volumétricas em dois pontos distintos do gráfico e  $p'$  e  $p'_0$  são as tensões médias efetivas em dois pontos distintos no gráfico. Deve-se notar que o parâmetro  $\lambda^*$  difere do parâmetro  $\lambda$  do modelo Cam-Clay, pois o primeiro relaciona  $\varepsilon_v$  com  $p'$ .

O modelo *Soft-Soil Creep* é um modelo mais sofisticado, porém muito parecido com o modelo *Soft-Soil* em que se aumenta em mais um os parâmetros de entrada. Este parâmetro adicional, o índice de compressão secundária, é utilizado pelo programa para calcular os deslocamentos e as deformações ao longo do tempo, sob carregamento constante. Apesar de ter essa vantagem, este modelo não será utilizado, pois não é objetivo da pesquisa estudar efeitos de fluência.

Nas definições das propriedades do solo no PLAXIS é necessário que também sejam definidas as propriedades da interface. Isso é feito por meio da definição da resistência da mesma, que pode ser *Rigid*, no caso da interface ter a mesma resistência do solo envolvente ou *Manual*, em que entra-se com o fator de redução de resistência da interface  $R_{int}$  utilizando valores menores que um. O programa permite ainda a definição da permeabilidade da interface.

Para simulação de elementos de reforço, o programa dispõe do elemento *Geotextile* em que o único parâmetro de entrada necessário é sua rigidez à tração. Assim sendo, este tipo de elemento não resiste assim à compressão nem a flexão.

Definidas a geometria e as condições de contorno e geradas as tensões iniciais, juntamente com a malha, o programa executa então a sub-rotina *Calculation*. Nesta etapa, é necessário escolher o tipo de cálculo que será realizado em função do tipo de análise que se deseja fazer.

O PLAXIS possui três tipos de cálculo. O primeiro tipo é o plástico (*Plastic calculation*), que é utilizado nas análises de deformações elasto-plásticas em que não é necessário incluir os efeitos de deformações excessivas. Este tipo de cálculo é utilizado em diversas aplicações na engenharia geotécnica. O segundo tipo de cálculo é o de adensamento, que deve ser empregado quando se deseja analisar o desenvolvimento e a dissipação de excessos de poropressão em solos saturados ao longo do tempo. A grande limitação deste tipo de análise é que a mesma não permite simular uma construção em estágios com a análise acoplada do adensamento. Uma outra limitação desse tipo de cálculo é que o processo de iteração não irá convergir quando a estrutura se aproxima da ruptura. O último tipo de análise é o de malha atualizada, em que os efeitos de grandes deformações são levados em conta. Deve ser utilizado quando as deformações esperadas tenham grande influência na geometria do problema. Este tipo de análise leva mais tempo para ser executada, além de ser menos robusta que o cálculo plástico. Assim, só deve ser utilizada em casos especiais.

As tensões iniciais devido ao peso próprio do solo dependem do seu peso específico e da sua história de tensões. O PLAXIS calcula as tensões horizontais utilizando o valor do coeficiente de empuxo no repouso do solo ( $k_0$ ) dado pela Equação 3.2 (Jaky, 1944):

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (3.2)$$

Porém, esse valor pode ser modificado pelo usuário quando se dispõe de resultados de ensaios de laboratório ou de campo. Além do valor de  $k_0$ , o programa também permite ao usuário definir a tensão de pré-adensamento do solo e sua razão de pré-adensamento. Para o caso dessa pesquisa, os valores de  $k_0$  e OCR foram obtidos por meio de ensaios realizados por Guimarães (2002).

O PLAXIS *Output* é a sub-rotina do programa que mostra, graficamente, o pós-processamento os resultados. Nesta parte do programa, diversos tipos de resultados podem ser mostrados graficamente. Além disso, pode-se selecionar uma seção transversal e pedir que o programa desenhe algum tipo de deslocamento, deformações ou tensões ao longo dessa seção. Os resultados que são obtidos nessa parte do programa estão listados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Dados de saída do PLAXIS output.

<b>Deslocamentos e deformações</b>	<b>Tensões</b>
Malha deformada	Tensões efetivas
Deslocamentos totais	Tensões totais
Deslocamentos horizontais	OCR
Deslocamentos verticais	Pontos de plastificação
Incrementos totais de Deformação	Poropressões ativas
Incrementos horizontais de Deformação	Excesso de poropressão
Incrementos verticais de Deformação	Carga hidráulica
Deformações totais	Linhas de fluxo
Incrementos de deformações	Rede de Fluxo

O Plaxis Curves é a parte do programa utilizada para desenhar os resultados das análises feitas. Assim, é possível traçar gráficos do tipo carregamento *versus* tempo, tempo *versus* deslocamentos ou gráficos do tipo tensões *versus* deformações em pontos previamente selecionados no PLAXIS *Calculation*. Deve-se lembrar que os pontos onde são obtidos os deslocamentos são os pontos nodais dos elementos, enquanto os pontos onde são obtidas as deformações são os pontos de Gauss. O programa permite a seleção de até dez pontos para que possam ser visualizadas as curvas.

## CAPÍTULO 4. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO

### 4.1. PROVAS DE CARGA

#### 4.1.1. COLUNA DE AREIA

A Figura 4.1 mostra as curvas carga *versus* recalque para o caso das colunas de areia. Pode-se notar o ganho de resistência da coluna devido à presença da camisa. A coluna convencional suportou carregamentos de quase 50 kN e deslocamentos de aproximadamente 25 mm para esse nível de carregamento. Já a primeira coluna encamisada suportou maiores carregamentos, da ordem de mais de 80 kN. Em vista disso, apresentou também deslocamentos maiores no seu topo, chegando a valores de quase o dobro dos apresentados pela coluna convencional. Este fato pode ser, em parte, explicado pelo processo de execução do furo, que é feito por meio de uma perfuratriz. Esse equipamento pode apresentar folga ao longo do eixo da broca que executou o furo, resultando em furos de diâmetros diferentes. Desta forma é possível que os furos tivessem diâmetros ligeiramente maiores que o do encamisamento.

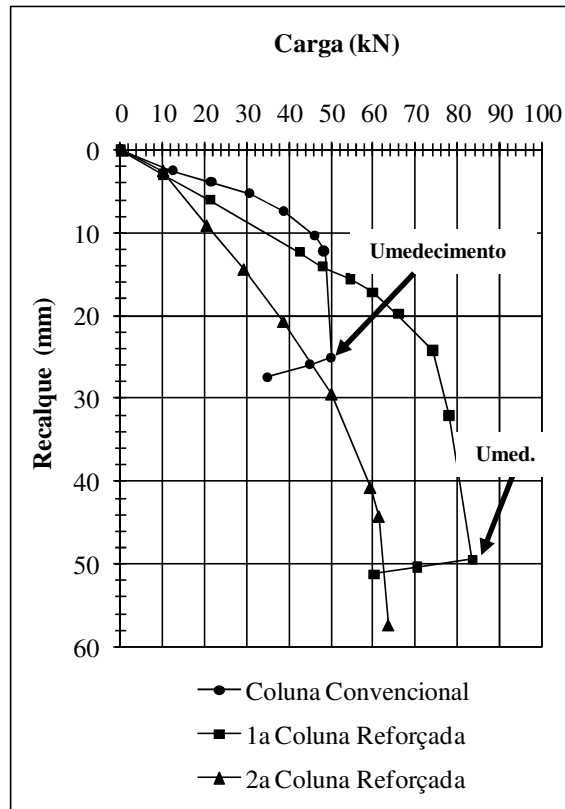


Figura 4.1. Curva carga *versus* recalque para as colunas de areia.



No caso da primeira coluna encamisada, o diâmetro médio medido foi de 0,41 m. Desta forma, houve uma folga entre o reforço e a parede do furo, originando maiores deslocamentos iniciais para um mesmo nível de carregamento, quando comparado com o caso não reforçado. Por sua vez, a segunda coluna encamisada apresentou deslocamentos ainda maiores. Observando-se a Figura 4.1, percebe-se uma rigidez menor que o da coluna sem encamisamento (convencional). Para esse caso, o diâmetro executado pela perfuratriz foi ainda maior: 0,47 m. Houve então uma maior ausência de confinamento lateral do que para o primeiro caso reforçado. Apesar de apresentar uma menor rigidez, a curva apresentada, para esse caso, indica ruptura da coluna apenas para grandes níveis de deslocamentos. Assim, apesar de deslocamentos maiores, essa coluna apresentou maior capacidade de carga do que a convencional.

No caso da coluna convencional e da primeira coluna encamisada, pode-se observar uma redução nos carregamentos, apesar de um aumento nos deslocamentos medidos, após o carregamento admitido como máximo (Fig. 4.1). Isso se deveu ao umedecimento dessas colunas, a ser descrito em maiores detalhes mais adiante. Pelo gráfico, pode-se notar que a inclinação da reta referente a esse umedecimento é menor para o caso reforçado, indicando uma menor perda de capacidade de carga com a inserção de água.

Para a verificação dos valores de capacidade de carga das colunas ensaiadas, foram utilizados os métodos de Van der Veen (1953), Mazurkiewics (1972), Brinch-Hansen (1970) e Decourt (1996). Os valores obtidos por cada método, bem como a razão entre capacidades de carga de colunas com e sem camisa, estão apresentados na Tabela 4.1. Cabe salientar que esses métodos foram desenvolvidos para estacas com maior rigidez que colunas granulares. Como não foi observada a ruptura do reforço geossintético no campo, os métodos que admitem essa hipótese não puderam ser aplicados. Assim, os métodos convencionais utilizados em estacas foram aplicados para previsão da capacidade de carga das colunas granulares.

Fellenius (1975) sugere como estimativa da carga crítica de uma estaca o valor obtido pelo ponto de interseção entre as linhas retas que compõem o trecho inicial e o trecho final da curva carga-recalque. Em estacas convencionais, esse valor indica uma mudança de comportamento da fundação, em que a contribuição da ponta da estaca passa a ser mais significativa, mas na prática é usualmente considerado um valor menor do que o valor da capacidade de carga da estaca. Nos ensaios realizados, a carga crítica para a coluna

convencional foi de 48 kN, de 74 kN para a primeira coluna encamisada e de 62 kN para a segunda. Assim, utilizando esse método, mais simplificado, as cargas críticas para as colunas encamisadas foram de 29% a 54% maiores que a da coluna convencional.

Tabela 4.1. Capacidade de Carga das colunas de areia por diferentes métodos.

Método	Coluna Convencional ( $Q_c$ ) <sup>(1)</sup> , kN	Coluna Encamisada 01 ( $Q_{GTEC1}$ ), kN	Coluna Encamisada 02 ( $Q_{GTEC2}$ ), kN	$Q_{GTEC}/Q_c$ <sup>(2)</sup>
Van der Veen (1953)	50,0	84,0	64,0	1,68/1,28
Brinch Hansen (1963)	50,4	83,7	66,2	1,66/1,31
Mazurkiewicz (1972)	50,7	85,0	69,5	1,68/1,37
Decourt (1996)	53,0	96,0	73,1	1,81/1,38

Notas: (1)  $Q_c$  = Capacidade de Carga da coluna convencional,  $Q_{GTEC1}$  = Capacidade de carga da coluna encamisada 01,  $Q_{GTEC2}$  = Capacidade de carga da coluna encamisada 02; (2)  $Q_{GTEC}/Q_c$  = Razão de capacidade de carga (número da esquerda para primeiro caso encamisada e número da direita para segundo caso reforçado).

Para a coluna convencional, os três primeiros métodos mostraram capacidades de carga bastante semelhantes e o Método de Decourt (1996) apresentou valor um pouco maior (Tabela 4.1). Para o primeiro caso encamisado ( $Q_{GTEC1}$ ), tal comportamento se repete. Já para o segundo caso reforçado, há uma dispersão um pouco maior entre os valores previstos para as capacidades de carga das colunas ( $Q_{GTEC2}$ ). Dependendo do método utilizado, o aumento na capacidade de carga da primeira coluna devido à presença da camisa variou entre 66% e 81%, quando comparado ao valor da coluna convencional. Para a segunda coluna encamisada, o incremento na capacidade de carga prevista variou entre 28% e 38%. Esse menor desempenho da segunda coluna reforçada pode ser atribuído ao fato de a mesma apresentar um furo executado maior do que o da primeira coluna encamisada. Além disso, a possibilidade da influência da variabilidade da resistência do solo na ponta da coluna não deve ser descartada.

A Figura 4.2 apresenta as deformações na coluna de areia convencional durante o ensaio. Um fato interessante a ser observado é o de que as deformações nos extensômetros 03, 05 e 06 tiveram suas leituras com valores maiores quando o carregamento aplicado atingiu 40 kN, valor próximo à capacidade de carga da coluna. De uma maneira geral, os valores de deformação medidos foram pequenos para os primeiros estágios de carregamento. Como

esperado, a deformação máxima vertical ocorreu próximo ao topo da coluna (Ext. 05). Entretanto, as deformações horizontais nessa região foram menores que o esperado. O extensômetro 03 sugere que a coluna sofreu algum nível de deformação horizontal na região central da coluna para carregamentos maiores que 40 kN, que é um valor próximo ao encontrado pela abordagem de Fellenius (1975). O extensômetro 01 sugere que a ponta da coluna foi submetida a baixos níveis de carregamentos. Isso pode ser explicado pelo atrito lateral que ocorreu entre a coluna e o solo colapsível. No geral, os valores de compressão medidos foram pequenos. Entretanto, a deformação média da coluna, calculada como o deslocamento medido no topo dividido por seu comprimento e assumindo-se a ponta da coluna como indeslocável, seria da ordem de 3125  $\mu\epsilon$  (ou 0,31 %).

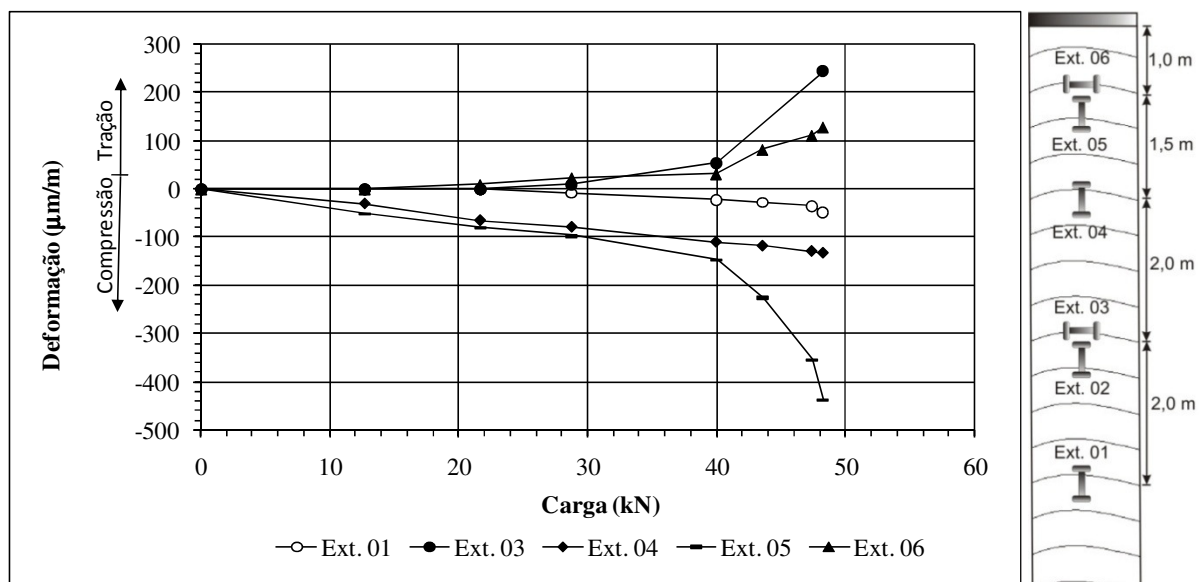


Figura 4.2. Medição das deformações ao longo da coluna de areia convencional.

A Figura 4.3 ilustra as deformações ao longo da primeira coluna de areia encamisada. Os resultados mostraram maiores valores de deformação vertical (Ext. 05) e horizontal (Ext. 06), próximas ao topo da coluna, também com taxas de deformação maiores para cargas acima da carga crítica (74 kN) prevista por Fellenius (1975). Esses altos valores podem ser explicados pela deformação lateral inicial da coluna encamisada, particularmente na região do topo, causado pela diferença de diâmetro entre a coluna e o furo. Infelizmente, não foram possíveis leituras do extensômetro horizontal localizado na região central da coluna, devido a algum tipo de dano causado ao mesmo. Uma maior mobilização na ponta da coluna pode ser observada pelas leituras do extensômetro 01, quando comparado às leituras apresentadas na mesma região para a coluna convencional.

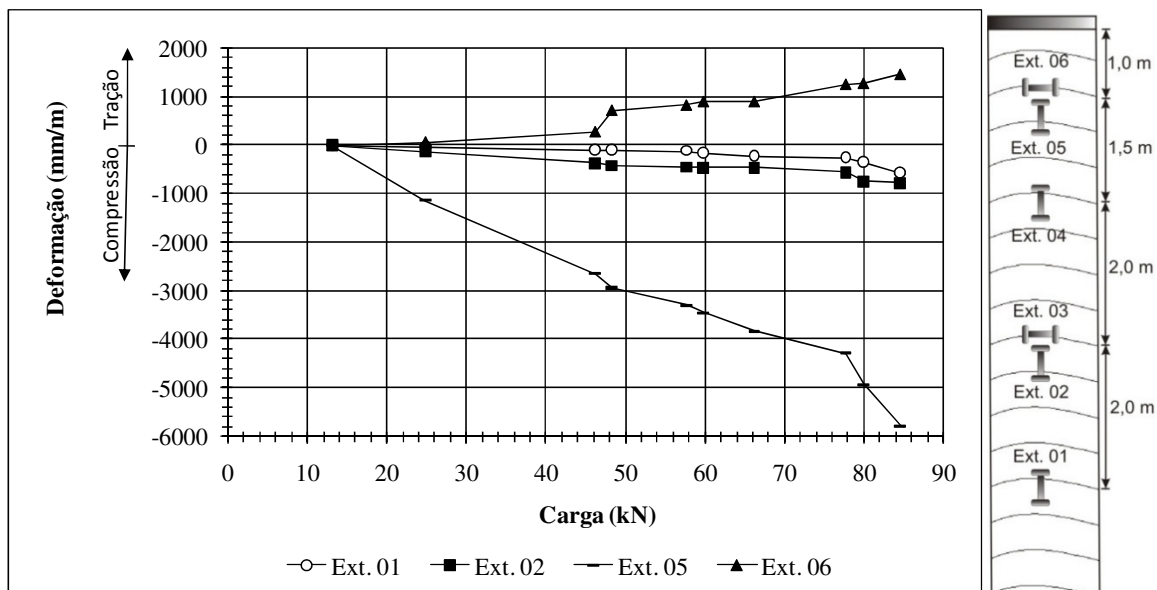


Figura 4.3. Deformações ao longo da primeira coluna de areia encamisada.

Para o caso da segunda coluna de areia encamisada (Figura 4.4) houve um aumento ainda maior no valor medido das deformações. Infelizmente, o extensômetro 05, localizado no topo, sofreu algum tipo de dano e não apresentou sinal confiável. O Extensômetro 04 apresentou valores de quase 4000  $\mu\text{m/m}$ , indicando uma maior compressão na sua região de instalação, quando comparado ao valor obtido para a primeira coluna encamisada.

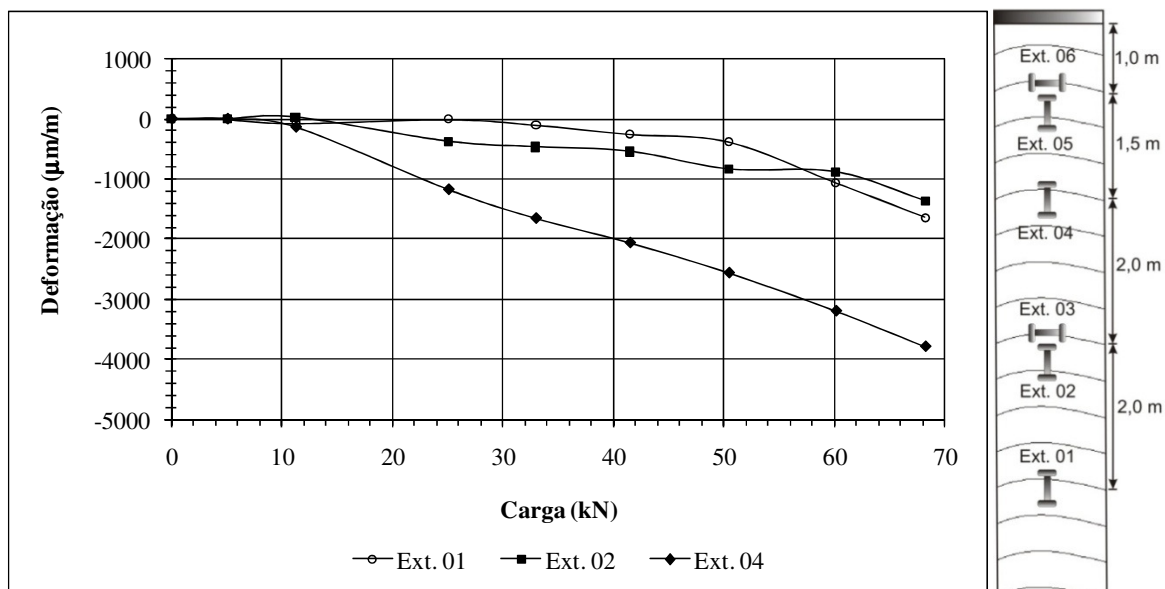


Figura 4.4. Deformações verticais ao longo da segunda coluna de areia encamisada.

Os extensômetros 01 e 02 apresentaram valores maiores que 1000  $\mu\text{m/m}$ , que por sua vez são bem maiores que os apresentados para o primeiro caso encamisado. Os valores mostrados por

esses três extensômetros reforçam a idéia de que possivelmente a coluna esteve submetida a um regime semelhante à compressão simples em alguns trechos ao longo de seu comprimento, devido a espaços vazios entre ela e o furo executado no terreno. Mecanismos de flambagem em trechos da coluna podem ter ocorrido, o que pode também ter influenciado a resposta dos extensômetros.

A Figura 4.5 apresenta as deformações horizontais na segunda coluna de areia encamisada. Para medição dessas deformações, foram utilizadas células de deformações já descritas anteriormente. Como se pode notar, houve uma maior taxa de deformação horizontal nos primeiros estágios de carregamento. Após cerca de 20 kN de carga vertical aplicada, houve uma estabilização do extensômetro 03 e um aumento, a uma taxa menor que a inicial, das deformações medidas pelo extensômetro 06. Isso ocorreu devido ao fato desse último estar localizado na porção mais superficial da coluna. Os valores de deformações semelhantes para os extensômetros 03 e 06 sugerem que a coluna trabalhou predominantemente por resistência de ponta, como consequência do seu menor diâmetro em relação ao diâmetro do furo. Além disso, os valores apresentados pelas células de deformação foram maiores que os medidos pelos extensômetros comerciais utilizados nas outras colunas de areia.

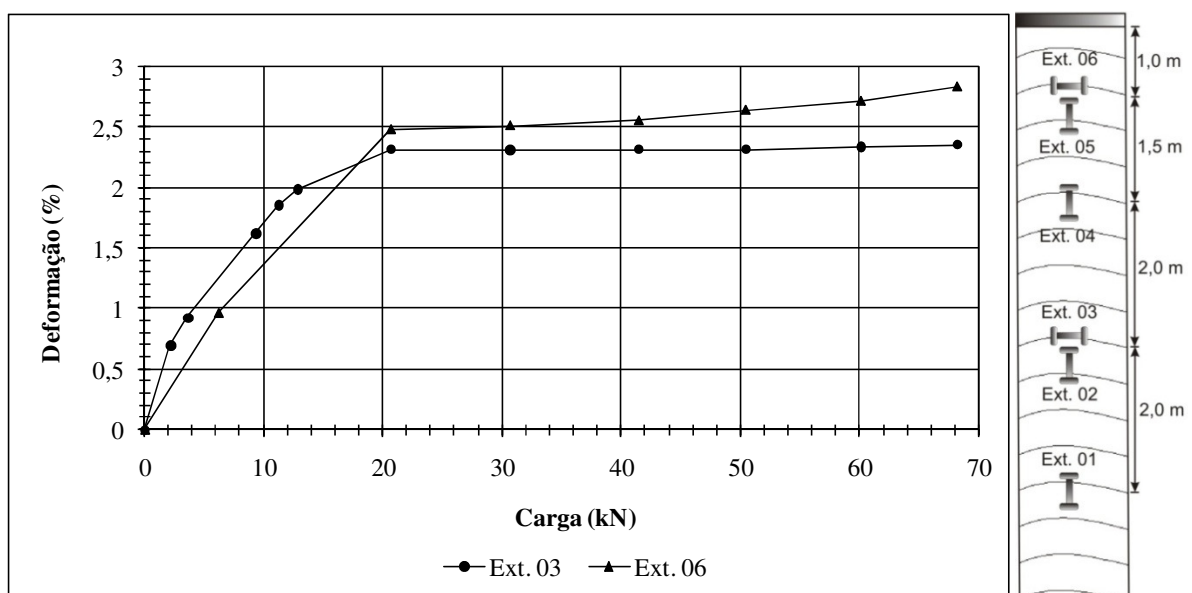


Figura 4.5. Deformações horizontais para a segunda coluna de areia encamisada.

Após o estágio final de carregamento de cada coluna, foi inserida água no interior das mesmas a fim de se verificar o comportamento de cada uma com o umedecimento do solo circundante. Como a permeabilidade das colunas de areia e de brita era elevada, a água certamente atingiu

o solo poroso adjacente. Certamente a água também atingiu a base da coluna, alterando o teor de umidade do material na região da sua ponta.

O umedecimento foi realizado por meio de um furo na chapa metálica de aplicação de carga, no qual foi colocado um terminal para a instalação de uma mangueira. A Figura 4.6 mostra a variação da carga na coluna durante os estágios iniciais de carregamento e durante o posterior umedecimento para a coluna de areia convencional e para a primeira coluna encamisada de areia.

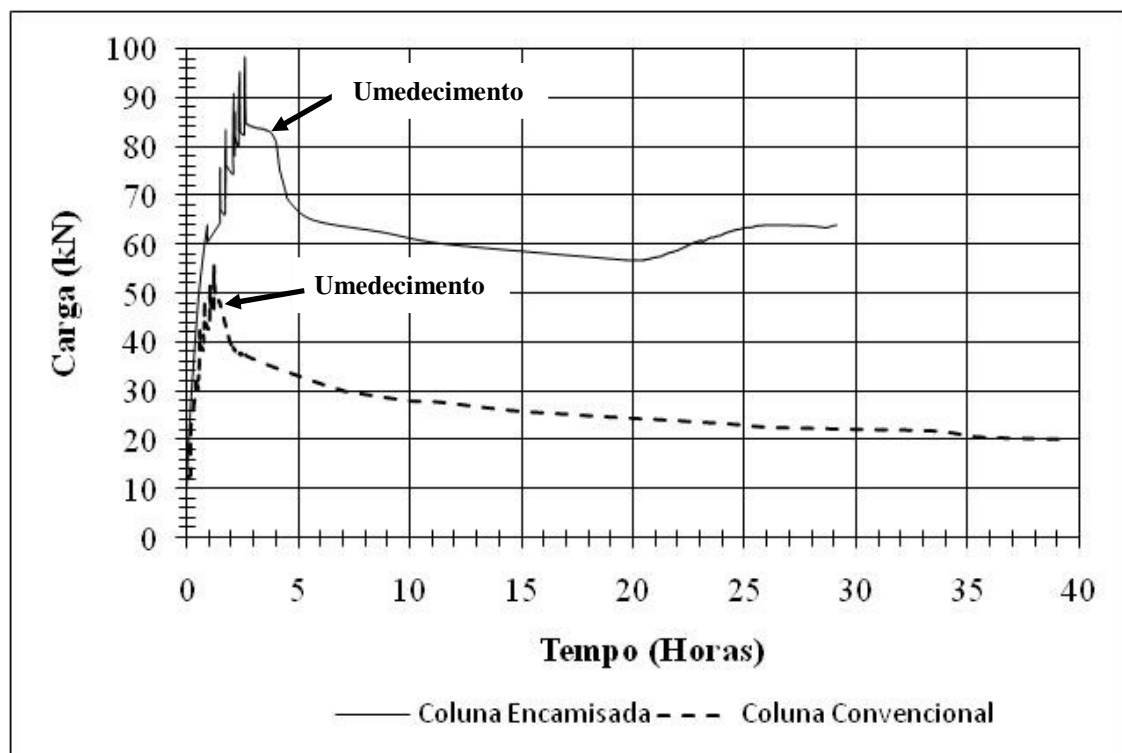


Figura 4.6. Efeito do umedecimento na coluna de areia convencional e na primeira coluna encamisada.

Observa-se que há uma redução no valor da carga medida devido à inserção de água. Analisando-se os deslocamentos e a carga medida com o tempo para cada caso (Figura 4.7 e Figura 4.8), foram observados recalques adicionais com o umedecimento, apesar da redução do carregamento aplicado no topo da coluna. Em todos os gráficos desse tipo (recalque *versus* tempo e carga *versus* tempo) apresentados nesta tese, tanto para as colunas de areia como as de brita, o tempo exibido é referente ao início do umedecimento. Para o caso convencional, a redução de carga no topo da coluna foi de aproximadamente 60%, enquanto que para o caso encamisado esse valor foi de 31%. Isso mostra benefício adicional trazido pela presença de

um material geossintético encamisando a coluna, no caso de colapso do solo vizinho. Além disso, os deslocamentos gerados foram menores para o caso reforçado (23%), quando comparado ao caso convencional.

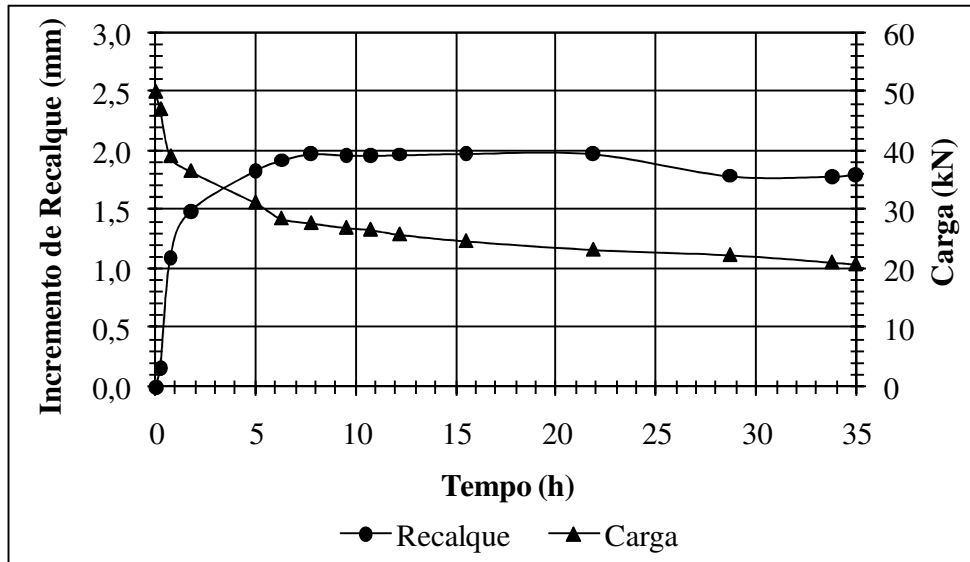


Figura 4.7. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a coluna de areia convencional.

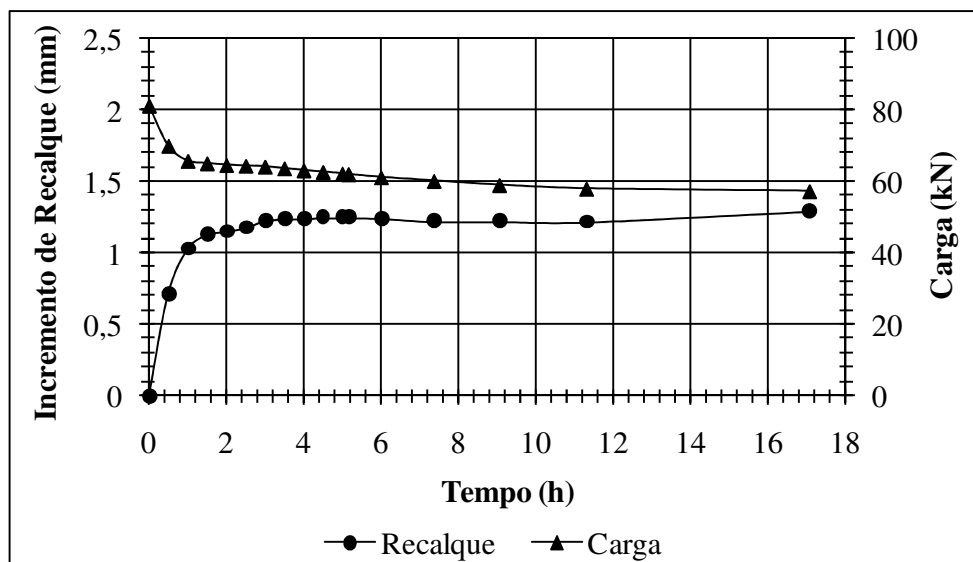


Figura 4.8. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a primeira coluna de areia encamisada.

Deve-se observar que para que a água atinja o solo poroso adjacente, é necessário que a mesma atravesse a camisa de geossintético. No caso da coluna de areia encamisada com geotextil tecido, havia a possibilidade de que o mesmo tenha retardado um pouco o

umedecimento do solo colapsível. Entretanto, ensaios de laboratório mostraram que a água atravessou o geotêxtil sobre cargas hidráulicas baixas (5 cm). Além disso, a duração do estágio de umedecimento do ensaio (17 h), associado à uma maior carga hidráulica aplicada dentro da coluna encamisada certamente produziram colapso do solo adjacente à coluna em um nível semelhante ao que ocorreu na coluna convencional. Tem-se ainda o fato de que, observando-se as Figuras 4.7 e 4.8, a estabilização dos incrementos dos recalques com o tempo ocorreu em um intervalo de tempo menor no caso da coluna convencional. Assim, o reforço pouco ou nada influenciou na estabilização dos recalques com o umedecimento.

Os extensômetros indicaram variações de deformação ao longo do comprimento da coluna com o umedecimento (Figura 4.9). Embora pequenos, os valores medidos indicam o mecanismo de deformação ao longo da profundidade da coluna. É possível observar que houve uma redução da compressão no topo da coluna, associada à redução de carga no topo apresentada na Figura 4.6, e um aumento da compressão na base da coluna ao final do estágio de umedecimento.

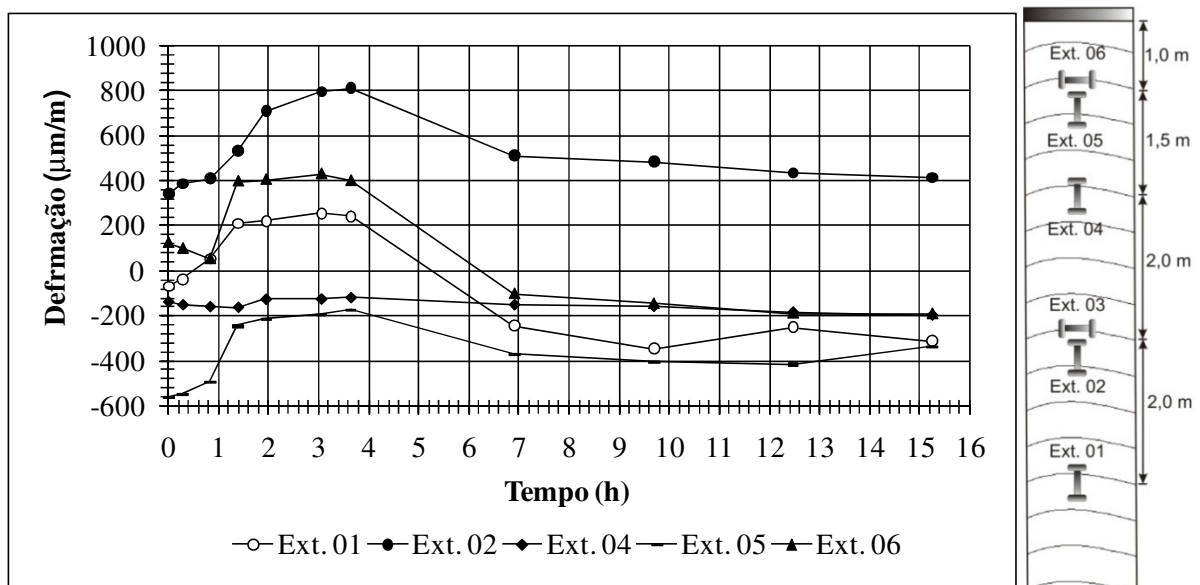


Figura 4.9. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de areia convencional devido ao umedecimento.

Cabe observar que o umedecimento da coluna e do solo de fundação teve um efeito mais significativo nos valores de deformação medidos entre duas e quatro horas depois do início da injeção de água, período em que os extensômetros acusaram valores máximos de deformação. Cabe salientar que um aumento de sinal nos extensômetros 01, 02, 04 e 05 indica redução na



compressão a que os mesmos estavam submetidos. Naquele intervalo de tempo, houve uma redução no carregamento vertical aplicado e um aumento nos deslocamentos verticais medidos no topo da coluna sob taxas maiores (Figura 4.6).

É também interessante observar que o extensômetro 01, localizado a 6,5 m de profundidade, estava submetido à compressão antes da inserção de água e sofreu redução dessa compressão até cinco horas de umedecimento. Embora possa ser considerado um comportamento irregular, deve-se observar que o Índice de Colapso ( $i$ ) na profundidade desse extensômetro é relativamente alto (da ordem de 10%), conforme indica a Figura 3.2. Assim, o comportamento do extensômetro 05 pode também sugerir que o colapso do solo não foi uniforme ou simultâneo ao longo da profundidade da coluna, devido à variação do valor de  $i$  com a profundidade, o que veio a influenciar o comportamento das deformações durante o estágio de umedecimento. Além disso, os resultados dos extensômetros parecem indicar que um mecanismo de rearranjo das deformações internas da coluna ocorreu nos estágios iniciais de umedecimento. Com isso, ocorreram fases em que partes da coluna estavam submetidas a uma extensão, seguidas de uma posterior compressão (após quatro horas) até os últimos estágios de carregamento em que, a partir do mesmos, o comportamento tendeu a seguir um único padrão de deformações de compressão na coluna. Por fim, pode-se observar ainda que os maiores valores de variações de deformações verticais ocorreram em regiões com valores elevados de  $i$ .

A Figura 4.10 apresenta as deformações em alguns extensômetros ao longo da profundidade da primeira coluna encamisada com o umedecimento. Nota-se que o umedecimento teve um maior efeito na ponta da coluna para esse caso, indicando transferência de carga para essa região.

As variações nos valores de deformação medidos para o caso da primeira coluna de areia encamisada (Figura 4.11) mostram que a influência do umedecimento foi bem menor para essa coluna. Por sua vez, a variação de deformações com a profundidade para as situações antes e após o umedecimento (Figura 4.12) também mostram que a coluna foi menos afetada pela injeção de água. Em ambos os casos, fica evidente que o confinamento lateral oferecido pelo encamisamento fez com que presença de água tenha tido pouca influência no comportamento da coluna.

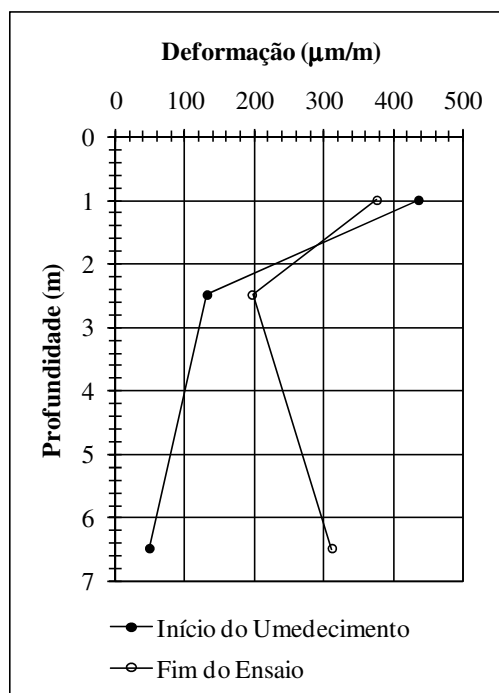


Figura 4.10. Variações das leituras nos extensômetros a longo do comprimento da coluna de areia convencional devido ao umedecimento.

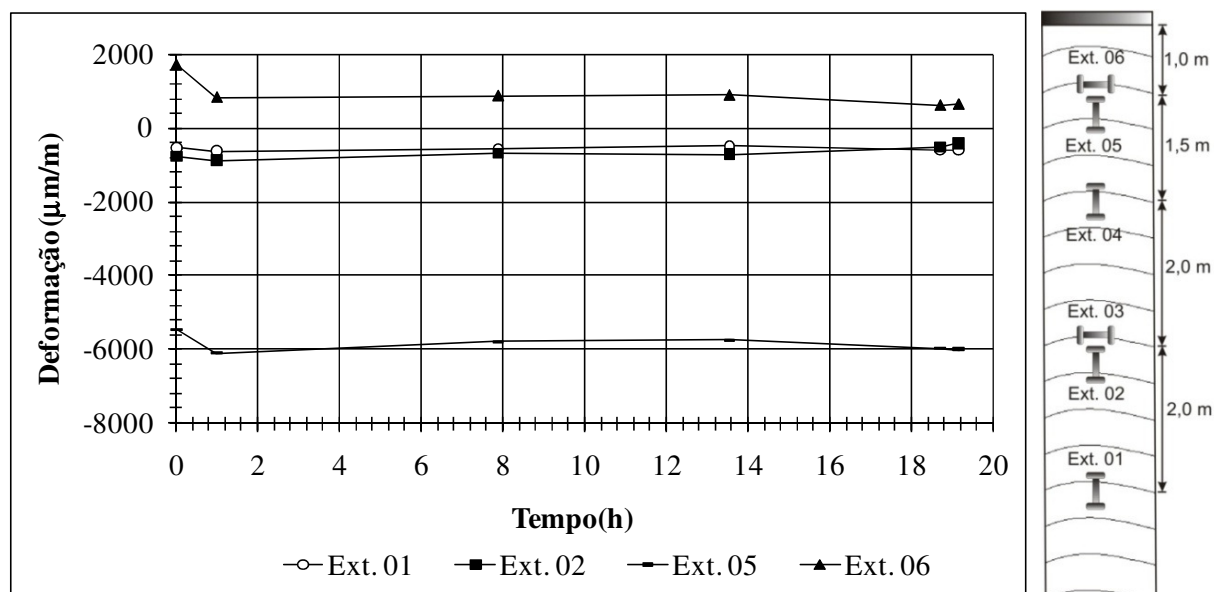


Figura 4.11. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de areia encamisada devido ao umedecimento.

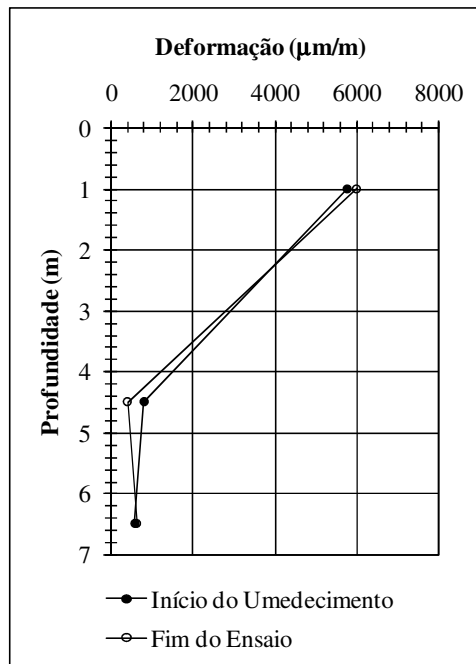


Figura 4.12. Variações das leituras nos extensômetros a longo do comprimento da primeira coluna de areia encamisada devido ao umedecimento.

Após a execução dos ensaios, foram realizadas as exumações de trechos das colunas granulares. No caso das colunas de areia encamisadas, não foi verificado nenhum dano ao reforço utilizado (Figura 4.13).



Figura 4.13. Exumação da coluna de areia encamisada.

#### 4.1.2. COLUNAS DE BRITA

Assim como no caso das colunas de areia, foram realizadas três provas de carga em colunas de brita, sendo uma convencional e duas encamisadas com geogrelha. Pelos resultados carga-recalque apresentados na Figura 4.14, observa-se um pequeno aumento de rigidez da primeira coluna de brita encamisada, quando comparada ao caso convencional. A segunda coluna não apresentou melhoria devido à presença da geogrelha. Este fato pode ser explicado pelas seguintes hipóteses:

- O furo ter sido realizado com o diâmetro maior que o da coluna, devido ao processo de execução do furo, conforme já comentado;
- À quebra da brita que constituiu a coluna, a ser avaliada e discutida mais adiante;
- Possibilidade de menor resistência de ponta na região onde foi executada a segunda linha de colunas encamisadas, que pode também explicar, em parte, os deslocamentos mais elevados da segunda coluna de brita encamisada.

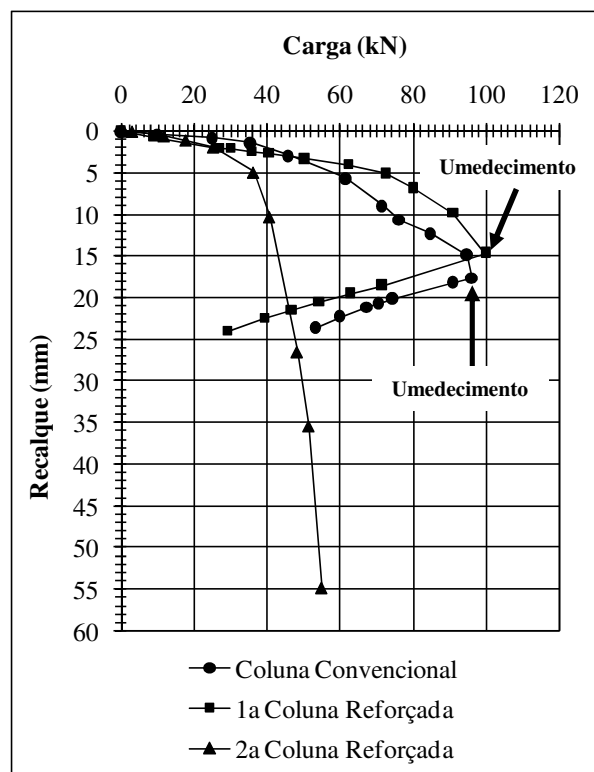


Figura 4.14. Curva carga *versus* recalque para as colunas de brita.

Como no caso das colunas de areia, duas colunas de brita foram umedecidas depois de atingida a carga máxima no topo: uma convencional e uma reforçada. Para essas colunas, a Figura 4.14 apresenta um aumento nos deslocamentos concomitantemente a uma redução ao carregamento aplicado após determinado estágio de carregamento. Diferentemente das colunas de areia, não houve mudança da inclinação da reta referente a esse estágio de ensaio, o que poderia levar a considerar-se que a camisa não influenciou o comportamento da coluna durante o umedecimento do terreno.

De fato, um dos fenômenos ocorridos foi o de que o confinamento gerado pelo reforço provocou uma maior quebra dos grãos. Tal quebra foi acentuada com a injeção de água, já que a brita comumente utilizada no Distrito Federal é de origem calcária, conforme estudos realizados por Roseno (2005). Tal fato será discutido posteriormente.

A partir das curvas de ensaios, foi então calculada a capacidade de carga das colunas pelos mesmos métodos utilizados para as colunas de areia (Tabela 4.2). Comparando-se a coluna convencional e a primeira encamisada, o aumento na capacidade de carga variou de 4 % a 26%, dependendo do método utilizado. Novamente, o método que forneceu os maiores valores foi o de Decourt (1996). Para a segunda coluna encamisada, nenhum método previu melhoria na capacidade de carga.

Tabela 4.2. Capacidade de carga das colunas de brita por diferentes métodos.

Método	Coluna Convencional ( $Q_c$ ) <sup>(1)</sup> , kN	Coluna Encamisada 01 ( $Q_{GTEC1}$ ), kN	Coluna Encamisada 02 ( $Q_{GTEC2}$ ), kN	$Q_{GTEC}/Q_c$ <sup>(2)</sup>
Van der Veen (1953)	97,0	101,0	55,0	1,04/0,57
Brinch Hansen (1963)	95,4	107,6	54,6	1,12/0,57
Mazurkiewicz (1972)	98,4	104,1	-	1,05/ -
Decourt (1996)	97,4	122,5	89,7	1,26/0,92

Notas: (1)  $Q_c$  = Capacidade de carga da coluna convencional,  $Q_{GTEC1}$  = Capacidade de carga da coluna encamisada 01,  $Q_{GTEC2}$  = Capacidade de carga da coluna encamisada 02; (2)  $Q_{GTEC}/Q_c$  = Razão de capacidade de carga (número da esquerda para primeiro caso encamisada e número da direita para segundo caso reforçado).

Além dos outros fatores já mencionados anteriormente, o pior desempenho dessas colunas pode ser atribuído ainda à intrusão de grãos de brita nas aberturas da geogrelha. Há ainda a possibilidade de a coluna ter tido seu desempenho reduzido devido à maneira como a geogrelha se deformou. A exumação da coluna mostrou o enrugamento da coluna/camisa ao final da prova de carga, como pode ser visto na Figura 4.15.

Em termos de deformações para o caso da coluna de brita convencional, a Figura 4.16 mostra que houve uma certa deformação no topo da coluna (Ext. 06) e que essa deformação aumentou de forma acentuada até 40 kN. Após esse valor, não houve grandes variações de deformação com o aumento de carga. O extensômetro 03, localizado na porção mais central, sofreu pequena variação de valores de deformações, indicando que a coluna se deformou pouco horizontalmente nessa região.



Figura 4.15. Exumação da primeira coluna de brita encamisada.

O extensômetro 05 teve deformação de compressão de quase 400  $\mu\text{m}/\text{m}$ , valor próximo ao obtido pelo mesmo extensômetro da coluna de areia convencional. Porém, ao se comparar o nível de carregamento para se atingir tal deformação com o da areia convencional, a coluna de brita convencional apresenta valores maiores. Já os resultados do extensômetro 02 indicaram certa transferência de carga na profundidade onde o mesmo foi instalado, apesar da pouca variação de deformação. O valor máximo medido nos extensômetros da coluna de brita

também foi da ordem de grandeza dos na coluna de areia, porém, como já foi comentado, o nível de carregamento aplicado foi maior na coluna de brita.

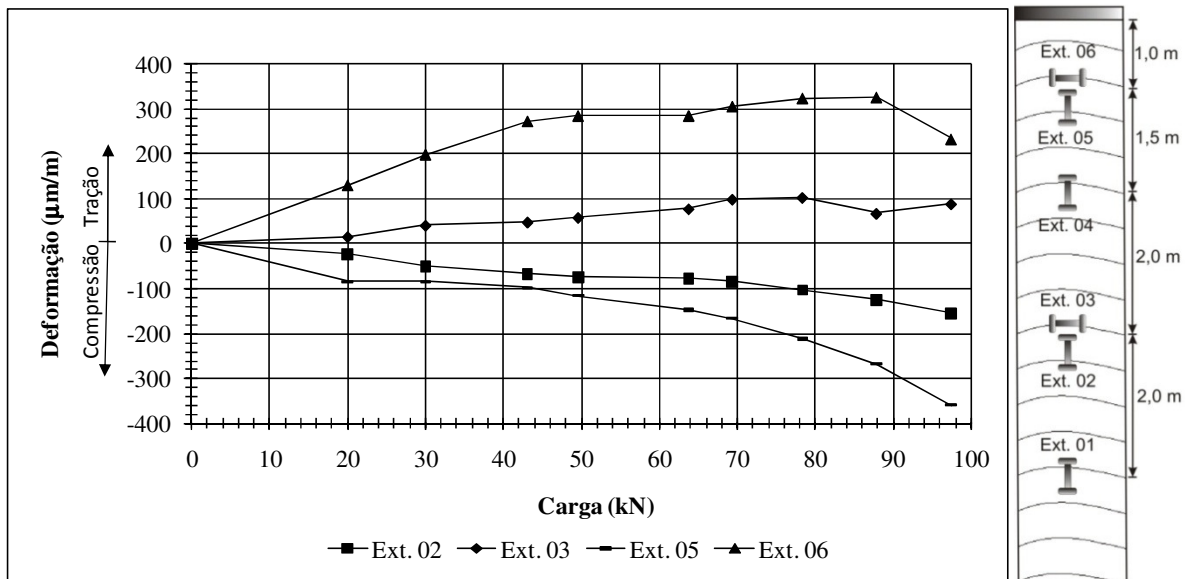


Figura 4.16. Medição das deformações ao longo da coluna de brita convencional.

A Figura 4.17 apresenta os valores de deformações medidos para a primeira coluna de brita encamisada, houve um maior valor da deformação horizontal no seu topo (Ext. 06), quando comparado ao caso convencional.

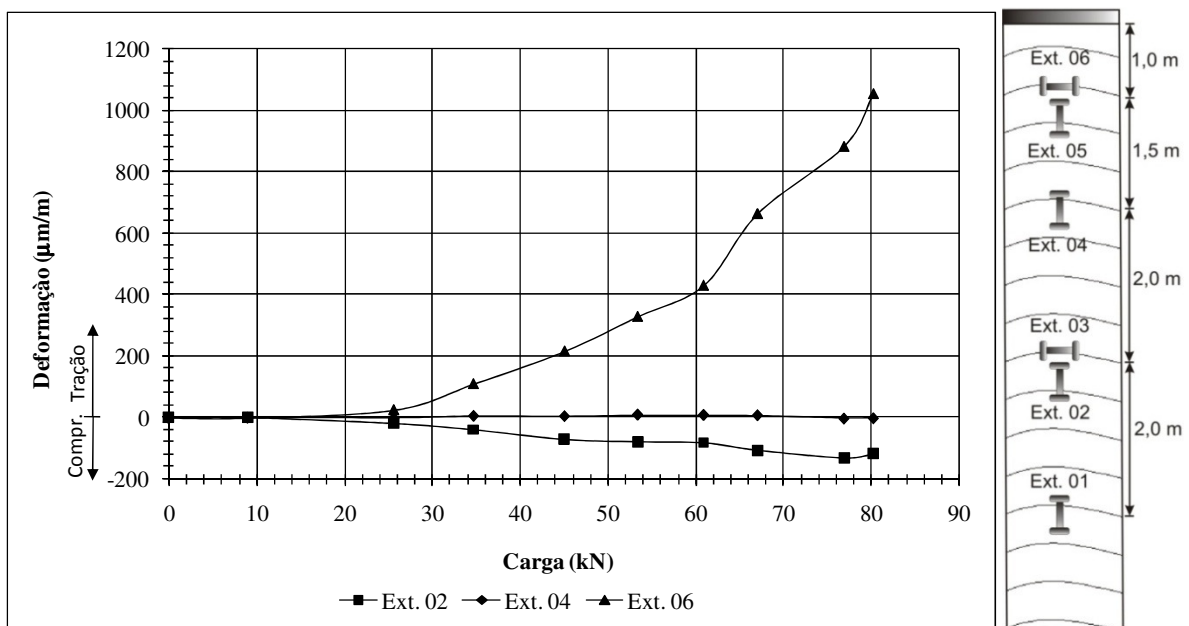


Figura 4.17. Medição das deformações ao longo da primeira coluna de brita encamisada.

É possível que essa maior variação de valores de deformação medidos seja devido à quebra dos grãos, associada a uma intrusão dos mesmos nas aberturas da geogrelha, conforme já comentado. Apesar de o extensômetro 02 sugerir um pouco de transferência de carga para sua região devido à variação de sinal, os valores apresentados pelo mesmo foram pequenos. O extensômetro 04 não mostrou variação significativa no sinal medido. Provavelmente, ocorreram problemas com o mesmo, em vista do seu comportamento atípico. Infelizmente, os outros extensômetros sofreram danos durante a execução da coluna.

Como mostrado na Figura 4.18, para a segunda coluna encamisada os extensômetros não indicaram grandes valores de compressão. O extensômetro 05, localizado no topo da coluna, apresentou os maiores valores medidos entre os que apresentaram sinal nessa coluna. No entanto, quando comparado aos valores apresentados pelo extensômetro 05 da coluna convencional, os valores da segunda coluna encamisada foram menores. As deformações medidas pelos extensômetros 01 e 02 mostraram, como ocorreu nas outras colunas, que aparentemente a carga está diminuindo com a profundidade, provavelmente devido ao atrito lateral.

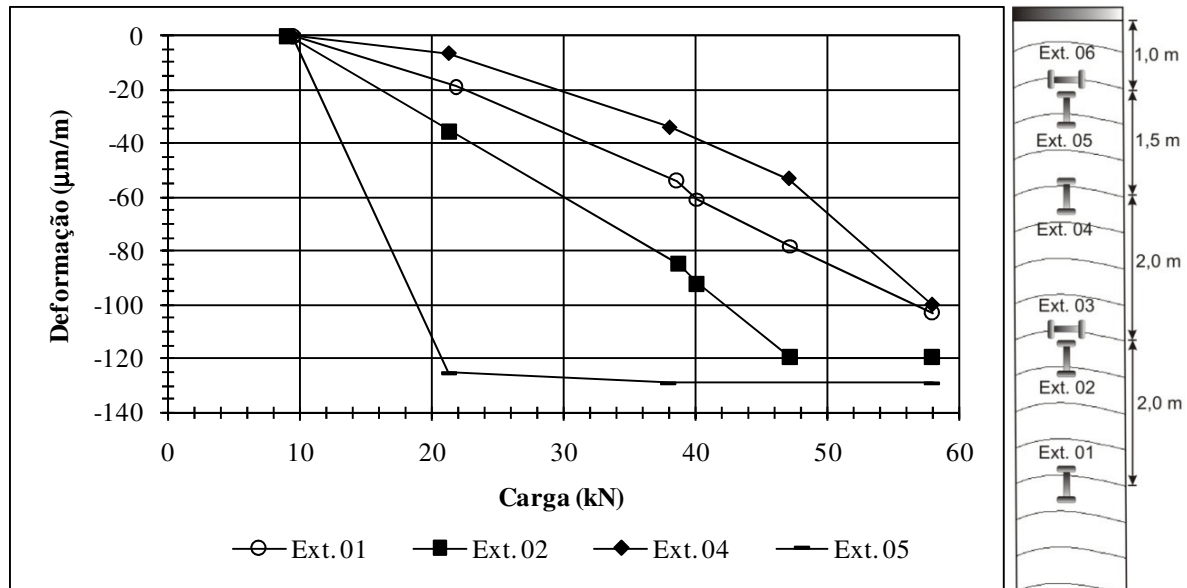


Figura 4.18. Medição das deformações ao longo da segunda coluna de brita encamisada.

A Figura 4.19 apresenta o carregamento ao longo do tempo para o caso convencional e para a primeira coluna de brita encamisada, incluindo os estágios de umedecimento. Analisando-a, nota-se que a coluna encamisada teve maior redução no carregamento aplicado com a presença de água.



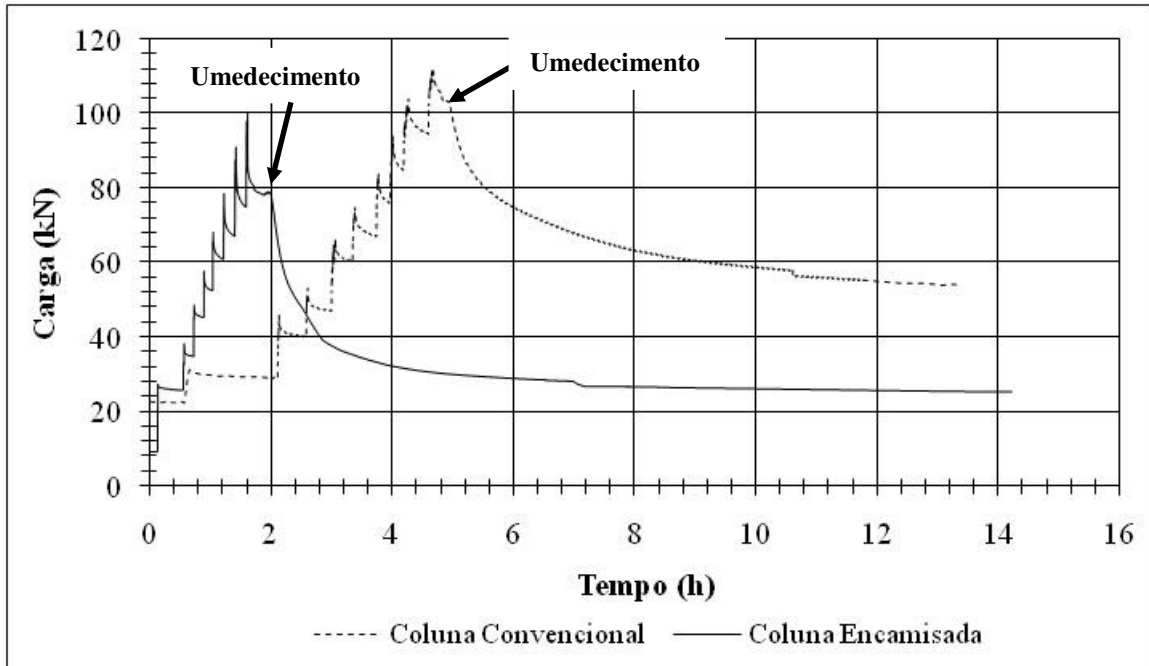


Figura 4.19. Efeito do umedecimento na coluna de brita convencional e na primeira coluna de brita encamisada.

Observando-se ainda os valores da carga e dos deslocamentos com o tempo para ambos os casos (Figura 4.20 e Figura 4.21), nota-se que os deslocamentos gerados pela injeção de água foram também maiores para a coluna encamisada.

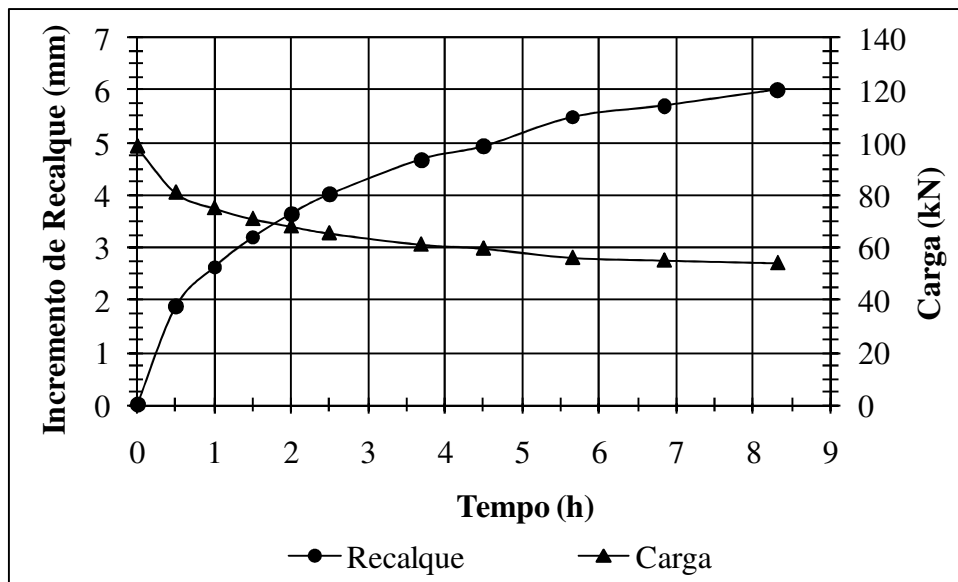


Figura 4.20. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a coluna de brita convencional.

As reduções de carga no topo devido ao umedecimento foram de 75% para a coluna encamisada e de 52% para a coluna convencional. É possível que parte desse baixo desempenho obtido pela coluna encamisada seja devido à maior quebra dos grãos em contato com a água.

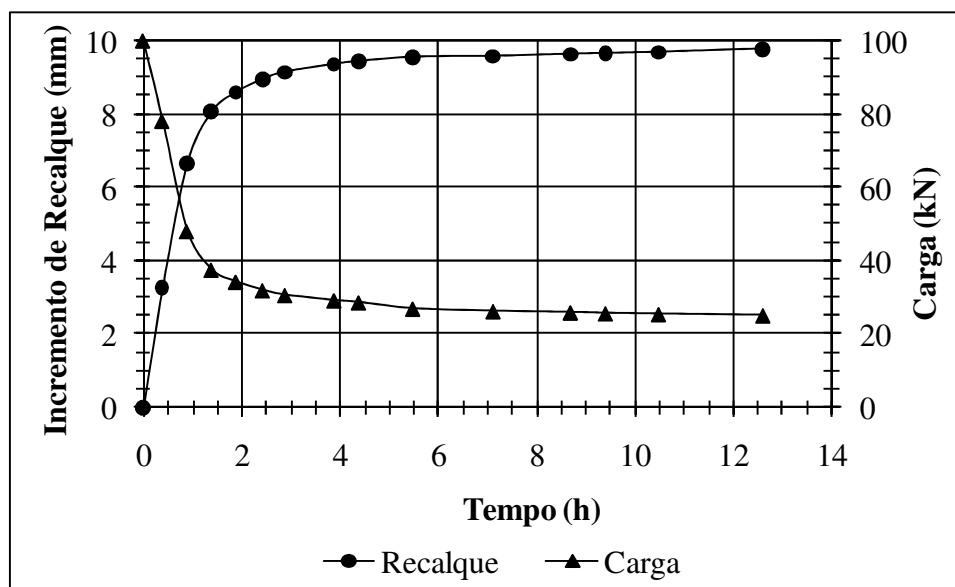


Figura 4.21. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a primeira coluna de brita encamisada.

A Figura 4.22 mostra que a coluna de brita convencional apresentou um aumento de deformação horizontal com o umedecimento na porção mais superior da coluna (Ext. 06). É possível que tal comportamento esteja associado ao colapso do solo circundante, reduzindo assim o confinamento sobre a coluna.

Observando-se a deformação vertical no topo (Ext. 05), houve um aumento inicial no valor medido de compressão, seguido de uma posterior redução. Essa redução fez com que praticamente não houvesse diferença entre deformações antes e depois do umedecimento. Por fim, o extensômetro 02, localizado a 4,5 m do topo, sugere um pequeno aumento de compressão em sua região devido à injeção de água.

Por sua vez, o extensômetro 03 indicou que não houve variações de deformação horizontal da coluna na sua região mais central nas primeiras horas de umedecimento. Apenas após seis horas de injeção de água, tal medidor mostrou aumento de sinal, provavelmente associado ao colapso do solo circundante.

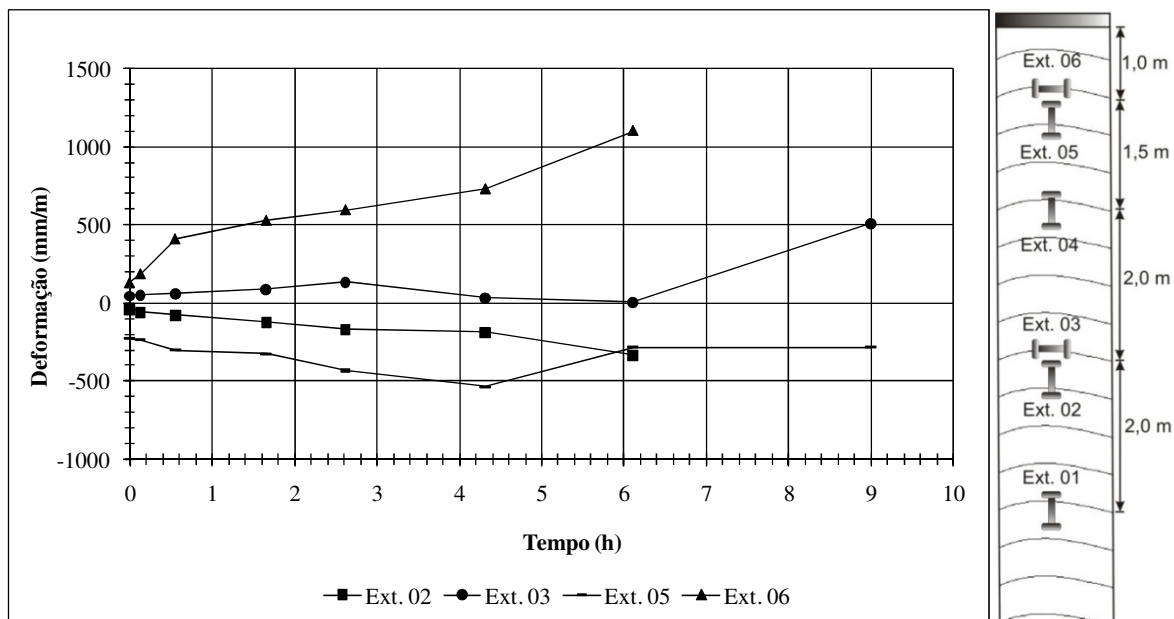


Figura 4.22. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de brita convencional devido ao umedecimento.

Infelizmente, alguns extensômetros foram danificados pela presença de água e não apresentaram sinal após seis horas.

Para a primeira coluna de brita reforçada, houve uma redução considerável na deformação horizontal no topo, como mostra a Figura 4.23, o que é consistente com a redução do carregamento vertical aplicado.

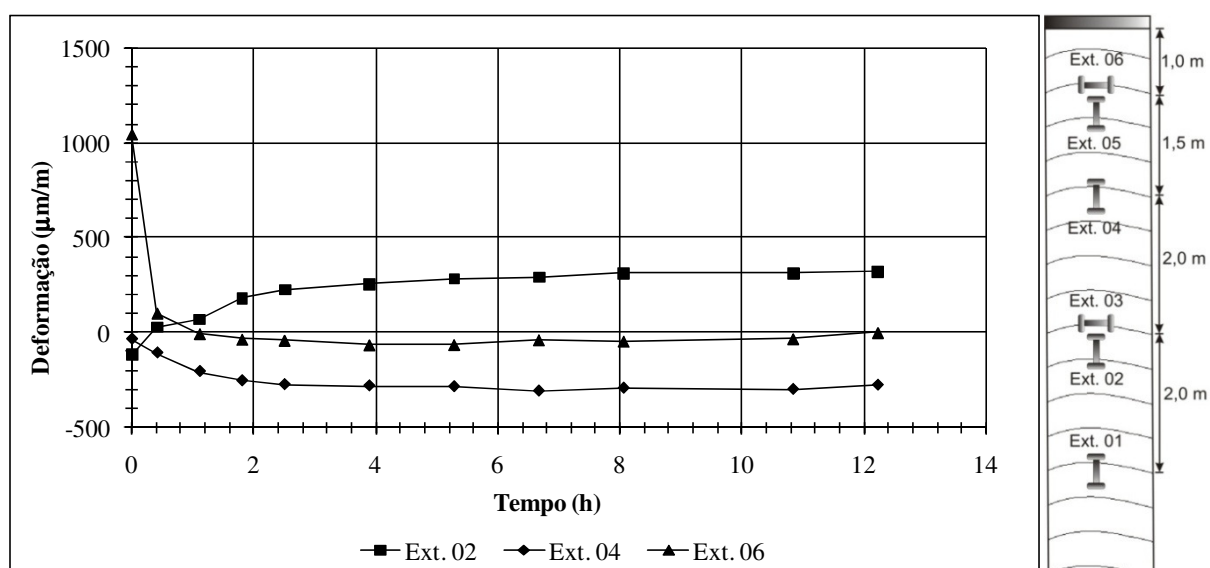


Figura 4.23. Variações das leituras nos extensômetros da coluna de brita encamisada devido ao umedecimento.

O que foi surpreendente é que o sinal foi reduzido a praticamente zero logo no início do umedecimento. Aparentemente, a presença de água pode ter influenciado o sinal elétrico do sensor. Além disso, o extensômetro 02 mostrou um alívio da compressão em sua região nos primeiros estágios de umedecimento. Comportamento semelhante ocorreu para o caso da primeira coluna de areia reforçada, mas para o caso da coluna de brita encamisada o extensômetro 02 apresentou valores positivos ao final do estágio de umedecimento.

Extensão na região onde se encontra o extensômetro 02 só pode ocorrer se a massa de brita abaixo do extensômetro recalcar mais que a porção superior. Apesar da variação do Índice de Colapso ( $i$ ) com a profundidade, conforme já comentado anteriormente, e da possível quebra dos grãos, é provável que o sinal positivo dos valores de deformação medido por tal extensômetro seja devido a algum defeito no mesmo em função do contato com a água.

Assim como no caso da coluna de areia, a exumação parcial permitiu verificar que não houve nenhum tipo de dano ou ruptura dos reforços utilizados. Até a profundidade de um metro, não se verificou nenhuma anomalia após os ensaios. Além disso, percebeu-se visualmente uma quebra mais acentuada dos grãos da brita para o caso encamisado. Foram então coletadas amostras no topo e a um metro de profundidade, com as quais foram realizados ensaios de granulometria. A Figura 4.24 e a Figura 4.25 mostram as curvas granulométricas obtidas. Em função dessas curvas, foi possível calcular o Índice de Quebra de Grãos ( $B_g$ , Marsal 1967). Para o cálculo desse índice, é obtida a diferença de porcentagens para cada faixa definida por duas peneiras (por exemplo, 25,4 mm e 19 mm) antes do ensaio (chamada de diferença inicial –  $w_i$ ) e depois do ensaio (chamada de diferença final –  $w_f$ ). A seguir, calcula-se a diferença entre os valores antes e depois ( $(w_i - w_f)_{25,4 \text{ mm}-19 \text{ mm}}$ ). Esses valores são avaliados para cada faixa e, a partir dos cálculos, a soma dos valores positivos de  $w_i - w_f$  (que deve ser igual à soma dos valores negativos) fornece o Índice de Quebra, ou seja, a porcentagem em massa de grãos que quebraram (Fernandes, 2005). A Tabela 4.3 apresenta os resultados dos índices de quebra para a coluna convencional e a primeira coluna encamisada, no topo e a um metro de profundidade. Um maior valor de índice de quebra para a coluna encamisada pode ser observado na Tabela 4.3. Isso pode ser atribuído ao maior confinamento lateral oferecido pela camisa em relação à coluna convencional. Análises mineralógicas (Roseno, 2005) mostraram que a brita utilizada na região do Distrito Federal é de origem calcária, o que explica sua menor resistência à compressão.

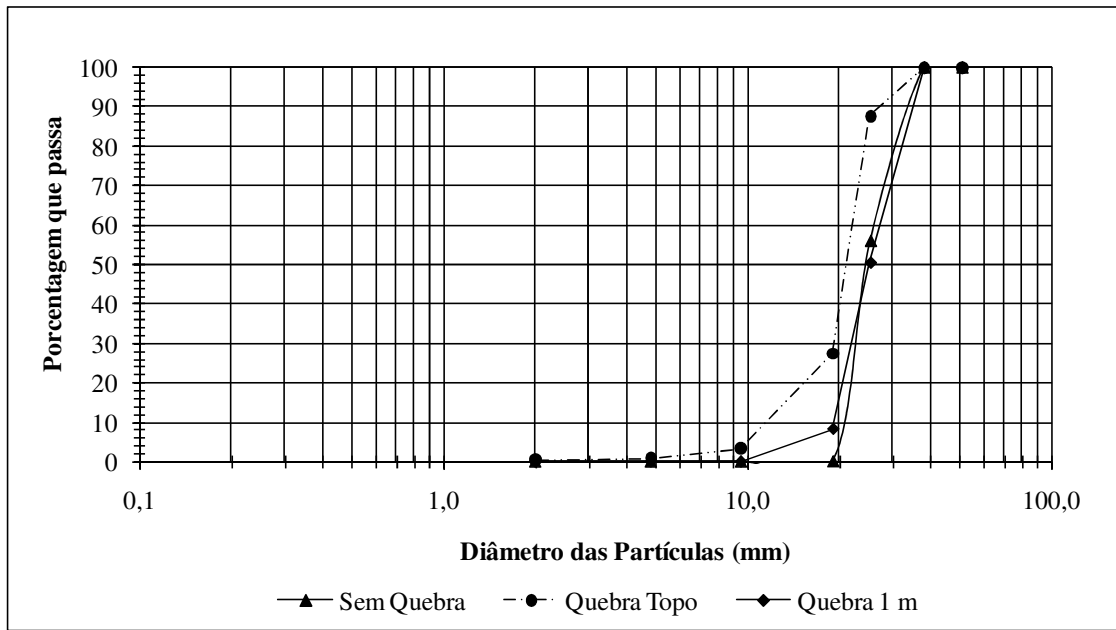


Figura 4.24. Curvas granulométricas da brita da coluna convencional para avaliação da quebra dos grãos.

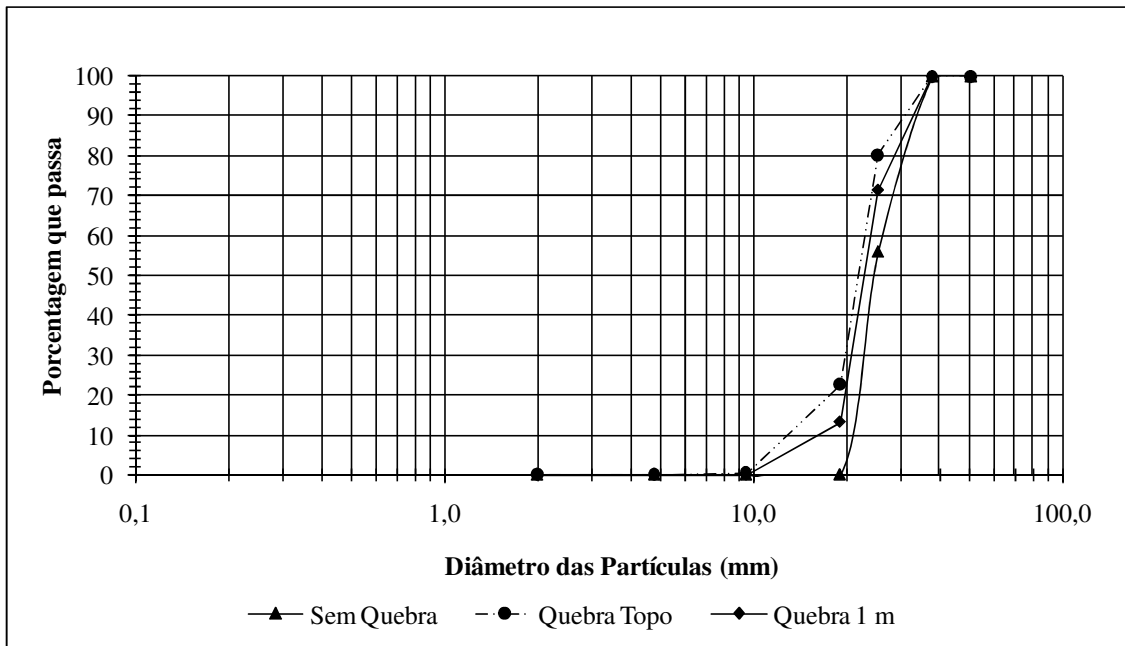


Figura 4.25. Curvas granulométricas da brita da primeira coluna encamisada para avaliação da quebra dos grãos.

Tabela 4.3. Índice de Quebra para a coluna de brita convencional e para a primeira coluna encamisada.

<b>Profundidade</b>	<b>Convencional</b>	<b>Encamisada</b>
Topo	24,2 %	31,5 %
1 m	13,8 %	15,5 %

Para verificação adicional da quebra dos grãos com o carregamento, foram realizados três tipos de ensaios na brita em laboratório: compressão oedométrica, compressão simples e ensaios de abrasão Los Angeles.

O ensaio de compressão oedométrica foi realizado colocando-se a brita em um cilindro de C.B.R. com o mesmo peso específico obtido em campo. O conjunto foi levado a um sistema de aplicação de carga em que o disco espaçador do ensaio de C.B.R. foi utilizado no topo da amostra, como mostrado na Figura 4.26. Um transdutor de deslocamentos foi utilizado para medir os deslocamentos ao longo do ensaio. Ao final do mesmo, foi realizado o ensaio de granulometria do material coletado no topo, no meio e na base da amostra. A Figura 4.27 mostra as curvas granulométricas antes do ensaio e após sua realização.



Figura 4.26. Ensaio de compressão oedométrica em cilindro.

Pelo gráfico, nota-se que há uma menor quebra no meio da amostra. Isso pode ser explicado pelo fato da mesma estar sendo menos afetada pelas fronteiras superior e inferior do cilindro, que são mais rígidas. A Figura 4.28 apresenta as curvas granulométricas para o caso do ensaio realizado com a brita úmida, após quatro horas de imersão em água.

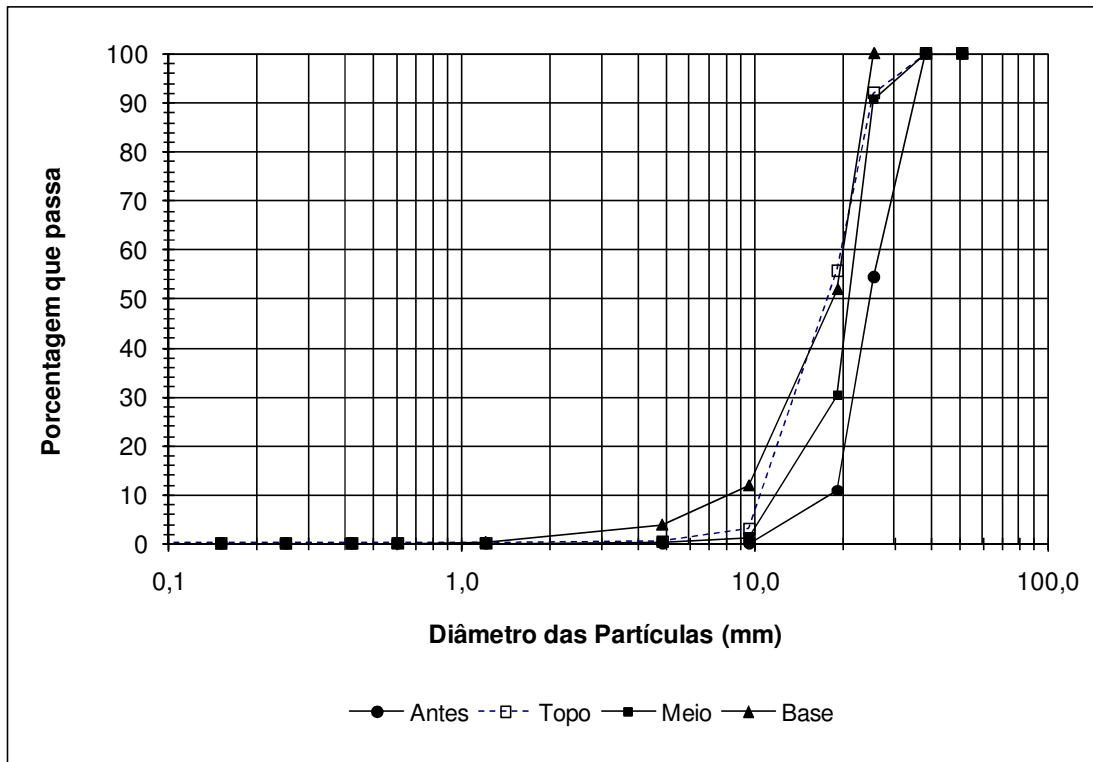


Figura 4.27. Curvas granulométricas da brita antes e após o ensaio seco.

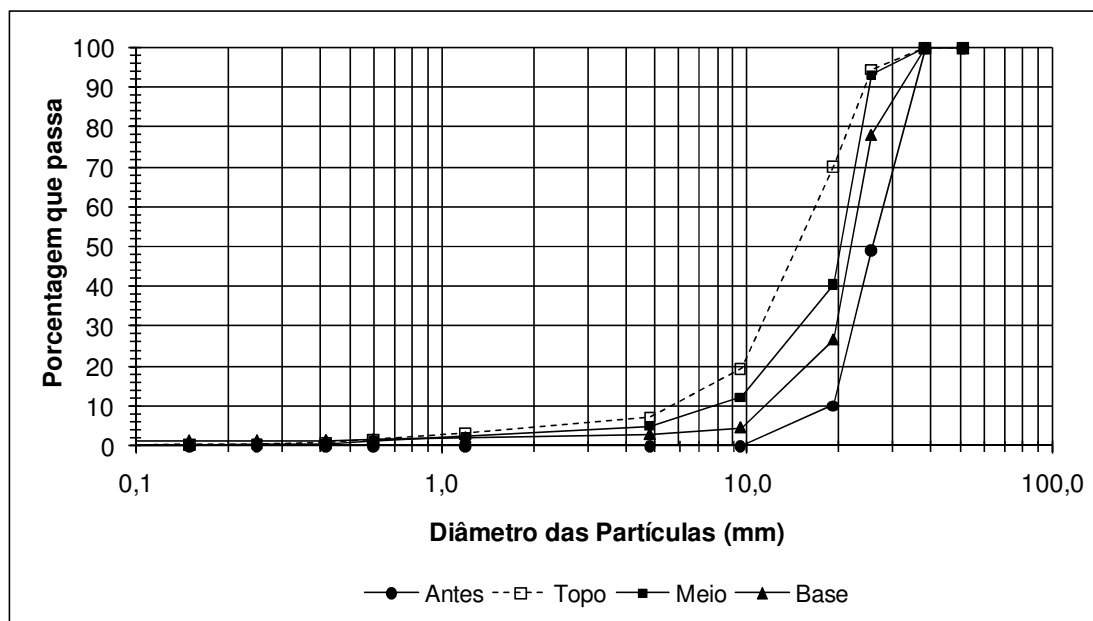


Figura 4.28. Curvas granulométricas da brita antes e após o ensaio realizado com imersão.

Essa figura mostra que o topo da amostra continuou tendo uma maior quebra dos grãos e o meio da amostra sofreu mais quebra do que a sua porção mais inferior, o que não ocorreu para o caso seco.

A Tabela 4.4 mostra o Índice de Quebra para cada caso e a influência da presença de água na quebra dos grãos de brita. Observa-se, de forma geral, que o umedecimento da brita provocou aumento significativo na quebra de grãos.

Tabela 4.4. Valores de Índice de Quebra ( $B_g$ ) da brita utilizada em ensaios de compressão oedométrica.

<b>Amostra</b>	<b>Topo</b>	<b>Meio</b>	<b>Base</b>
Seca	45,0%	36,4%	45,6%
Úmida	60,1%	44,2%	28,9%

Um ensaio tradicionalmente utilizado para quantificar a quebra dos grãos é o de Abrasão Los Angeles, normatizado pela norma DNIT ME 035/98. O ensaio consiste na colocação de uma amostra de brita em um tambor, juntamente com esferas de aço. Esse tambor gira a uma velocidade constante uma quantidade de vezes que depende da granulometria da amostra. As esferas causam a quebra dos grãos e, ao final, o material é passado na peneira de abertura 1,7 mm, lavado e pesado. O resultado do ensaio de Abrasão Los Angeles é dado pela Equação 4.1:

$$A_n = \frac{m_n - m_n'}{m_n} \times 100 \quad (4.1)$$

Onde:  $A_n$  = Abrasão Los Angeles da graduação n, com aproximação de 1%.

$m_n$  = massa total da amostra seca, colocada na máquina.

$m_n'$  = massa da amostra retida na peneira 1,7 mm lavada e seca após o ensaio.

O ensaio forneceu um índice de Abrasão Los Angeles igual a 19,3%. Para concreto de cimento em pavimentos rodoviários, esse índice deve ser inferior a 50% e em misturas asfálticas, esse valor deve ser inferior a 40%. Para ambas as aplicações, a brita utilizada nesta tese poderia ser utilizada. Porém, esse valor de abrasão foi alto para a utilização do material na confecção de colunas granulares. Uma observação importante é a de que esse ensaio



serviu apenas para complementar os já obtidos, uma vez que o esforço que a brita sofre nas colunas não é de desgaste e sim compressão.

Foram ainda realizados ensaios de laboratório de compressão simples de grandes dimensões com amostra de brita encamisada com geogrelha. Para isso, foi utilizado o mesmo equipamento para ensaios triaxiais de grandes dimensões descrito no Capítulo 3. A Figura 4.29 mostra a preparação e a amostra pronta para a execução do ensaio de compressão simples.

Foram realizados dois ensaios: um com a amostra seca e outra em que a amostra foi mantida seca até a maior carga aplicada na estaca de brita no campo, sendo posteriormente umedecida. O umedecimento foi feito por meio de enchimento da câmara do equipamento. As curvas tensão-deformação desses ensaios serão mostradas mais adiante, juntamente com a curva do ensaio de compressão simples utilizando areia encamisada em geotêxtil tecido.

Após a aplicação do carregamento na amostra seca, foi retirada uma porção da brita para realização de análise granulométrica. A partir das curvas granulométricas antes e depois do ensaio, foi calculado o Índice de Quebra ( $B_g$ , Marsal 1967) dos grãos de brita, já definido anteriormente. A Figura 4.30 apresenta a variação da deformação e da tensão aplicada no topo da amostra com a presença de água. Os resultados obtidos mostram que a amostra apresentou uma redução de 48,6% na tensão no topo devido à presença de água.



Figura 4.29. Ensaio de compressão simples com camisa de geogrelha: (a) colocação da camisa e (b) amostra para ensaio.

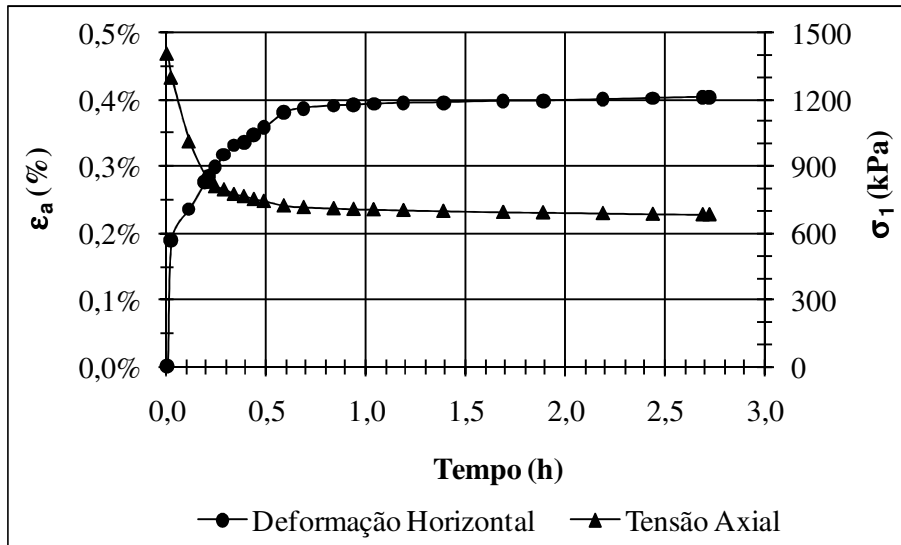


Figura 4.30. Variações no carregamento e nos recalques com o umedecimento para a amostra de brita encamisada.

O aumento da compressibilidade da amostra ocorreu devido à quebra dos grãos, conforme já havia sido constatado nos ensaio de campo. As análises granulométricas realizadas (Figura 4.31) forneceram um Índice de Quebra ( $B_g$ ) de 15,8% para a amostra seca e 31,2 % para amostra úmida, o que confirma a hipótese de que a quebra dos grãos é ainda maior com a presença de água.

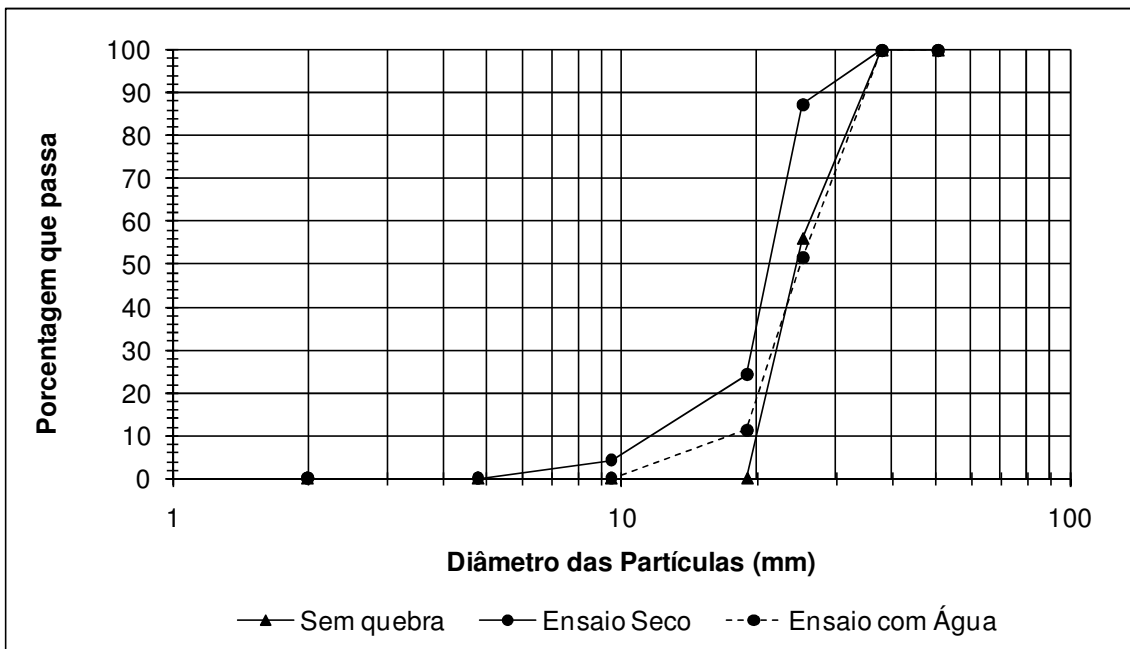


Figura 4.31. Curvas granulométricas das amostras antes e após ensaios de compressão simples em amostra de brita encamisada.

### 4.1.3. COLUNA DE SOLO CIMENTO

A Figura 4.32 apresenta a curva carga *versus* recalque para as colunas de solo-cimento. Pelo gráfico, nota-se que a coluna encamisada apresentou uma rigidez bem menor que a convencional. Isso pode ter sido devido ao fato dessa última não ter tido contato com as paredes do furo ao longo de todo seu comprimento e ter trabalhado como um elemento esbelto, flambando em alguns trechos, o que pode ter gerado deslocamentos no topo devido à flexão e não apenas à compressão. Outra causa pode ser a uma menor resistência do solo sob a ponta desta coluna.

A Tabela 4.5 mostra as estimativas de capacidades de carga das duas colunas pelos métodos já utilizados anteriormente. Comparando-se as previsões de cada método, nota-se que há uma diferença maior entre eles para o caso da coluna de solo-cimento convencional, quando comparada à coluna de areia convencional, bem como a de brita. O mesmo comportamento é observado para as colunas encamisadas.

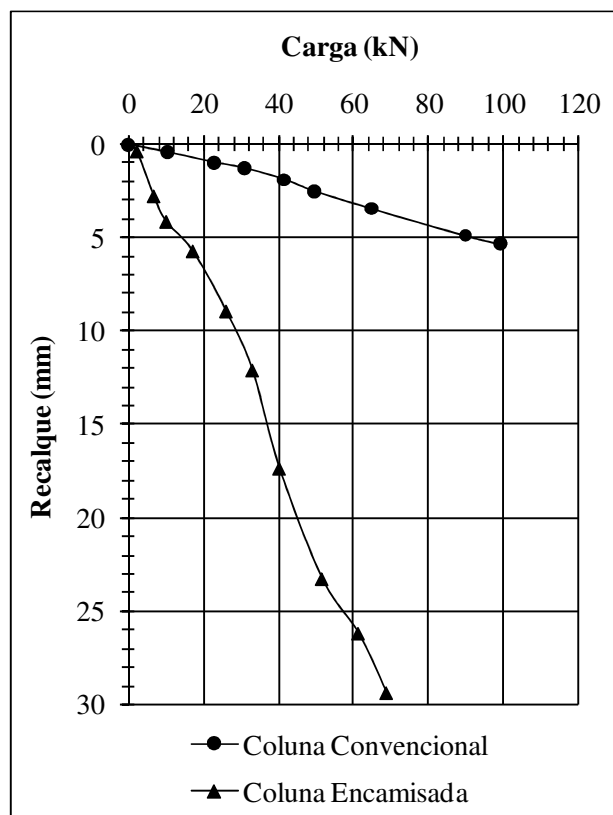


Figura 4.32. Curva carga *versus* recalque para as colunas de solo-cimento.

Tabela 4.5. Capacidade de carga das colunas de solo-cimento por diferentes métodos.

Método	Coluna Convencional ( $Q_c$ ) <sup>(1)</sup> , kN	Coluna Encamisada ( $Q_{GTEC1}$ ), kN	$Q_{GTEC}/Q_c$ <sup>(2)</sup> %
Van der Veen (1953)	108,1	72,8	0,67
Brinch Hansen (1963)	66,9	43,4	0,65
Mazurkiewicz (1972)	116,0	85,0	0,73
Decourt (1996)	174,0	137,0	0,78

Notas: (1)  $Q_c$  = Capacidade de Carga da coluna convencional,  $Q_{GTEC1}$  = Capacidade de carga da coluna encamisada 01,  $Q_{GTEC2}$  = Capacidade de carga da coluna encamisada 02; (2)  $Q_{GTEC}/Q_c$  = Razão de capacidade de carga.

Novamente, o método de Decourt (1996) foi o que forneceu maiores valores para previsão da capacidade de carga. Todos os métodos previram uma capacidade de carga menor no caso da coluna encamisada. Durante a realização dos ensaios na coluna convencional, houve uma queda de energia durante a realização dos ensaios. Em função disso, só foi possível obter-se leituras de deformações quando o carregamento já estava acima de 80 kN, pois as leituras para os outros carregamentos foram perdidas. Assim, não se teve um valor inicial de deformação para se comparar com os das leituras existentes. A curva carga *versus* recalque foi recuperada pelo fato de estar sendo salva em planilha eletrônica concomitantemente às leituras do sistema de aquisição de dados durante os ensaios.

A Figura 4.33 mostra as deformações medidas ao longo do comprimento da coluna de solo-cimento encamisada durante o carregamento. O extensômetro 06 indicou deformação horizontal da coluna até uma carga de aproximadamente 43 kN em seu topo e posterior redução. A redução de deformações pode ter sido causada por algum tipo de dano ao extensômetro ou flambagem excessiva da coluna na sua região de instalação. O extensômetro 04 indica valores de compressão um pouco maiores que valores dos extensômetros 01 e 02. Esses dois últimos extensômetros apresentaram variação de sinal, indicando transferência de carga para a ponta da coluna. Além disso, os valores e a tendência dos resultados mostraram um comportamento mais rígido dessa coluna, como era de se esperar.

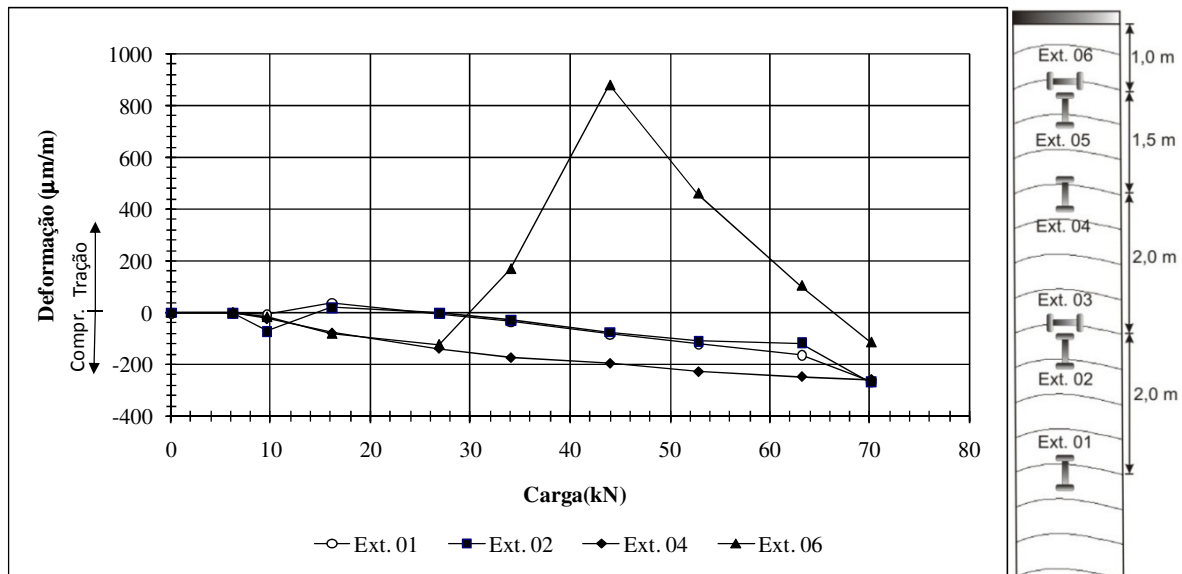


Figura 4.33. Medição das deformações ao longo da coluna de solo-cimento encamisada.

## 4.2. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DAS PROVAS DE CARGA

Tendo em vista que as simulações foram realizadas admitindo-se axissimetria, apenas a metade da geometria do problema foi discretizada. Foi estabelecida uma distância entre a coluna e a fronteira lateral de maneira a se minimizar os efeitos devido à proximidade do contorno. Essa distância foi encontrada por meio de simulações preliminares. Uma condição utilizada foi de deslocamentos horizontais fixos nas fronteiras laterais esquerda e direita. Na fronteira inferior, a condição de contorno utilizada foi a de deslocamentos horizontais e verticais fixos. Para um cálculo mais acurado das deformações ao longo das colunas, foi realizado um refinamento da malha no contato entre a coluna e o solo adjacente. A Figura 4.34 ilustra a malha de elementos finitos utilizada nas simulações.

Neste trabalho, havia duas maneiras de se realizar as análises paramétricas: uma delas seria atribuir os valores dos carregamentos aplicados no topo da coluna igual aos obtidos em campo e então variar os parâmetros da coluna até os valores de deslocamentos calculados fossem próximos aos valores encontrados. A outra maneira seria impor os deslocamentos medidos no campo para que o programa calculasse as forças correspondentes, variando módulo de elasticidade do material da coluna para que houvesse maior proximidade entre os valores calculados e os valores medidos. Este último foi o procedimento escolhido (deslocamentos prescritos).

Para a simulação do solo colapsível presente no Campo Experimental da UnB, baseando-se em ensaios realizados, a geometria do problema foi dividida em três camadas. A primeira camada considerou os três primeiros metros de profundidade. A segunda camada foi definida pelas profundidades entre três e seis metros. A terceira camada simulou o trecho entre seis e oito metros. Tendo em vista que os resultados de ensaios de campo mostraram (ver capítulo 03) que o número de golpes do  $N_{spt}$  e a resistência de ponta do ensaio de cone aumentam consideravelmente a partir de oito metros de profundidade admitiu-se uma camada rígida a partir dessa profundidade.

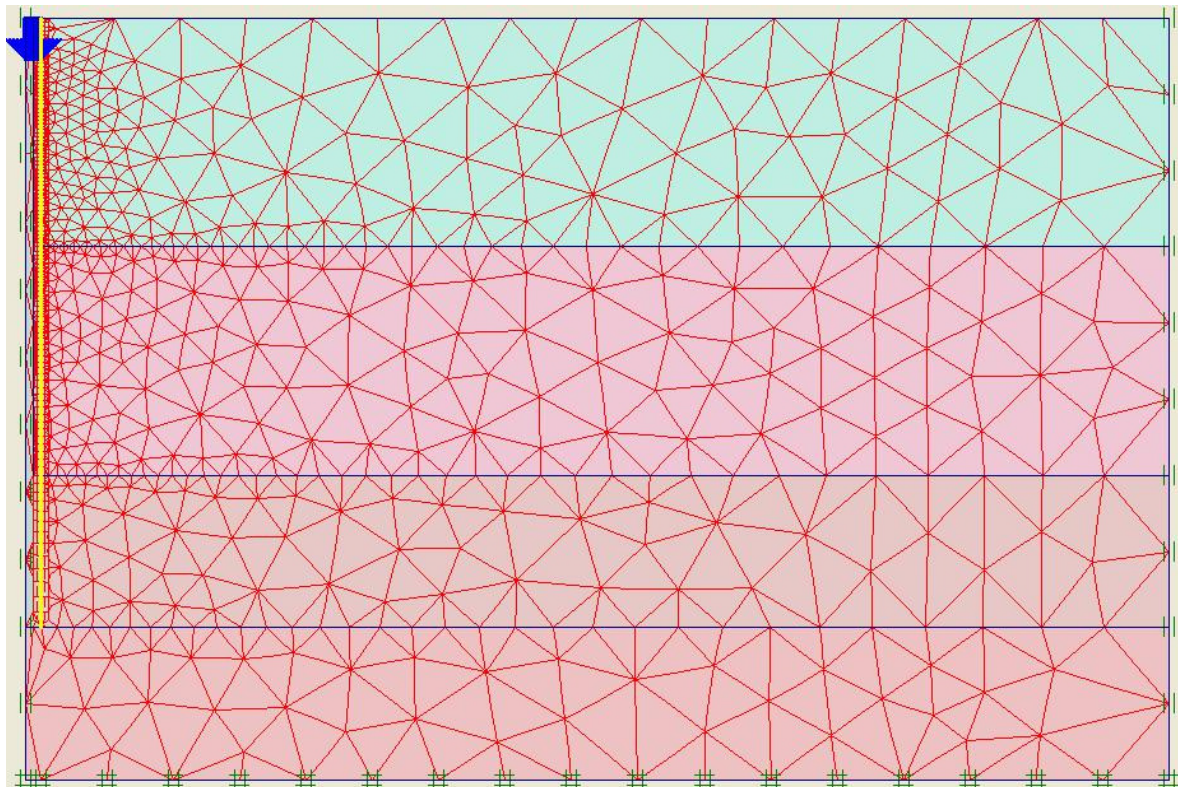


Figura 4.34. Malha de Elementos Finitos para simulação das provas de carga.

O valor de dilatação para o solo poroso utilizado foi zero, tendo em vista que as curvas apresentadas nos ensaios realizados por Guimarães (2002) não apresentavam tal tendência. Os parâmetros utilizados para cada camada de solo nas análises numéricas foram baseados nas médias dos valores obtidos por Guimarães (2002) e estão apresentados nas Tabelas 4.6 a 4.8. Nas simulações, foram variados os valores dos módulos  $E_{50}^{ref}$  e  $E_{oed}$ , e do parâmetro de interface ( $R_{inter}$ ).

Tabela 4.6. Parâmetros físicos do solo poroso utilizados nas simulações numéricas.

Camada Simulada	Parâmetro				
	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$
01	26,58	10,70	16,70	13,88	1,58
02	26,22	11,80	17,30	13,88	1,31
03	26,39	13,34	16,72	18,29	1,03

Onde:  $\gamma_s$ : Peso específico dos grãos do solo;  $\gamma_d$ : Peso específico aparente seco;  $\gamma_{sat}$ : Peso específico do solo saturado;  $\gamma_{nat}$ : Peso específico natural do solo;  $e_0$ : Índice de vazios inicial.

Tabela 4.7. Parâmetros de deformabilidade e história de tensões do solo poroso admitido nas simulações numéricas.

Camada Simulada	Parâmetro					
	$C_c$	$C_s$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$k_0$	OCR
01	0,54	0,022	0,090	0,0058	0,36	1,8
02	0,46	0,018	0,087	0,0054	0,45	1,1
03	0,28	0,016	0,061	0,0054	0,54	0,9

Onde:  $C_c$ : Índice de compressão do solo;  $C_s$ : Índice de expansão do solo;  $\lambda^*$ : Índice de compressão do modelo Cam-Clay modificado;  $\kappa^*$ : Índice de expansão do modelo Cam-Clay modificado;  $k_0$ : Coeficiente de empuxo do solo no repouso; OCR: Razão de pré-adensamento

Tabela 4.8. Parâmetros de resistência do solo poroso admitido nas simulações numéricas.

Camada Simulada	Parâmetro	
	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
01	30	26
02	19	30
03	37	26

Nota:  $c'$ : Coesão efetiva;  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo

Os valores de  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$  necessários para o programa foram obtidos pelas relações com os parâmetros de ensaios de compressão oedométrica, conforme apresentado nas Equações 4.1 e 4.2:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e_0} \quad (4.1)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e_0} \quad (4.2)$$

#### 4.2.1. SIMULAÇÃO DAS COLUNAS DE AREIA

A Tabela 4.9 apresenta os valores dos parâmetros utilizados para a areia nas análises numéricas da coluna de areia convencional e a Figura 4.35 apresenta a curva prevista numericamente e os valores medidos na prova de carga da coluna de areia convencional, onde se observa uma boa comparação entre resultados até a carga de 40 kN.

Tabela 4.9. Parâmetros da areia utilizados nas análises numéricas da coluna de areia convencional.

Parâmetro							
<b>c'</b> (kPa)	<b>φ'</b> (°)	<b>ψ</b> (°)	<b>E<sub>50</sub><sup>Ref</sup></b> (kPa)	<b>E<sub>oed</sub></b> (kPa)	<b>γ</b> (kN/m <sup>3</sup> )	<b>R<sub>inter</sub></b>	<b>m</b>
0	42	15	28.000	32.000	16	1	0,35

Onde: c': Coesão efetiva; φ': Ângulo de atrito efetivo; ψ: Dilatância; E<sub>50</sub><sup>Ref</sup>: Módulo de elasticidade para 50% do valor da ruptura; E<sub>oed</sub>: Módulo oedométrico; γ: Peso específico do solo; R<sub>inter</sub>: Parâmetro de interface; m: Potência relacionada ao modelo hiperbólico *Hardening-soil*.

Após esse valor, há uma relativa divergência entre os resultados medidos e retroanalisados. Parte dessa diferença pode ser explicada pelo possível aumento do coeficiente de empuxo do solo adjacente à coluna, conforme sugerido pelo trabalho de Domingues *et al.* (2007), além das simplificações das análises numéricas. No caso da coluna de areia convencional, não foi utilizado elemento de interface entre o material da coluna e o solo adjacente.

A Figura 4.36 mostra as variações das deformações verticais com a carga aplicada previstas ao longo do comprimento da coluna de areia convencional. Assim como ocorreu nas medições das provas de carga, as deformações previstas diminuem com a profundidade, indicando transferência de carga para o solo circundante por atrito lateral.



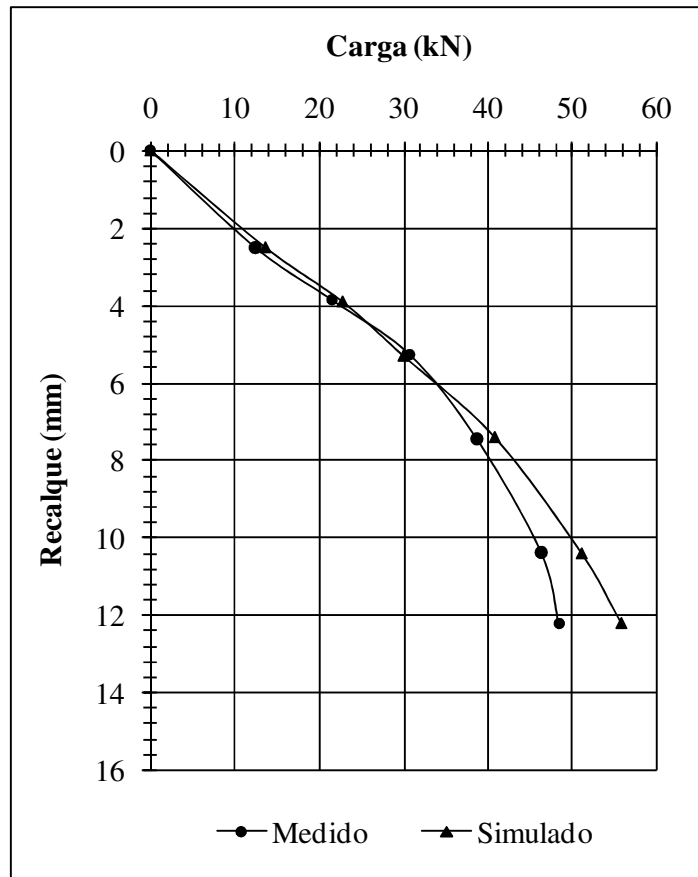


Figura 4.35. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de areia convencional.

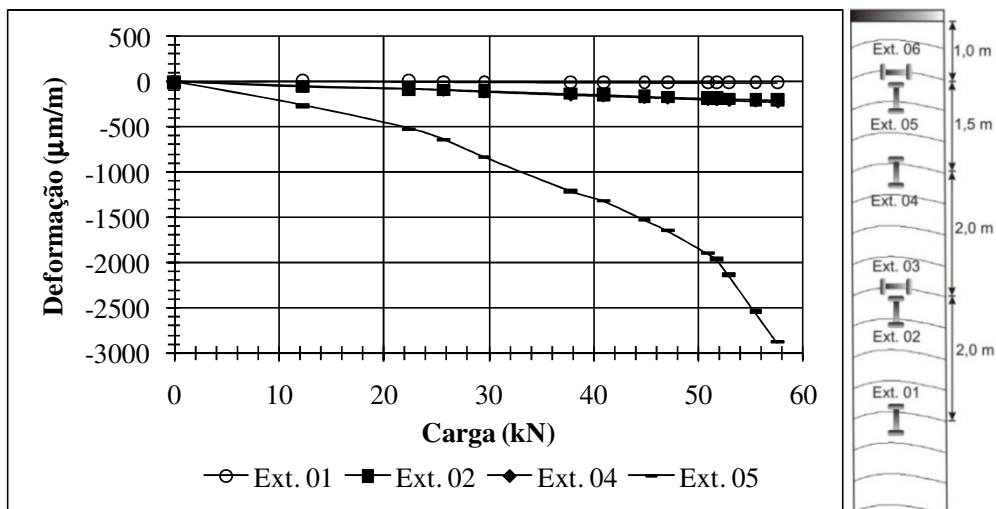


Figura 4.36. Deformações verticais previstas para a coluna de areia convencional.

A Figura 4.37 ilustra as variações de deformações horizontais com a carga aplicada previstas nas duas posições onde foram medidos esses valores (1,0 m e 4,5 m). Novamente, os valores

previstos foram maiores que os medidos, havendo uma maior deformação no topo da coluna do que na porção mais central, como também mostraram os valores medidos. No caso das deformações previstas para a região em que estava localizado o extensômetro 06, os valores foram maiores, tendo em vista o menor confinamento lateral oferecido pelo solo nessa região.

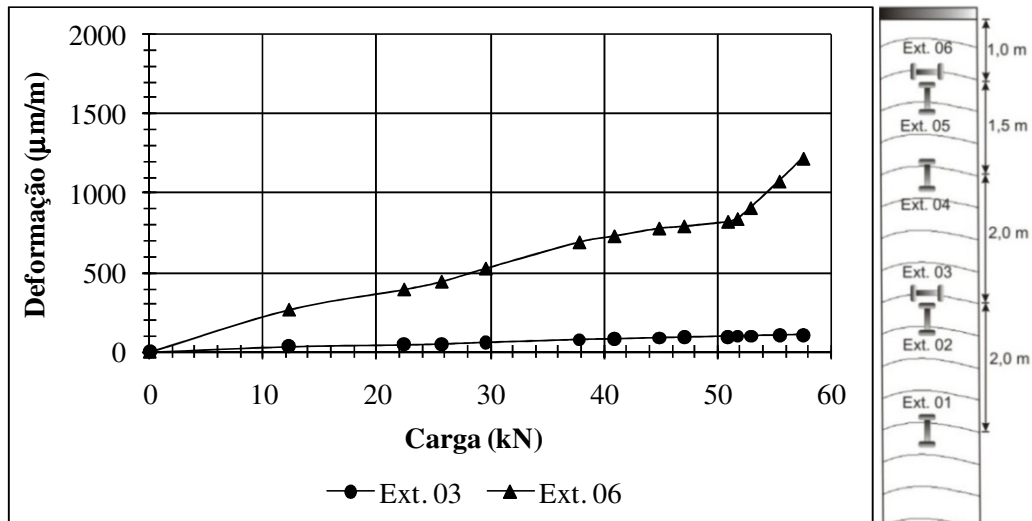


Figura 4.37. Deformações horizontais previstas pelo MEF para a coluna de areia convencional.

Para efeito de comparação de deformações previstas e medidas foi utilizado na determinação das deformações previstas o maior valor de carregamento para o qual houve convergência de resultados (para um recalque no topo da coluna de aproximadamente 7,4 mm). Como mostrado na Tabela 4.10, o extensômetro 01 mostrou maior valor medido, em módulo, do que o valor previsto. Não foi possível comparar o extensômetro 02, tendo em vista que o mesmo sofreu dano no campo. Para o extensômetro 03, posicionado na horizontal, observa-se que os valores medidos foram maiores que os previstos. Já para o extensômetro 04 (2,5 m de profundidade) obtiveram-se valores menores previstos, em módulo. Por fim, as simulações previram, para o extensômetro 05 (1 m de profundidade), valores maiores que os medidos. Nesse caso, o valor da simulação numérica foi bem maior que o medido. Dividindo-se o valor medido ( $\epsilon_m$ ) pelo valor previsto ( $\epsilon_p$ ), nota-se que nos locais de maior profundidade (4,5 m e 6,5 m), para o caso dessa coluna, os valores medidos foram maiores que os previstos. Os valores previstos na região mais superficial da coluna foram bem maiores que os medidos.

Tabela 4.10. Comparação entre valores de deformações de compressão medidos e previstos para a coluna de areia convencional para um recalque de 7,4 mm.

Profundidade/ Esforço submetido	Extensômetro	Valor medido ( $\epsilon_m$ )	Valor previsto ( $\epsilon_p$ )	$\epsilon_m / \epsilon_p$
1,0 m/ tração	06	127	778	0,16
1,0 m/compressão	05	-437	-1535	0,28
2,5 m/compressão	04	-132	-176	0,75
4,5 m/ tração	03	244	87	2,80
4,5 m/compressão	02	xxxxx	-162	xxxx
6,5 m/compressão	01	-49	-9	5,4

A Figura 4.38 mostra curvas carga-recalque previstas e medidas para a coluna de areia encamisada. Inicialmente, há uma maior proximidade entre valores previstos e medidos.

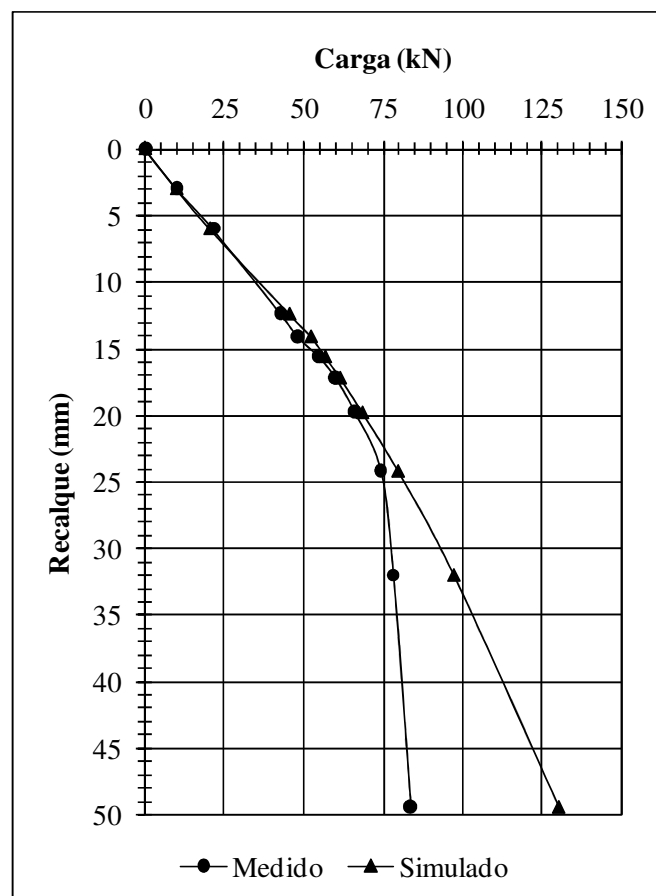


Figura 4.38. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de areia encamisada.

Após 75 kN de carga, as curvas começam a divergir. A justificativa pode estar relacionada ao fato de ter havido, em alguns trechos da coluna de areia no campo, um espaço entre a mesma e o furo, o que não foi simulado na análise numérica. Nessa análise, foi utilizado elemento de interface entre a coluna e o solo poroso.

A Tabela 4.11 apresenta os valores dos parâmetros obtidos com as análises numéricas para a coluna de areia encamisada. Nas simulações, para uma melhor convergência, foi necessário um leve aumento nos módulos  $E_{50}^{ref}$  e  $E_{oed}$  em relação aos valores encontrados para a coluna convencional.

Tabela 4.11. Parâmetros da areia utilizados nas análises numéricas da coluna de areia encamisada.

Parâmetro							
$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$\psi$ ( $^{\circ}$ )	$E_{50}^{Ref}$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$R_{inter}$	$m$
0	42	15	32.000	36.000	16	0,8	0,2

Onde:  $c'$ : Coesão efetiva;  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo;  $\psi$ : Dilatância;  $E_{50}^{Ref}$ : Módulo de elasticidade para 50% do valor da ruptura;  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico;  $\gamma$ : Peso específico do solo;  $R_{inter}$ : Parâmetro de interface;  $m$ : Potência relacionada ao modelo hiperbólico *Hardening-soil*.

Tal incremento pode ser justificado tendo em vista que o confinamento oferecido pelo encamisamento pode ter gerado aumento da rigidez do material de preenchimento da coluna encamisada. Além disso, para uma melhor concordância entre os valores previstos e os medidos, foi necessária a utilização do elemento de interface com um  $R_{inter}$  igual a 0,8 e uma redução no valor do valor de “ $m$ ”, que está relacionado à curvatura da curva carga *versus* recalque.

A Figura 4.39 mostra as deformações verticais previstas para a coluna de areia encamisada. Assim como no caso da simulação da coluna convencional, os valores de deformação vertical previstos diminuíram com a profundidade. Além disso, os valores previstos de deformação para o caso encamisado foram maiores quando comparados aos obtidos na simulação do caso convencional. Porém, cabe salientar que os carregamentos calculados nas simulações da coluna de areia encamisada foram maiores, comportamento semelhante ao que ocorreu no campo.

A Figura 4.40 mostra os valores previstos para as deformações horizontais para a coluna encamisada. Apesar da presença do reforço, os valores previstos de deformação horizontal no topo foram maiores do que na porção mais central.

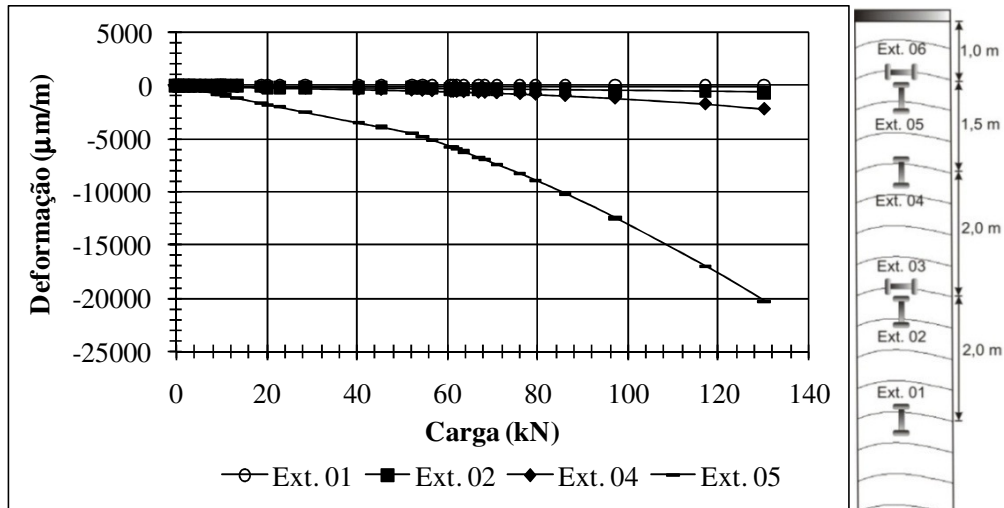


Figura 4.39. Deformações verticais previstas pelo MEF para a coluna de areia encamisada.

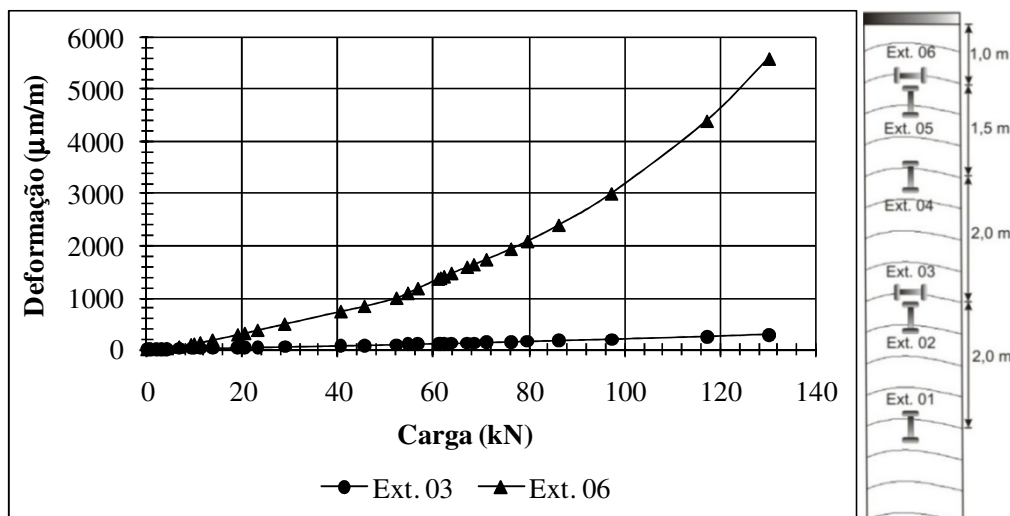


Figura 4.40. Deformações horizontais previstas pelo MEF para a coluna de areia encamisada.

A Tabela 4.12 mostra a comparação entre os valores previstos e medidos para a coluna de areia encamisada. Tendo em vista a maior divergência entre os valores previstos e medidos para os últimos estágios de carregamento, a comparação entre deformações foi feita para a última carga onde havia proximidade entre tais valores (para 24 mm de recalque), de forma semelhante ao que foi feito para o caso convencional. Novamente, na região mais próxima da ponta, a coluna encamisada apresentou valor de deformação medido maior que o previsto

(extensômetro 01), se comparado ao valor apresentado pela coluna convencional. Porém, a diferença entre o valor medido e o simulado para tal extensômetro foi ainda maior para o caso encamisado.

Tabela 4.12. Comparação entre valores de deformações de compressão medidos e para a coluna de areia encamisada para um recalque no topo de 24 mm.

<b>Profundidade/ Esforço submetido</b>	<b>Extensômetro</b>	<b>Valor medido (<math>\epsilon_m</math>)</b>	<b>Valor previsto (<math>\epsilon_p</math>)</b>	<b><math>\epsilon_m / \epsilon_p</math></b>
1,0 m/ tração	06	904	2085	0,43
1,0 m/compressão	05	-3835	-8893	0,43
2,5 m/compressão	04	xxxx	-799	xxxx
4,5 m/ tração	03	xxxx	160	xxxx
4,5 m/compressão	02	-463,5	-350	1,32
6,5 m/compressão	01	-212,1	-24	8,83

Isso pode ser devido ao fato da coluna real não estar completamente em contato com as paredes do furo ao longo de todo o seu comprimento, o que pode ter gerado uma maior transferência de carga para a ponta, como comentado anteriormente. Tal fato não foi simulado nas análises numéricas. O extensômetro 02 também apresentou um valor medido maior do que o previsto, porém a diferença entre tais valores foi menor do que o ocorrido para o caso convencional. As previsões para os extensômetro 03 e 04 não puderam ser comparadas com os valores medidos, pois em campo os mesmos sofreram danos, não apresentando sinais confiáveis. Porém, assim como ocorreu com o da coluna convencional, para os extensômetros localizados na região mais superficial desta (extensômetro 05 e 06), os valores medidos foram menores que os previstos.

Não foram feitas análises numéricas para a segunda coluna encamisada tendo em vista que seu comportamento foi mais influenciado pela diferença entre o diâmetro da coluna e o diâmetro do furo, como comentado anteriormente.

#### 4.2.2. SIMULAÇÕES DAS COLUNAS DE BRITA

A Figura 4.41 apresenta as curvas carga *versus* recalque medida e prevista para a coluna de brita convencional. Comparando-se os valores medidos com os previstos, nota-se que os medidos são inicialmente maiores que os previstos até 60 kN, quando então passam a ser menores.

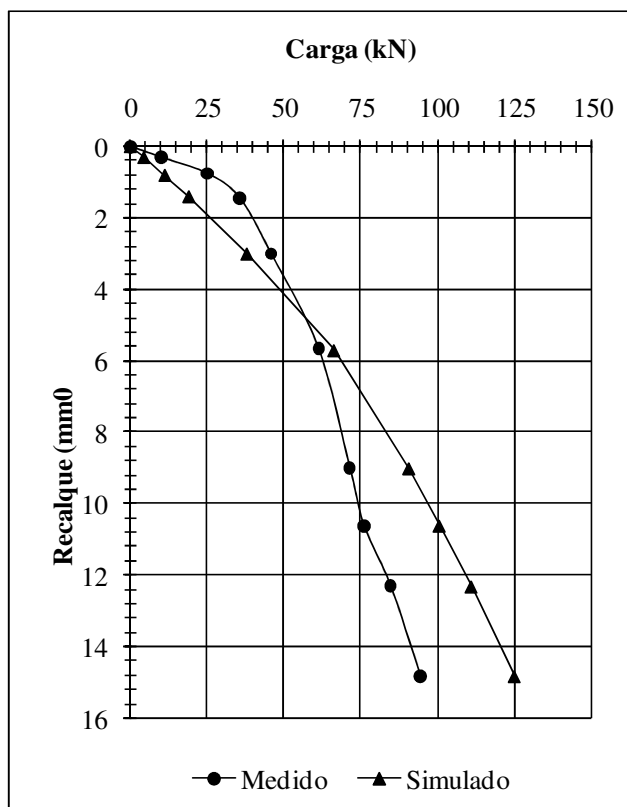


Figura 4.41. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de brita convencional.

No trecho em que os valores medidos são maiores, pode-se levar em consideração a possibilidade de mudança do valor do coeficiente de empuxo do solo circundante, conforme suposto para a coluna de areia convencional. O trecho da curva referente à simulação numérica em que os valores simulados tornam-se maiores que os valores medidos pode ser explicado pela quebra dos grãos já previamente discutida. Essa quebra pode ter feito com que a coluna em campo tivesse sua rigidez reduzida e variável ao longo do carregamento, o que explica a forma da curva de campo da Figura 4.41. Assim, ao final do ensaio, os carregamentos seriam menores que caso não houvesse tal quebra. As diferenças encontradas podem ainda ter sido devidas a heterogeneidade do solo adjacente, do próprio material de confecção da coluna, dentre outros fatores que a análise numérica não levou em conta.

A Tabela 4.13 mostra os valores utilizados nas análises numéricas da coluna de brita convencional. Para complementação dos dados necessários para a realização das análises numéricas, foram executados ensaios de cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros de resistência da brita, que também são mostrados na Tabela 4.13. Assim como no caso da simulação numérica da coluna de areia convencional, não foi utilizado elemento de interface entre o material da coluna de brita convencional.

Tabela 4.13. Valores utilizados nas análises numéricas das colunas de brita convencional.

Parâmetro							
$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$\psi$ ( $^{\circ}$ )	$E_{50}^{Ref}$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$R_{inter}$	$m$
0	51	15	120.000	150.000	19	1	0,1

Onde:  $c'$ : Coesão efetiva;  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo;  $\psi$ : Dilatância;  $E_{50}^{Ref}$ : Módulo de elasticidade para 50% do valor da ruptura;  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico;  $\gamma$ : Peso específico do solo;  $R_{inter}$ : Parâmetro de interface;  $m$ : Potência relacionada ao modelo hiperbólico *Hardening-soil*.

A Figura 4.42 e a Figura 4.43, respectivamente, mostram as deformações verticais e horizontais previstas pelo MEF ao longo do comprimento da coluna de brita convencional. Assim como ocorreu para as outras colunas em que foi feita a simulação numérica, nota-se que nas previsões há uma redução no valor da deformação prevista ao longo do comprimento da coluna, indicando atrito lateral entre a mesma e o solo poroso.

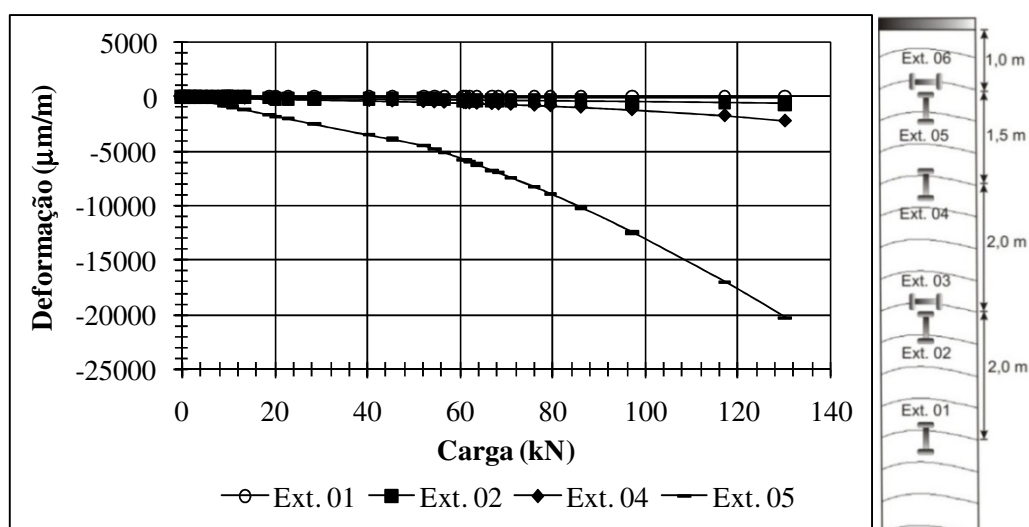


Figura 4.42. Deformações verticais previstas para a coluna de brita convencional.



Para realização da análise numérica da coluna encamisada foram utilizados os valores de parâmetros apresentados na Tabela 4.14. Como também ocorreu no caso da coluna encamisada de areia, foi necessário aumentar o valor dos módulos  $E_{50}^{ref}$  e  $E_{oed}$ , em relação aos valores admitidos para a coluna convencional de brita. Da mesma maneira que aconteceu com a coluna de areia encamisada, a presença da geogrelha pode ter aumentado os valores desses módulos devido ao maior confinamento.

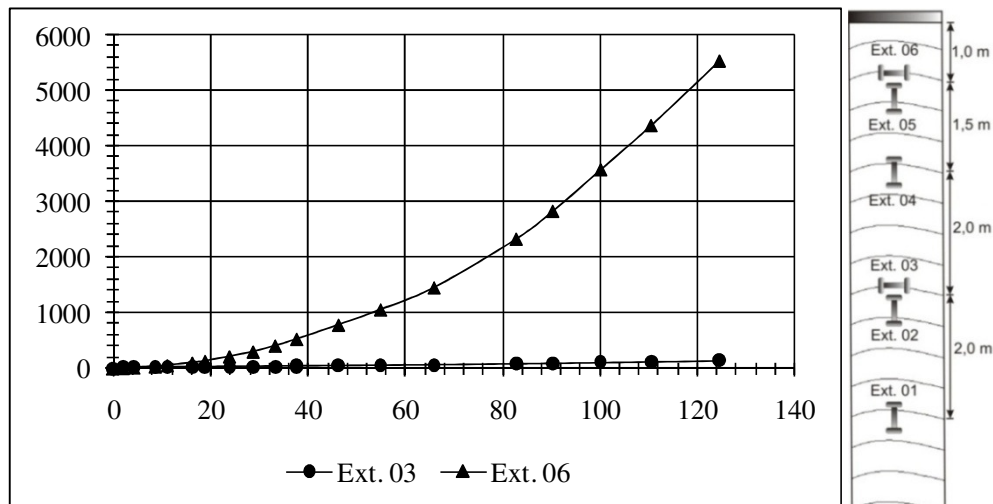


Figura 4.43. Deformações horizontais previstas para a primeira coluna de brita encamisada.

Tabela 4.14. Valores utilizados nas análises numéricas para as colunas de brita encamisada.

Parâmetro							
$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$\psi$ ( $^{\circ}$ )	$E_{50}^{Ref}$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$R_{inter}$	$m$
0	51	15	180.000	190.000	19	1	0,1

Onde:  $c'$ : Coesão efetiva;  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo;  $\psi$ : Dilatância;  $E_{50}^{Ref}$ : Módulo de elasticidade para 50% do valor da ruptura;  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico;  $\gamma$ : Peso específico do solo;  $R_{inter}$ : Parâmetro de interface;  $m$ : Potência relacionada ao modelo hiperbólico *Hardening-soil*.

A Tabela 4.15 mostra a comparação entre os valores medidos e os previstos das deformações o longo do comprimento da coluna de brita convencional. Esses valores foram obtidos para o deslocamento em que houve uma maior convergência entre o valor calculado e o medido no campo (5,7 mm). Assim como nos casos das colunas de areia simuladas, observam-se diferenças entre os valores previstos e os medidos. Para o caso do extensômetro 05, nota-se uma maior diferença entre esses valores do que para o caso dos outros extensômetros. É

possível notar ainda que o extensômetro 03 apresentou uma maior proximidade entre o valor medido e o simulado. Já o extensômetro 02 apresentou maior discrepância entre valor medido e previsto do que o extensômetro 03.

Tabela 4.15. Comparação entre valores de deformações medidos e previstos para a coluna de brita convencional para um recalque de 5,7mm.

<b>Profundidade/ Esforço submetido</b>	<b>Extensômetro</b>	<b>Valor medido (<math>\epsilon_m</math>)</b>	<b>Valor previsto (<math>\epsilon_p</math>)</b>	<b><math>\epsilon_m / \epsilon_p</math></b>
1,0 m/ tração	06	284	1456	0,20
1,0 m/compressão	05	-147	-1785	0,08
2,5 m/compressão	04	xxxx	-300	xxxx
4,5 m/ tração	03	76	66	1,15
4,5 m/compressão	02	-77	-200	0,39
6,5 m/compressão	01	xxxx	-29	xxxx

A Figura 4.44 apresenta as curvas carga-recalque prevista e medida para a coluna de brita encamisada. Assim como no caso convencional, os valores medidos foram inicialmente maiores que os previstos, fato que ocorreu até o valor de deslocamento igual a 6,8 mm, a partir do qual a situação se inverteu. Esse comportamento foi semelhante ao que aconteceu no caso da coluna convencional, onde parte das divergências entre os valores pode ter sido causada pela quebra dos grãos da brita. A diferença obtida entre os gráficos pode ser ainda ter sido causada, no caso encamisado, pela maneira como a geogrelha se deformou e pela intrusão dos grãos de brita nas aberturas da geogrelha, conforme já explicado anteriormente e ilustrado na Figura 4.15, além das simplificações inerentes no modelo reológico adotado.

A Figura 4.45 mostra os valores de deformação vertical previstos para a coluna de brita encamisada e a Figura 4.46 mostra as deformações horizontais, nas posições em que havia medidores de deformação nos ensaios de campo. O comportamento se mostra igual ao das outras colunas em que houve simulação numérica: há uma redução da deformação vertical ao longo da coluna. Em termos de deformações horizontais, observa-se, pelas análises numéricas, uma maior deformação horizontal no topo da coluna que, assim como nos outros casos, foi devida a um menor confinamento lateral do solo adjacente à mesma. Os valores de

deformação vertical previstos pelo MEF, para o caso encamisado foram menores que para o caso convencional. Na Figura 4.46 é possível notar que os valores de deformação horizontal previstos também foram menores para o caso encamisado.

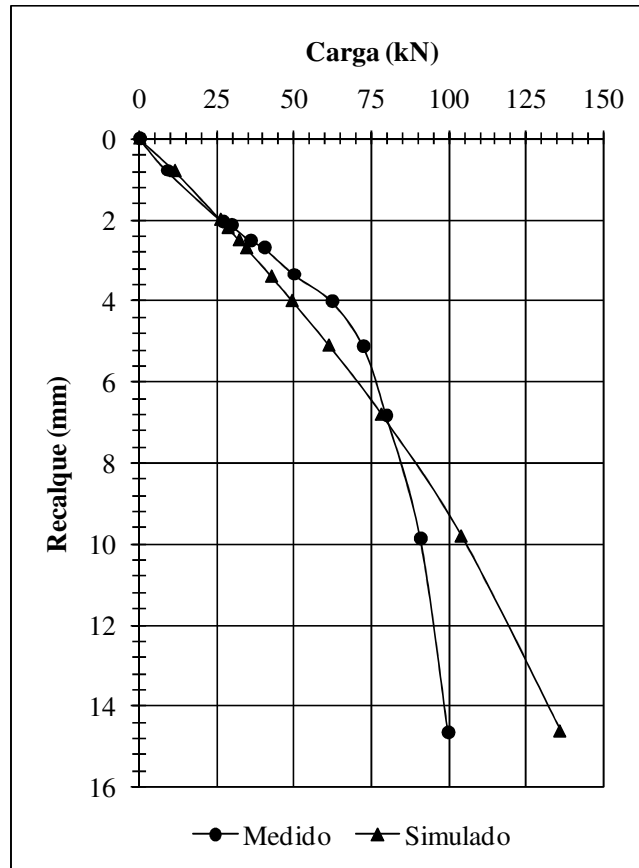


Figura 4.44. Comparação entre valores medidos e valores previstos para a coluna de brita encamisada.

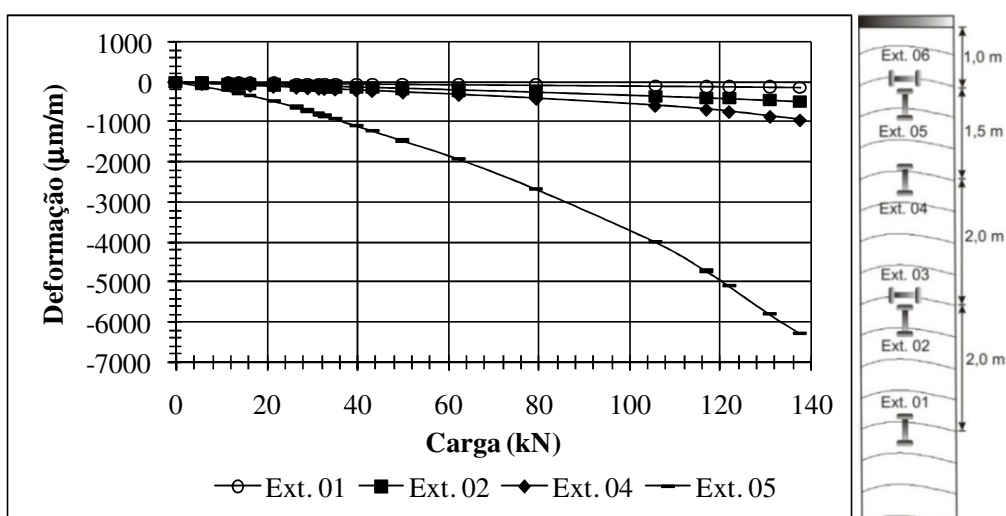


Figura 4.45. Deformações verticais previstas para a coluna de brita encamisada.

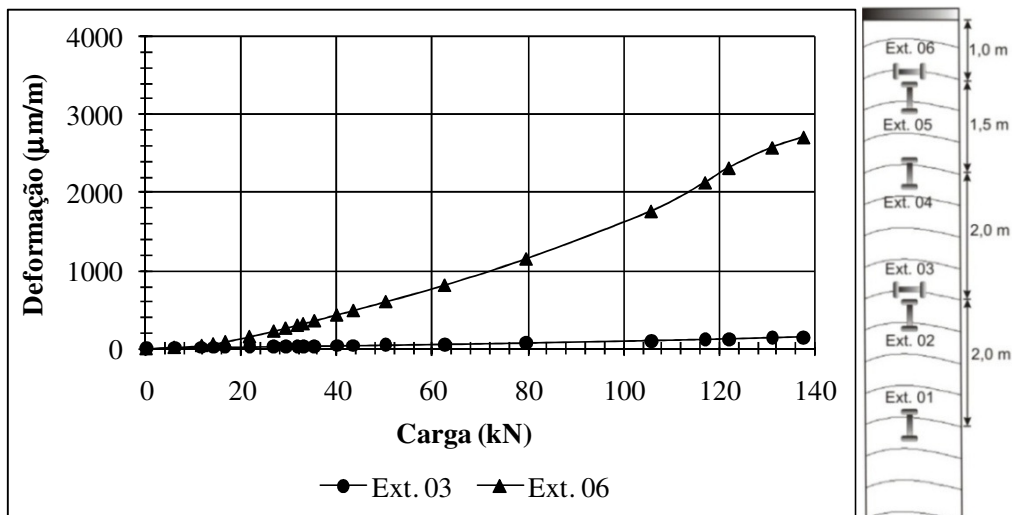


Figura 4.46. Deformações horizontais previstas para a coluna de brita encamisada.

Assim como no caso da segunda coluna de areia encamisada, não foram realizadas as análises numéricas para a segunda coluna de brita encamisada uma vez que a mesma teve um comportamento atípico em comparação à primeira coluna encamisada. Além disso, também não foram realizadas as análises numéricas para as colunas de solo-cimento tendo em vista o um maior número de ensaios que seriam necessários para a obtenção de parâmetros confiáveis do solo-cimento.

A Tabela 4.16 mostra a comparação entre os valores medidos e os previstos das deformações ao longo do comprimento da coluna de brita encamisada.

Tabela 4.16. Comparação entre valores de deformações medidos e previstos para a coluna de brita encamisada para um recalque de 6.8 mm.

<b>Profundidade/ Esforço submetido</b>	<b>Extensômetro</b>	<b>Valor medido (<math>\epsilon_m</math>)</b>	<b>Valor previsto (<math>\epsilon_p</math>)</b>	<b><math>\epsilon_m / \epsilon_p</math></b>
1,0 m/ tração	06	882,3	1154	0,76
1,0 m/compressão	05	xxxx	-2654	xxxx
2,5 m/compressão	04	-2,5	-398	0,006
4,5 m/ tração	03	xxxx	72	xxxx
4,5 m/compressão	02	-130	-245	0,53
6,5 m/compressão	01	xxxx	-68	xxxx

Os valores foram obtidos para o valor de recalque (6,8 mm) em que as curvas carga-recalque medida e prevista apresentavam maior proximidade. Podem-se observar significativas diferenças entre valores previstos e medidos. O extensômetro 06 apresentou valor previsto e medido relativamente próximos, com diferença de 24%.

## CAPÍTULO 5. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

### 5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS EM COLUNAS DE AREIA

Os ensaios foram executados seguindo o procedimento descrito no capítulo 03. A aplicação dos carregamentos foi feita da mesma maneira que nas provas de carga, por meio de estágios de carregamento, esperando-se a estabilização dos deslocamentos verticais. Tendo em vista a realização dos ensaios com as amostras de areia secas, não houve geração de propensões. Conforme já comentado, foram realizados ensaios em corpos de prova cilíndricos de areia seca sob três pressões confinantes: 30 kPa, 60 kPa e 120 kPa, com e sem presença de camisa de geotêxtil. A Figura 5.1 apresenta as curvas tensão-deformação para as três pressões confinantes para as amostras sem encamisamento. Como era de se esperar, os resultados mostraram que quanto maior a pressão confinante maior é a tensão desviatória de ruptura.

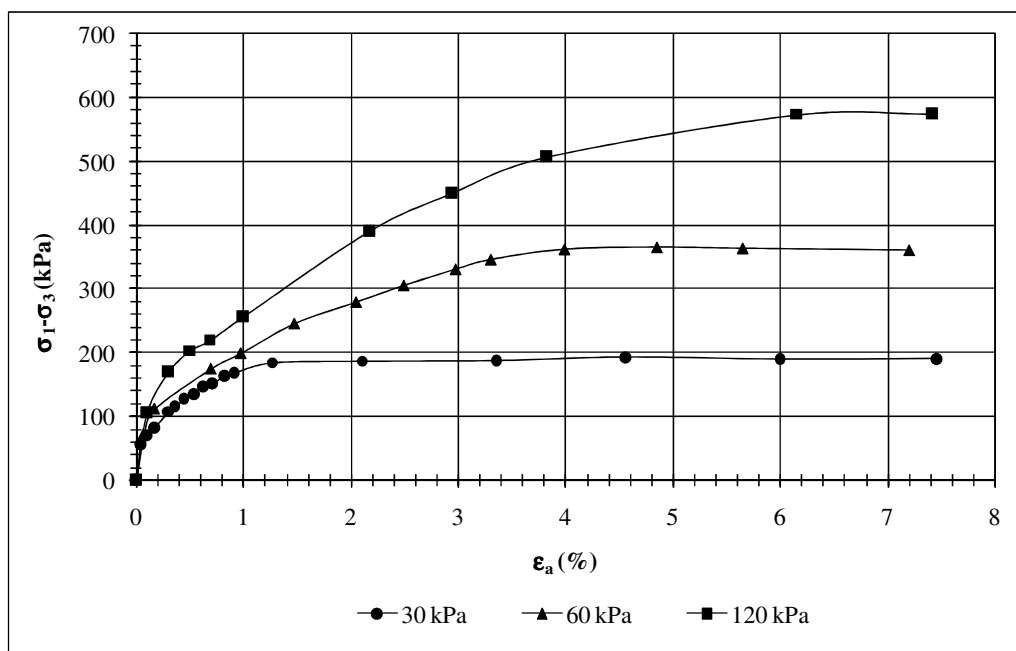


Figura 5.1. Curvas tensão-deformação para ensaio triaxial em amostra de areia sem camisa.

Em cada ensaio, foram medidas as deformações horizontais por meio de um medidor de deformações inserido no interior da amostra. Plotando-se as deformações horizontais *versus* a deformação axial, nota-se que há uma variação no coeficiente de Poisson com a pressão confinante (Figura 5.2). Os resultados mostram que, à medida que a pressão confinante aumenta, é necessário que uma maior deformação axial (e assim uma maior tensão axial) seja

aplicada para um mesmo valor de deformação horizontal. O trabalho de Fawaz *et al.* (2002) mostra alguns resultados de uma série de ensaios triaxiais, onde o coeficiente de Poisson também variou com a pressão confinante, confirmando assim o comportamento observado na Figura 5.2. É possível notar ainda uma leve compressão inicial da amostra (até 2% de deformação axial), provavelmente devida a algum tipo de acomodação ou rearranjo dos grãos ou do próprio medidor de deformações.

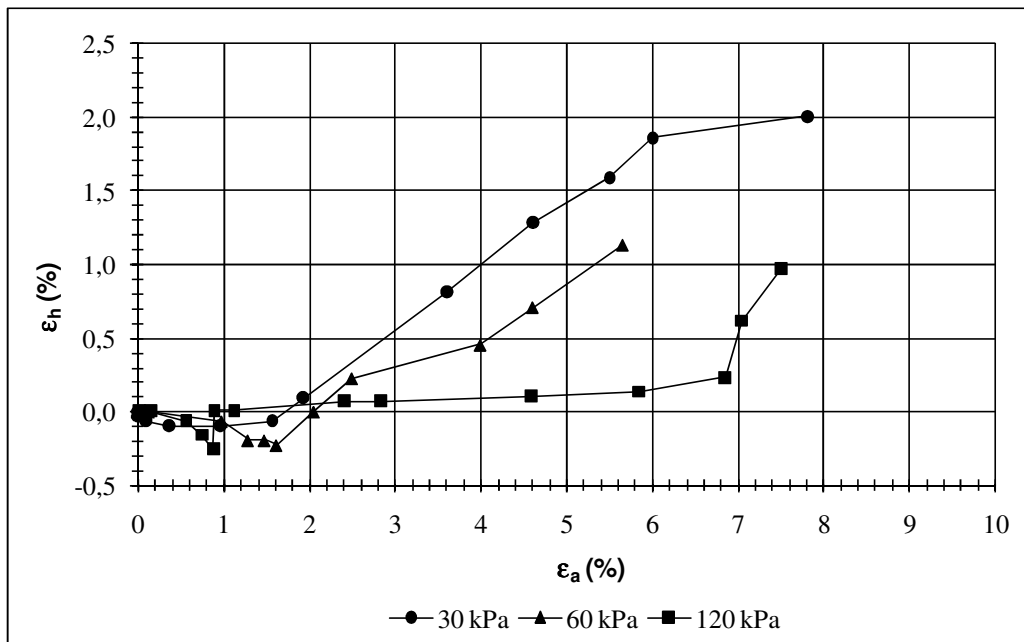


Figura 5.2. Deformação horizontal *versus* deformação axial para ensaio triaxial em amostra de areia sem camisa.

Com as tensões desviatórias de ruptura para cada pressão confinante, foi então traçado o gráfico  $p'$ - $q$  (semi-soma e semi-diferença das tensões principais, respectivamente), visando a determinação da inclinação da reta  $K_f$  e posterior determinação do ângulo de atrito da amostra, como mostrado na Figura 5.3. Os resultados obtidos forneceram um ângulo  $\alpha'$  de inclinação da reta  $K_f$  igual a  $34^\circ$ , ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) igual a  $42,4^\circ$  e coesão nula.

A Figura 5.4 mostra as curvas tensão-deformação obtidas de ensaios no mesmo equipamento, onde as amostras de areia foram encamisadas com o mesmo geotêxtil tecido utilizado nas provas de carga, procurando-se simular as colunas ensaiadas no campo. Como se pode notar, nenhuma das amostras, independente da pressão confinante, indica ruptura. Isso mostra que a camisa teve um efeito benéfico em aumentar a resistência do corpo de prova. No campo, houve uma tendência à ruptura, mas do solo envolvente, não da coluna. Além disso, a forma

das curvas, para as três pressões confinantes indica que a deformação da amostra está sendo controlada pela camisa.

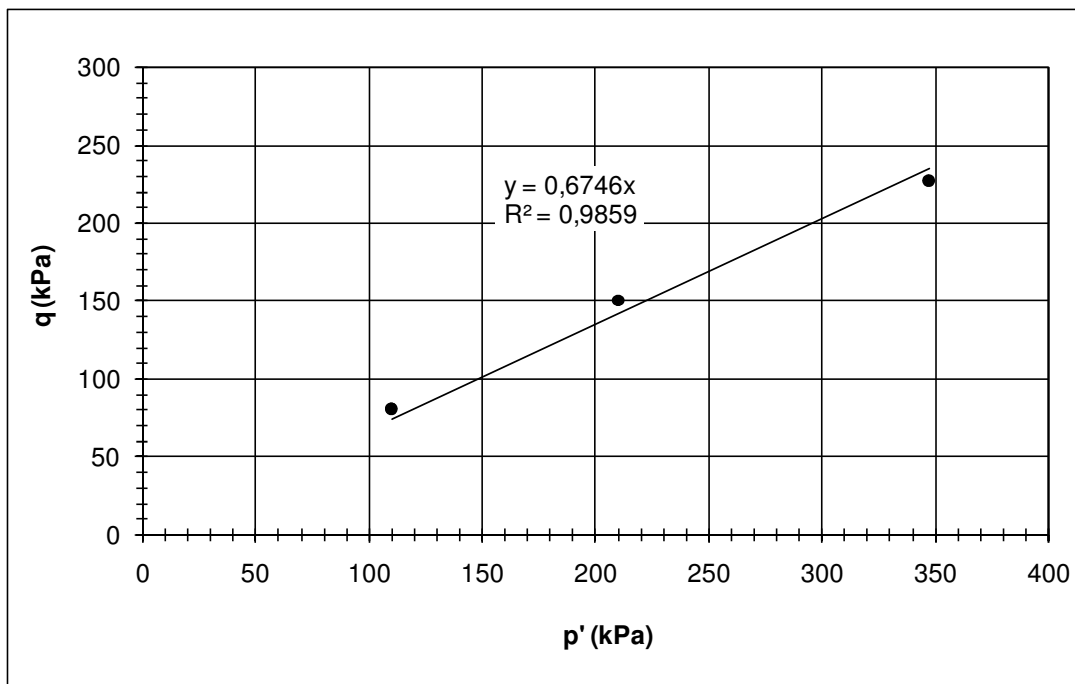


Figura 5.3. Gráfico p'-q para ensaio triaxial de amostra de areia sem camisa.

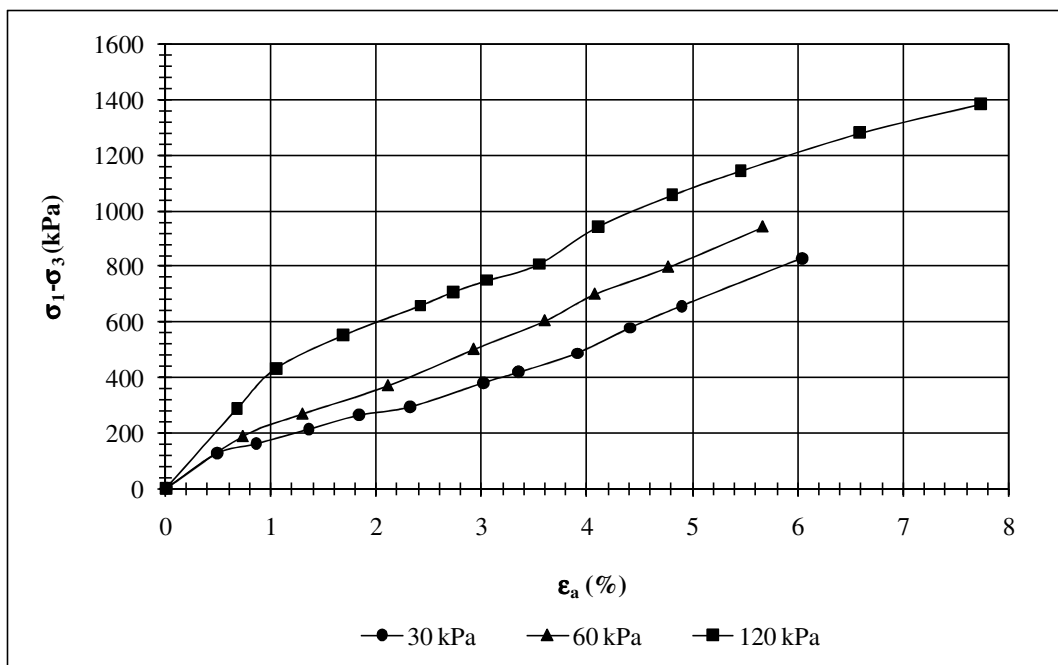


Figura 5.4. Curvas deformação axial *versus* tensão desviatória para ensaio em amostras de areia encamisadas.



A Figura 5.5 mostra a deformação horizontal *versus* deformação axial para os ensaios com camisa. O medidor de deformações não apresentou leituras coerentes para o ensaio com pressão confinante de 120 kPa e isso pode ter sido devido a algum dano decorrente do nível de carregamentos aplicados axialmente à coluna, tendo em vista a tensão confinante aplicada ser mais elevada. Os resultados mostram que a camisa, além de aumentar a capacidade de carga das amostras (Figura 5.4), reduziu as deformações horizontais geradas para uma mesma pressão confinante, quando comparado ao caso sem reforço. Outro fato relevante a se observar nos mesmos gráficos é que eles apresentam comportamento bastante linear, devido ao comportamento da amostra estar sendo predominantemente comandado pela deformação do reforço.

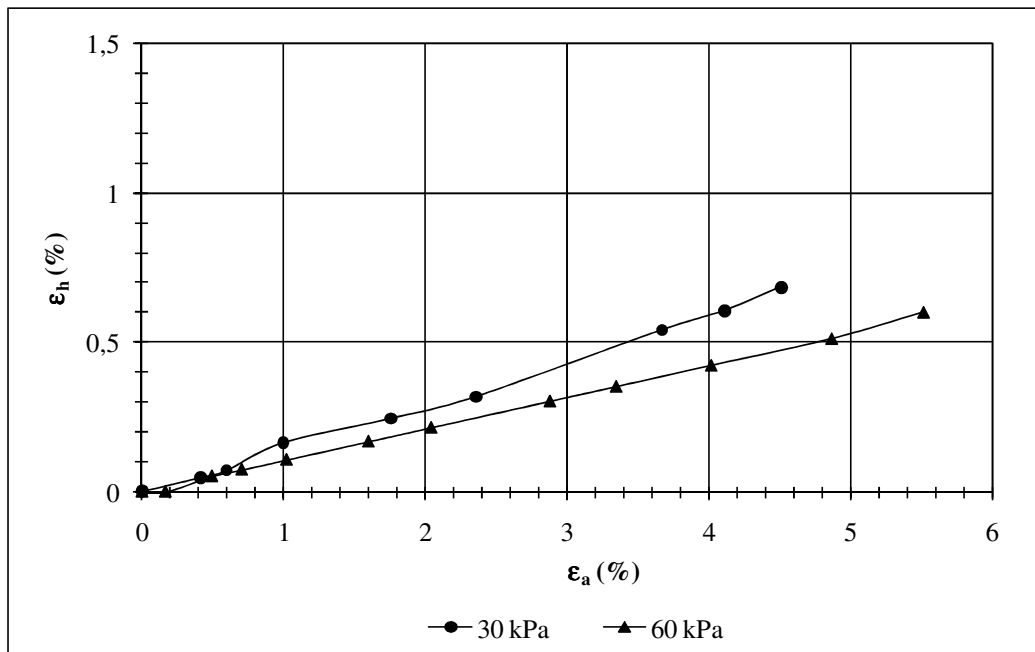


Figura 5.5. Deformação horizontal *versus* deformação axial para ensaio triaxial em amostra de areia encamisada.

## 5.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Essa parte da tese visa apresentar os resultados de ensaios de compressão simples em areia encamisada com geotêxtil e em amostra de brita encamisada com geogrelha, já comentado anteriormente. O ensaio de compressão simples na areia encamisada foi realizado para se comparar o resultado com o do ensaio de compressão simples da brita encamisada, utilizado para verificação da quebra dos grãos e já descrito no capítulo anterior. Para o último caso, como já comentado, foram realizados dois ensaios, um com a amostra seca e outro em que foi

realizado o umedecimento ao se atingir um nível de carregamentos próximo dos obtidos nos ensaios de campo. A Figura 5.6 apresenta a amostra de areia encamisada preparada para realização do ensaio de compressão simples e a Figura 5.7 mostra os resultados obtidos. Mais uma vez, os gráficos permitem concluir que o encamisamento controla o comportamento tensão-deformação das amostras.



Figura 5.6. Ensaio de compressão simples em amostra de brita encamisada.

Como se pode notar, para o caso da coluna de brita encamisada em que houve presença da água, há uma redução da carga aplicada à amostra e um aumento na deformação axial a partir do momento em que se iniciou o umedecimento. O medidor de deformação horizontal apresentou problema durante esse ensaio e não puderam ser executadas as leituras.

Durante o ensaio da amostra de areia encamisada, ao se atingir a carga de 72 kN a linha utilizada para a emenda no reforço partiu. Analisando-se o reforço após o ensaio (Figura 5.8), nota-se que a linha desfez a costura das fibras do reforço, o que prejudicou ainda mais seu desempenho. Desta forma, esse tipo de reforço (geotêxtil tecido) não deve apresentar costuras quando utilizado como camisa em colunas granulares, ou as mesmas devem ser executadas de forma a se garantir que não romperão sob as cargas previstas na coluna. No caso da compressão simples de areia, a ruptura da linha utilizada para execução da emenda impossibilitou o umedecimento da amostra ao se atingir o nível de carregamento aplicado no

campo, pois tal ruptura se deu a um nível de carregamento menor (72 kN) do que o aplicado nas provas de carga (120 kN).

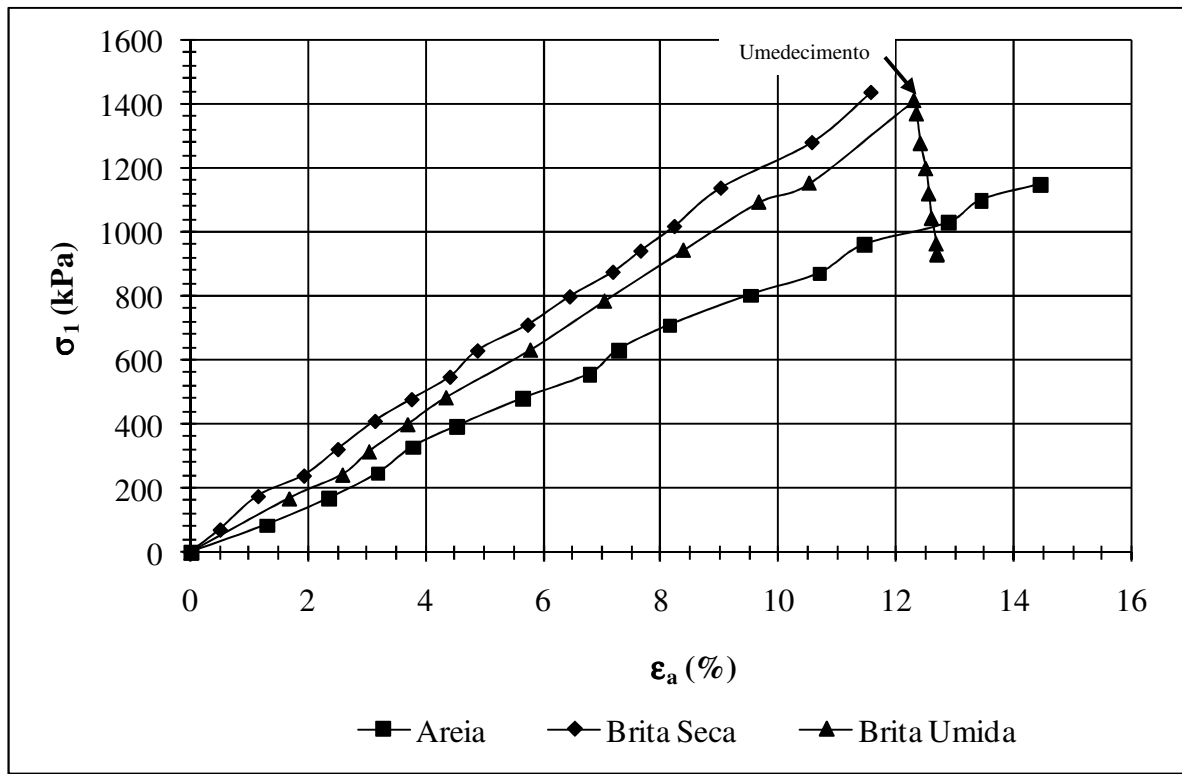


Figura 5.7. Curva tensão-deformação de ensaio de compressão simples em areia encamisada com geotêxtil e em brita encamisada com geogrelha, com e sem umedecimento.

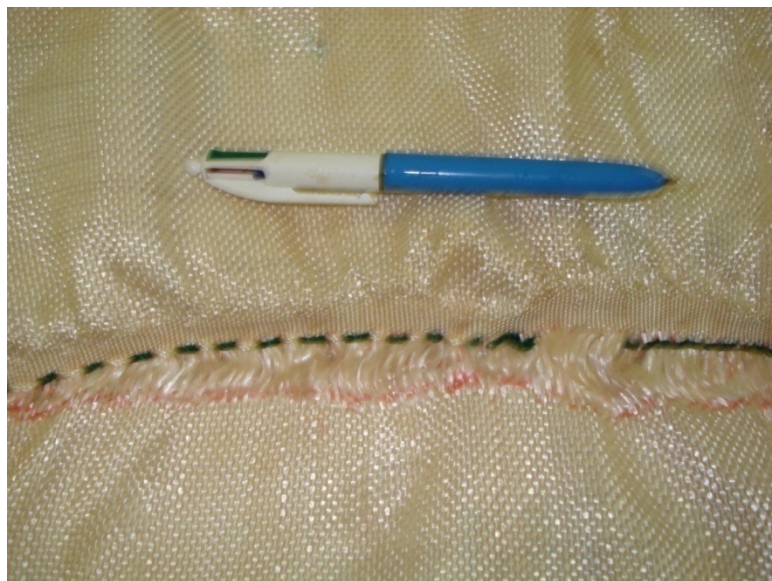


Figura 5.8. Dano ao reforço causado pela execução de emenda.

No caso das amostras de brita encamisadas dos ensaios de laboratório, assim como nos ensaios de campo, não foi verificado nenhum tipo de dano ao reforço, como também nenhum tipo de dano na emenda executada.

A Figura 5.9 apresenta a curva deformação horizontal *versus* deformação axial para a coluna de brita encamisada em que não foi realizado umedecimento. Pelo gráfico, nota-se que há um acréscimo inicial das deformações horizontais até cerca de 2% de deformação axial. Após esse valor, o extensômetro nitidamente apresenta comportamento espúrio, indicando que foi danificado.

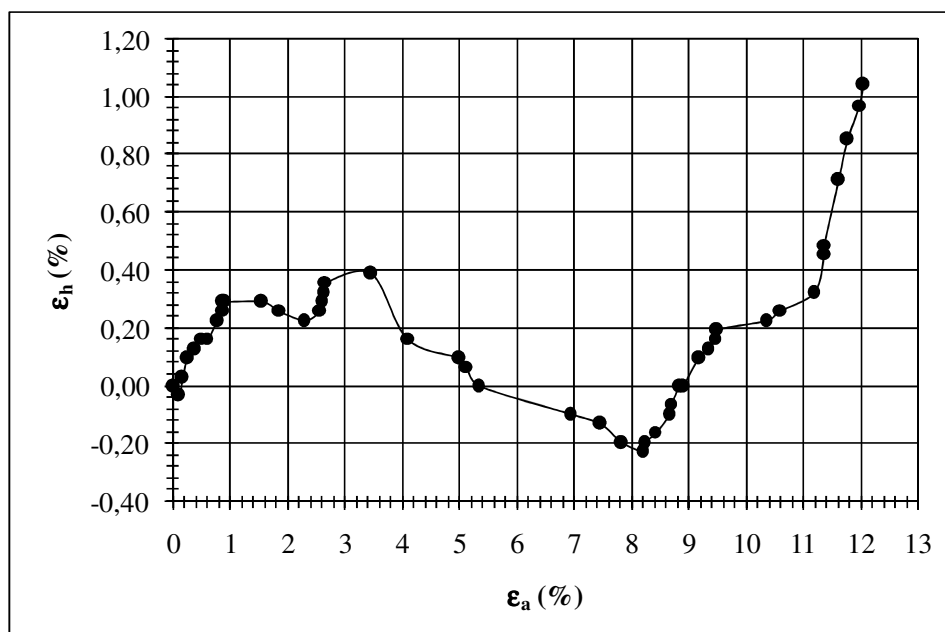


Figura 5.9. Deformação axial *versus* deformação horizontal para o ensaio de compressão simples da brita encamisada sem umedecimento.

### 5.3.SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Assim como utilizado nas análises numéricas dos ensaios de campo, os deslocamentos medidos foram impostos de maneira que o programa de elementos finitos calculasse as forças necessárias para tais deslocamentos. A Figura 5.10 ilustra a geometria utilizada nas análises numéricas. Para o caso das simulações dos ensaios de laboratório, não foi necessária distância entre a fronteira lateral do problema e o solo analisado, uma vez que havia somente a presença de água (pressão confinante) circundando a amostra, e assim essa pôde ser substituída por um carregamento uniforme ao longo superfície lateral da mesma.

As simulações numéricas dos ensaios de laboratório consistiram de três etapas iniciais antes da aplicação dos deslocamentos prescritos. Na primeira etapa, o peso da amostra foi desligado, para que o mesmo não viesse a apresentar ruptura antes da aplicação da pressão confinante. Em seguida, foram aplicadas a pressão vertical e a horizontal de mesmo valor, iguais à pressão confinante. A seguir, o peso da amostra era ativado e então foram aplicados os deslocamentos prescritos.

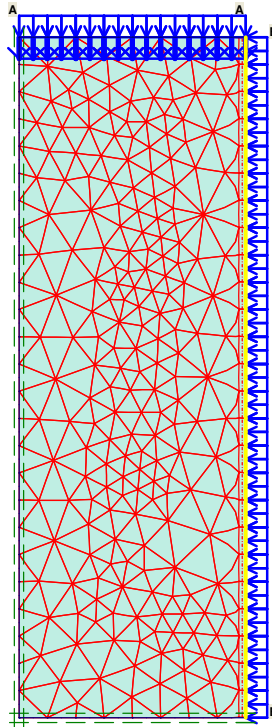


Figura 5.10. Malha de Elementos Finitos para Simulação dos ensaios de laboratório.

Obtidos os resultados dos ensaios de laboratório, foram feitas então as simulações numéricas dos ensaios triaxiais em areia, com e sem camisa, para as três pressões confinantes. A Tabela 5.1 mostra os valores dos parâmetros utilizados nas simulações numéricas e a Figura 5.11 mostra os valores medidos e previstos pelo programa utilizado para a pressão confinante de 30 kPa com a amostra convencional. Nas simulações, os valores de  $c'$ ,  $\phi'$  e  $\gamma$  foram obtidos de ensaio e os demais foram retroanalísados.

Nota-se que os valores previstos comparam bem com os valores medidos para o trecho inicial da curva. A seguir, os valores medidos passam a ser maiores que os previstos, chegando a 29% de diferença no final do ensaio.

Tabela 5.1. Parâmetros utilizados nas simulações numéricas para os ensaios de laboratório.

Pressão Confinante	Parâmetro							
	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$\psi$ ( $^{\circ}$ )	$E_{50}^{Ref}$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m $^3$ )	$m$	$R_{inter}$
$\sigma_3 = 30$ kPa	0	42	15	26.000	27.500	15	0,2	1
$\sigma_3 = 60$ kPa	0	42	15	27.500	31.780	15	0,2	1
$\sigma_3 = 120$ kPa	0	42	15	28.000	32.000	15	0,2	1

Onde:  $c'$ : Coesão efetiva;  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo;  $\psi$ : Dilatância;  $E_{50}^{Ref}$ : Módulo de elasticidade para 50% do valor da ruptura;  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico;  $\gamma$ : Peso específico do solo;  $R_{inter}$ : Parâmetro de interface;  $m$ : Potência relacionada ao modelo hiperbólico *Hardening-soil*.

A Figura 5.12 mostra a comparação entre os valores previstos e os medidos para a pressão confinante de 60 kPa. Novamente, há uma boa comparação inicial entre os valores. A seguir, os resultados começam a divergir e no final do ensaio voltam a convergir. Há também uma diferença nas formas das curvas previstas e medidas, o que está associado a limitações na modelagem. A Figura 5.13 apresenta os resultados para a pressão confinante de 120 kPa. Os valores previstos e medidos só se aproximaram no início do ensaio, sendo a diferença obtida ao final do ensaio de 22%.

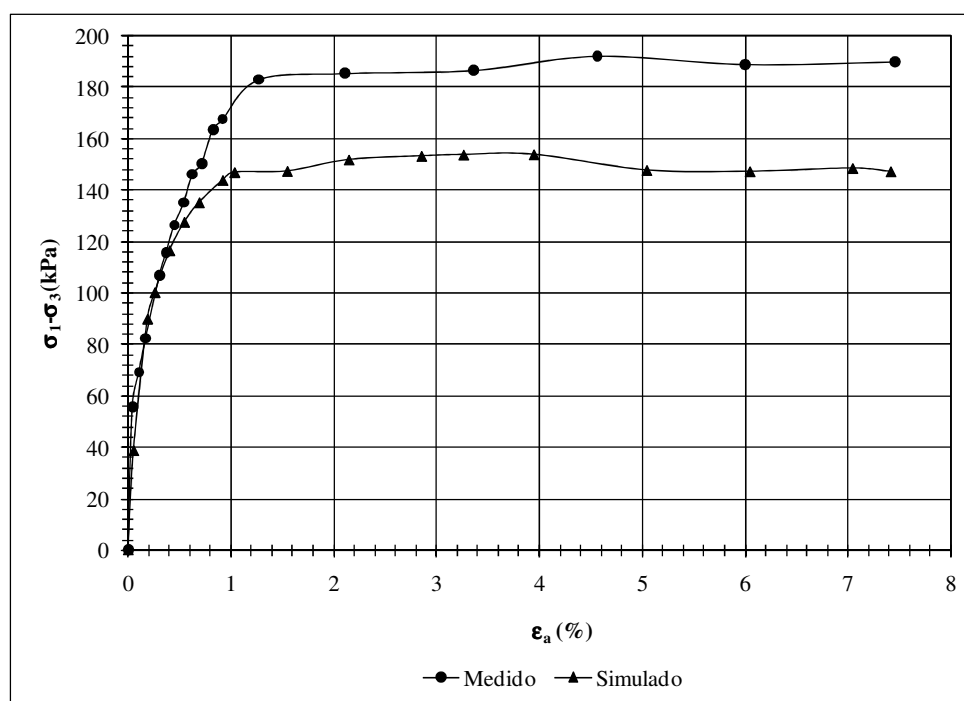


Figura 5.11. Curvas tensão - deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 30 kPa para a amostra de areia sem camisa.

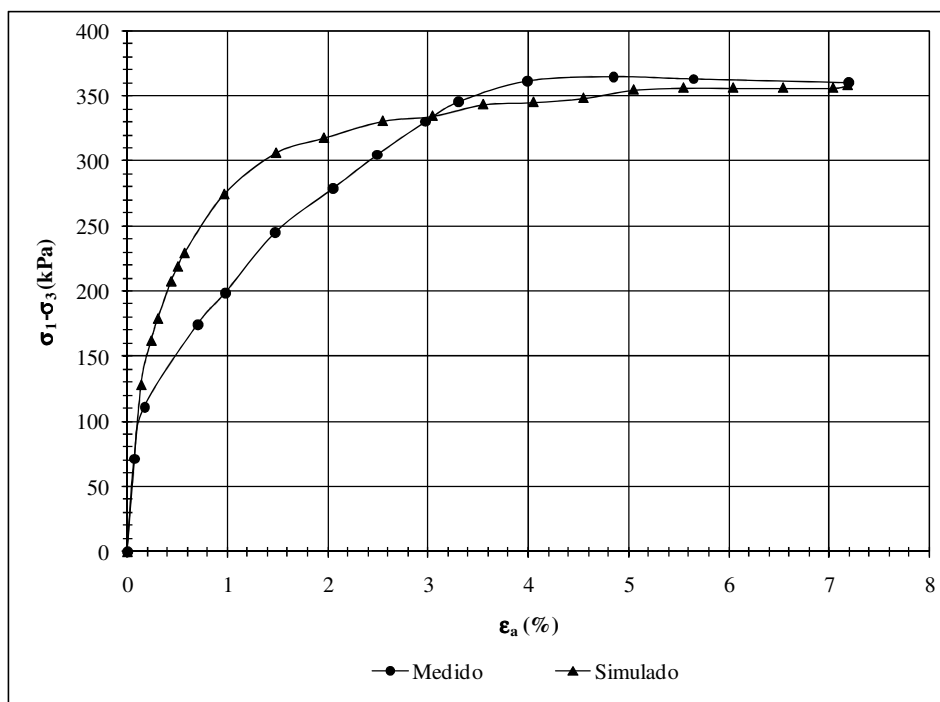


Figura 5.12. Curvas tensão - deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 60 kPa para a amostra de areia sem camisa.

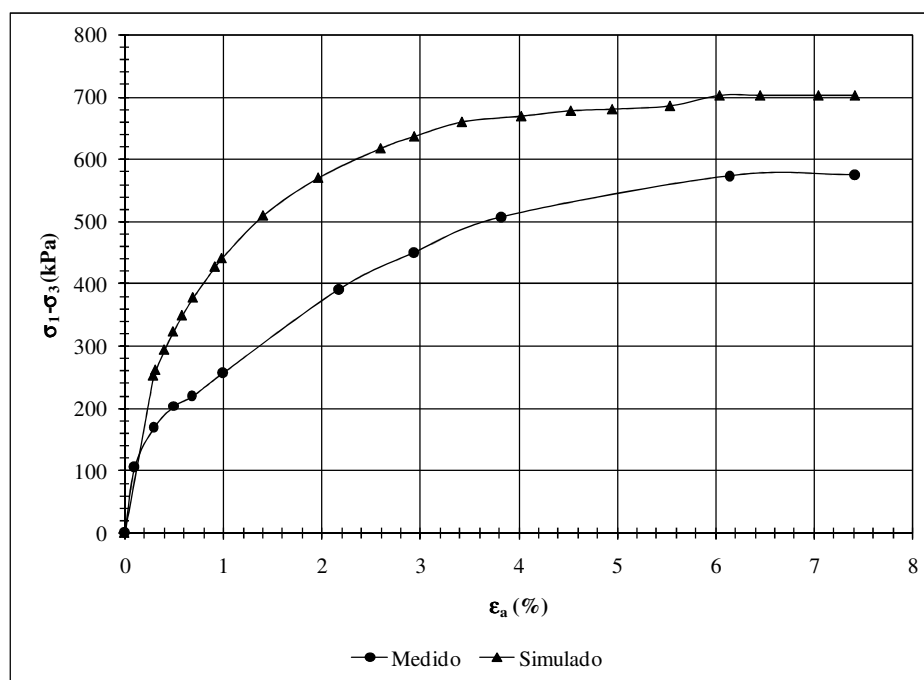


Figura 5.13. Comparação deformação-tensão desviatória entre valores previstos e valores medidos para a pressão confinante de 120 kPa.

A Figura 5.14 apresenta o gráfico deformação horizontal *versus* deformação axial para a simulação dos ensaios sem a presença de camisa. Para o cálculo das deformações horizontais, foi selecionado um ponto na geometria do problema que representou uma das extremidades do medidor de deformações. Nesse ponto, foi selecionado que fossem calculados deslocamentos horizontais. A partir dos valores dos deslocamentos medidos, eram então calculadas as deformações dividindo-se a distância entre o ponto selecionado e o eixo referente à axissimetria do problema, que representava a metade do comprimento do extensômetro.

Observa-se que, nas simulações, à medida que a pressão confinante aumenta, a deformação horizontal diminui para uma mesma deformação axial. Na simulação numérica, a amostra apresenta uma deformação horizontal com uma relação linear com a deformação axial para deformações axiais acima de 2%. O valor de deformação horizontal continua crescente linearmente com a deformação axial, mesmo com a amostra já tendo atingido a ruptura. Isso não ocorreu com os valores medidos. Além disso, observa-se outra diferença entre os valores medidos e os previstos: os valores previstos se tornaram bem maiores que os medidos para maiores valores de deformações axiais (acima de 2%).

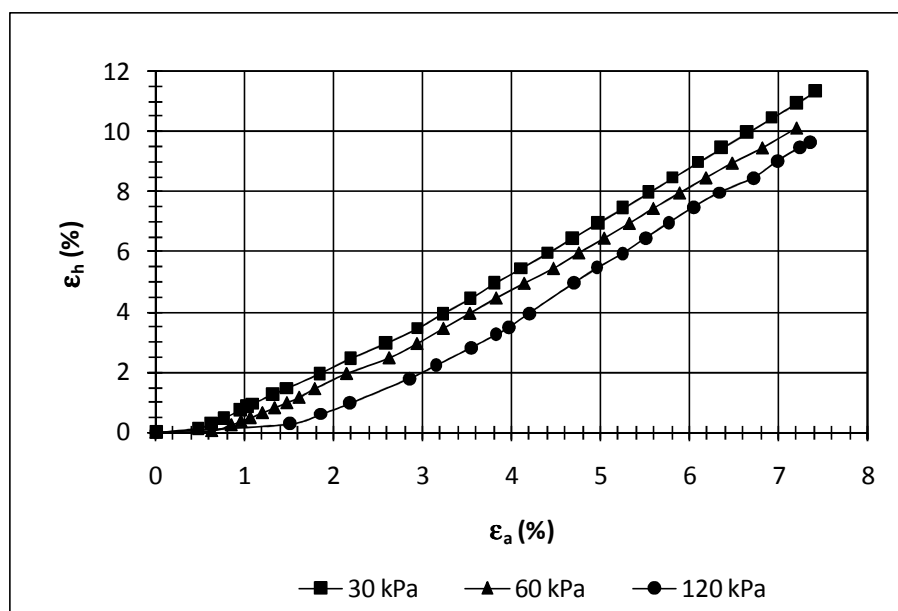


Figura 5.14. Deformação axial *versus* deformação horizontal previstos pelas simulações numéricas para a amostra sem encamisamento.



A Figura 5.15 mostra as comparações entre os valores medidos e os valores calculados para a curva tensão-deformação para a amostra encamisada sob pressão confinante de 30 kPa. Tanto a simulação numérica quando os valores medidos apresentam curvas com formas semelhantes. O mesmo aconteceu para os resultados obtidos para a pressão confinante de 60 kPa (Figura 5.16) e a de 120 kPa (Figura 5.17). Como se pode observar, a pressão confinante de 60 kPa apresentou maior discrepância entre os valores medidos e previstos, chegando a uma diferença entre valores no final do ensaio de 27%.

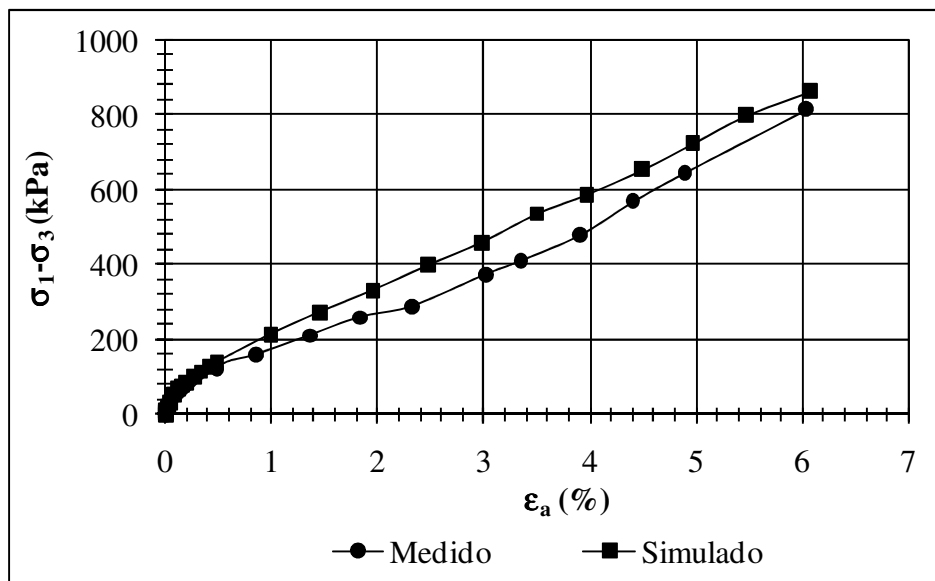


Figura 5.15. Curvas tensão-deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 30 kPa.

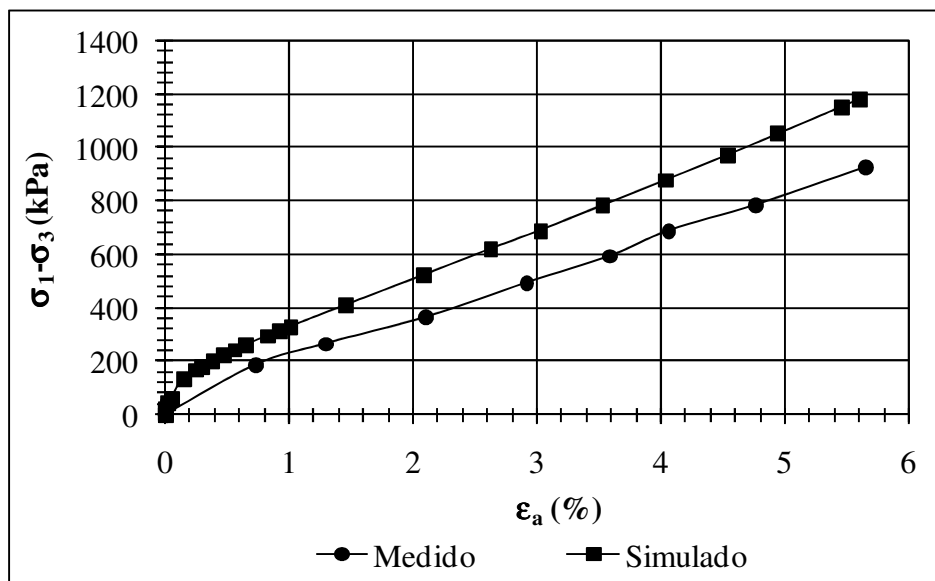


Figura 5.16. Curvas tensão-deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 60 kPa.

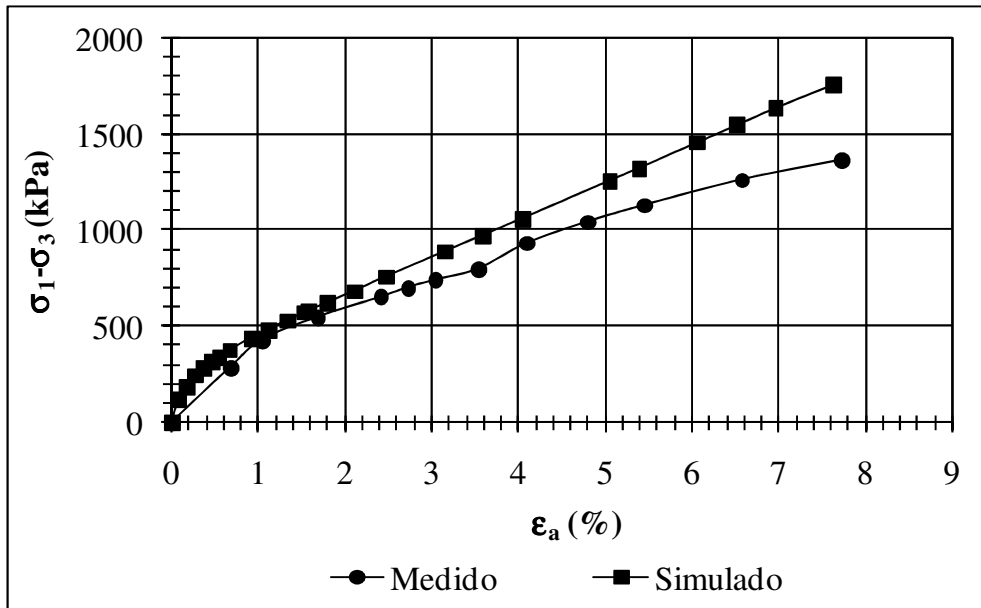


Figura 5.17. Curvas tensão-deformação previstas e medidas para a pressão confinante de 120 kPa.

A Figura 5.18 mostra resultados de deformações horizontais *versus* deformações axiais para amostra de areia encamisada para três pressões confinantes. Comparando-se com a simulação para o caso sem encamisamento, os valores previstos de deformações horizontais foram menores para as três pressões confinantes.

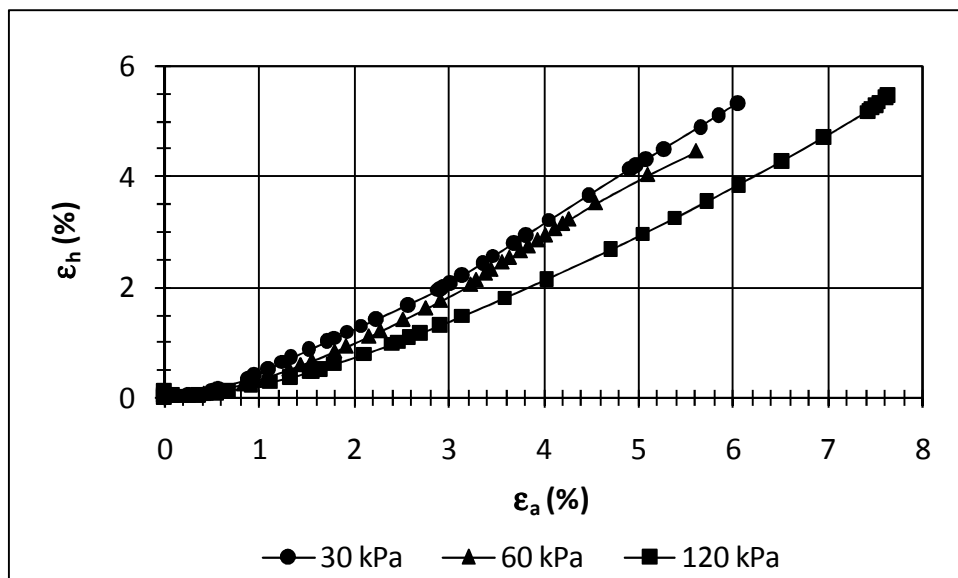


Figura 5.18. Deformações horizontais *versus* deformações axiais previstos pelas simulações numéricas.

Porém, assim como no caso da coluna convencional, os valores previstos foram superiores aos valores medidos e apresentam comportamento linear para deformações axiais maiores que 1%. Como se pode observar, há ainda uma redução na deformação horizontal para um mesmo valor de deformação axial à medida que a pressão confinante aumenta, assim como se observou nos ensaios.

## **CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

### **6.1. CONCLUSÕES**

Este trabalho apresentou o comportamento de colunas granulares com e sem encamisamento com geossintético. Foram realizados ensaios de campo com três tipos de materiais (areia, brita e solo-cimento) por meio de provas de carga em que foram medidas deformações internas das colunas por meio de extensômetros. Foi desenvolvido equipamento triaxial de grandes dimensões e realizados ensaios para confirmação do comportamento obtido em campo de amostras de areia com e sem encamisamento e de amostras de brita encamisadas submetidas à compressão simples. Por fim, foram também realizadas análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos. Baseando-se nos resultados obtidos, a seguir se apresentam as principais conclusões obtidas nesse estudo.

As colunas de areia encamisadas tiveram aumento significativo na capacidade de carga em comparação à coluna de areia convencional. Dependendo do método de previsão da capacidade de carga utilizado, houve um aumento entre 66% e 81% para o caso da primeira coluna encamisada (que possuía um furo no terreno levemente maior do que o diâmetro da coluna) e entre 28% e 38% para a segunda coluna encamisada (furo maior do que o executado para a primeira coluna encamisada); O método apresentado por Decourt (1996) previu os maiores valores de aumentos de capacidade de carga (81% para a primeira coluna encamisada e 38% para a segunda).

A diferença entre o furo executado e o diâmetro da coluna teve um efeito importante na capacidade de carga e na compressibilidade da coluna. Assim, o diâmetro de execução do furo deve ser o mais próximo possível ao diâmetro da coluna e uma maneira de se minimizar a influência da diferença entre diâmetros é a injeção de calda de cimento no espaço existente entre a coluna e o furo. Quanto maior esse espaço, mais susceptível será a coluna à flexão, o que pode aumentar os esforços na mesma, bem como provocar algum tipo de dano ao reforço.

A coluna de brita encamisada com geogrelha mostrou uma capacidade de carga entre 4% e 26% maior que o caso convencional, dependendo do método utilizado para a determinação da capacidade de carga prevista. Apesar disso, a coluna encamisada mostrou-se mais compressível que a convencional. Isso pode ser atribuído principalmente à quebra dos grãos

de brita durante o ensaio. Tal quebra foi confirmada em laboratório por meio da utilização de ensaios de compressão simples em grande escala com a amostra encamisada com geogrelha.

Com a injeção de água no topo da coluna houve mudança no comportamento das colunas. Em geral, foram observados aumentos nos recalques e redução no carregamento aplicado no topo das colunas com a presença de água. A redução de carga na coluna de areia convencional foi de 60% enquanto que na coluna encamisada foi de 28%. Esse resultado mostrou o efeito benéfico da camisa quando se umedeceu o solo adjacente. Entretanto, a coluna de brita encamisada teve pior comportamento que a convencional com a presença de água. Esse baixo desempenho foi devido a uma maior quebra dos grãos com a presença de água. Tais resultados mostraram que a brita (calcária) usada na região não é recomendável para a execução de colunas granulares.

Apesar de alguns dos extensômetros utilizados terem sofrido danos durante a execução da coluna ou durante o ensaio, os resultados apresentados pelos mesmos forneceram informações a respeito da mobilização da deformação e da carga ao longo da coluna e sugeriram que as colunas encamisadas tiveram mais carga transferida para a ponta do que a coluna convencional. Isso certamente foi devido a uma menor transferência por atrito lateral para o solo adjacente devido ao espaço existente entre a coluna e a parede do furo executado. Os extensômetros mostraram ainda mecanismos de deformação não-uniformes ao longo da coluna durante o seu umedecimento por causa de intensidades variáveis de colapso ao longo da profundidade do solo poroso.

Para o caso das colunas de solo-cimento, não se constatou melhoria com a presença de reforço geossintético encamisando a coluna. É provável que isso tenha sido devido ao espaço vazio entre a coluna encamisada e a parede do furo, o que pode ter gerado esforços de flexão na coluna encamisada.

Os resultados obtidos mostram o potencial uso das colunas granulares encamisadas com geossintéticos para estabilização de aterros sobre solos colapsíveis. Entretanto, uma investigação mais aprofundada deve ser realizada para um melhor entendimento sobre o comportamento dessas colunas sobre tais condições, bem como para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento apropriados.

Os ensaios de laboratório em amostras de areia confirmaram que a presença do reforço aumenta a capacidade de carga obtida, assim como ocorreu no campo. Para as três pressões confinantes (30 kPa, 60 kPa e 120 kPa) aplicadas às amostras, não houve indicação de ruptura em nenhum dos casos em que amostra foi encamisada. Além disso, as curvas tensão-deformação das amostras encamisadas mostraram comportamento linear, indicando que quem comandou a deformação da amostra foi o reforço. As deformações horizontais medidas mostraram uma variação no coeficiente de Poisson com a pressão confinante.

Foram realizados ainda ensaios de compressão simples visando comparar o comportamento da amostra de areia encamisada com geotêxtil tecido e da amostra de brita encamisada com geogrelha. Tendo em vista que o geotêxtil foi fabricado com um diâmetro 0,10 m maior que a amostra de laboratório, foi necessária a execução de uma emenda na camisa para os ensaios em laboratório. Durante o ensaio, houve a ruptura da linha utilizada na emenda. Tal linha gerou ainda o desfiamento do geotêxtil tecido, mostrando que a execução de emendas nesse tipo de aplicação deve ser evitada.

As análises numéricas dos ensaios de campo mostraram, para o caso da coluna de areia convencional e a para a primeira coluna encamisada, que os valores carga-recalque tiveram comportamento similar no início, apresentando maior divergência ao final do ensaio. Em termos de deformações, para o caso da coluna convencional, o valor previsto variou entre 0,16 a 5,4 vezes o valor medido ao longo da profundidade da coluna. Já para o caso reforçado, o valor previsto variou entre 0,43 e 8,83 vezes o valor medido. Em ambos os casos, as maiores diferenças entre valores medidos e previstos de deformações ocorreram no topo da coluna.

As análises numéricas dos ensaios de laboratório, para o caso da amostra sem encamisamento, mostraram boa concordância entre os valores medidos e previstos na parte inicial das curvas tensão-deformação. Porém, à medida que a deformação axial aumentou, os valores passaram a divergir. Em alguns casos, houve boa convergência também ao final do ensaio. Em termos de deformações na porção central da amostra, os valores previstos foram maiores que os medidos para as três pressões confinantes. Assim como ocorreu nos ensaios de laboratório, as análises numéricas mostraram uma variação no Coeficiente de Poisson com a variação de pressão confinante.

Por sua vez, as simulações numéricas dos ensaios de laboratório com a amostra de areia encamisada apresentaram uma melhor concordância entre valores medidos e previstos. A diferença de valores foi de 5% para a tensão confinante de 30 kPa, 27% para 60 kPa e 29% para 120 kPa ao final do ensaio, com ocorrência de trechos com boa concordância.

## **6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Com base nos resultados obtidos nesta tese podem ser feitas algumas sugestões para pesquisas futuras sobre o estudo de colunas granulares para reforço de fundação:

- Realizar mais ensaios de campo em solo poroso, inclusive com o equipamento de vibrodeslocamento utilizado quando as colunas são executadas em solo mole. Com isso, será possível verificar se também será observada a existência de um espaço entre a coluna reforçada e o furo. Sugere-se ainda a realização de provas de carga em que esse espaço entre a coluna reforçada e o furo seja preenchido com calda de cimento. São ainda sugeridos ensaios de laboratório e de campo com materiais recicláveis como, por exemplo, rejeitos inertes de minério e resíduos da construção civil;
- Executar ensaios de campo visando um melhor desempenho dos extensômetros. Isso pode ser feito com a solicitação de envio dos mesmos com fios com comprimento necessário para que não haja emenda. Além disso, devem ser realizados ensaios com extensômetros que possuam uma deformação máxima maior que o valor fornecido pelos extensômetros utilizados nesta tese. Um outro tipo de proteção dos extensômetros utilizados nesta tese pode ser feita revestindo-os com um tubo de PVC.
- Realizar ensaios adicionais de laboratório utilizando-se brita, visando-se complementar os resultados obtidos nesta tese. Nesse caso, sugere-se ainda a realização de ensaios com as amostras úmidas, visando-se com isso complementar os estudos aqui realizados sobre a quebra dos grãos;
- Modificar o equipamento triaxial de grandes dimensões, a fim de permitir que possam ser efetuadas leituras de variação de volume da amostra e aplicação de contrapressão à mesma. No mesmo equipamento, recomenda-se que seja construído um medidor de deformação que sofra menos influência da deformação da amostra.

➤ Realizar simulações numéricas utilizando-se, no contato entre o solo da coluna e o solo poroso, um solo mais deformável, procurando-se assim ficar mais próximo às condições encontradas no campo, em que houve um espaço vazio entre a coluna e o furo executado.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Joulani, N.M.A. (1995). Laboratory and Analytical Investigation on Sleeve Reinforced Stone Columns. PhD Thesis. Carleton University, Canada.
- Andrade Filho, J. (1989). Reforço de Solos com Utilização de Tubulões em Solo-Cimento. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 190 p.
- Anjos, G.J.M. (2006). Estudo Experimental do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais. Tese de Doutorado, Publicação G.TD.-033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341 p.
- Ayadat, T. & Hanna, A.M. (2005). Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil. *Ground Improvement*, 9 (4): 137-147.
- Bishop, A.W. & Henkel, D.J. (1962). The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Edwar Arnold. London, U.K., 227 p.
- Brinch-Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute. Copenhagen, Denmark. Bulletin, 28: 5-11.
- BrinkGreve, R.B.J.& Vermeer, P.A. (1998). PLAXIS 7.2 – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Rotterdam, Netherland, 482 p.
- BS 8006 (1995). Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills. BSi Standards. U.K. 176 p.
- Cardoso, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-026A/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- Chin, F.K. (1970). Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure. 2<sup>nd</sup> Southeast conference on Soil Engineering, Singapore, pp. 91-92.
- Chummar, A.E. (2000). Ground Improvement Using Stone Columns: Problems Encountered. Geoeng 2000, Melbourne, Australia, CD-ROM.
- Collin, J. G., Watson, C.H. & Han, J. (2005). Column-Supported Embankment Solves Time Constraint for New Road Construction. Geotechnical Special Publication 131: Contemporary Issues in Foundation Engineering, Geofrontiers 2005, CD-ROM.
- Cortopassi, R.S. (1989). Solo-Cimento Plástico para Fundações de Baixo Custo no Distrito Federal. Relatório de Estágio Supervisionado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 43p.
- Decourt (1996), L. A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez; III SEFE. São Paulo, 1: 215-224.

- De Mello, L.G., Mondolfo, M., Montez, F., Tsukahara, C.N., & Bilfinger, W. (2008). First Use of Geosynthetic Encased Sand Columns in South America. The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition. CD-ROM: 1333-1341.
- DNIT – ME 35/998 (1998). Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ. 6p.
- Domingues, T.S., Borges, J.L.& Cardoso, A.S. (2007). Colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise pelo Método dos Elementos Finitos. Geotecnia. 109: 95-109.
- Dupas, J.M., Pecker, A., Bozzeto, P.& Fry, J.J.(1986). A 300 mm Diameter Triaxial Cell with a Double Measuring Device. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. Louesville, Kentucky, USA, 906 p.
- Fawaz, A., Boulon, M. & Flavigny (2002). Parameters deduced from the pressuremeter test. Canadian Geotechnical Journal, 39(6): 1333-1340.
- Fellenius, B.H. (1975). Test loading of piles, methods, interpretation and a new proof testing procedure. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 101(GT9): 855-869.
- Fernandes, G. (2005). Comportamento de Estrutura de Pavimentos Ferroviários com a Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos. Tese de Doutorado. Publicação G.TD-027A/05. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 253 p.
- Guimarães, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Hewlett, W.J. & Randolph, M. F. (1988). Analysis of piled embankments. Ground Engineering, 21(3): 12-18.
- Huesker (1999). Aterro Sobre Estacas – Trecho do Rio Laje em Chapadão do Sul/MS, Relatório Huesker, Huesker Ltda, São José dos Campos, SP, Brasil. 3p.
- Jacky, J. (1944). The Coeficient of Earth Pressure at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 75 (22): 355-358.
- Langdon, D.D. (1999). The PANDA lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction. Ground Engineering, 32(9): 33-37.
- Marsal, R.J. (1967), Large Scale Testing of Rockfill Materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, 93 (SM2): 27-43.
- Mazurkiewicz, B.K. (1972). Test Loading of Piles Acoording to Polish Regulations. Royal Sewedish. Acad. of Engng. Sciences. Comm. on Pile Research, Report n. 35, Stockholm, 20.

- Mota, N.M.B. (2003). Ensaio Avançado de Campo na Argila Porosa Não-Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Publicação G.TD.-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.
- Murugesan, S. & Rajagopal, K. (2006). Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation. *Geotextile and Geomembranes*. 24 (6): 349-358.
- NBR 12131 (2006). Estacas - Prova de Carga Estática - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. 6p.
- Raithel, M., Kemfert H.G.& Kirchner, A. (2002). Geotextiles-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils. 7<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics. Nice, France, 3: 1025-1030.
- Raithel, M., Kircher, A. Shade, C. & Leusnick, E. (2005). Foundation of Constructions on Very Soft Soils with Geotextile Encased Columns – State of Art. Geotechnical Special Publication 136: Innovation in Grouting and Soil Improvement. Geofrontiers 2005. Austin, Texas, U.S.A. CD-ROM.
- Ribeiro, G.W. (1999). Estudo da Influência de Saturação na Interação Solo de Fundação/ Estaca de Solo-Cimento. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM. – 060 A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 126 p.
- Roseno, J. L. (2005). Avaliação de uma Mistura Asfáltica Porosa com Agregados Calcários e Asfalto-borracha. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 133/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149p.
- Silva, P.C. (1992). Estudo da Interação Solo-Estrutura de Fundação em Solo-Cimento. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-007A/92, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 170 p.
- Silva, M. T. (1994). Interação Solo-estrutura de Fundação em Estacas de Solo-Cimento e Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação, G.DM. 016A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 101 p.
- Smith, M. & Filz, G. (2007). Axisymmetric Numerical Modeling of a Unit Cell in Geosynthetic-Reinforced, Colum-suported Embankments. *Geosynthetics International*. 14(1): 13-22.
- Spotti, A.P. (2006). Aterro Estaqueado Instrumentado sobre Solo Mole. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. 394 p.
- Terzaghi, K. (1966). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons Inc, U.S.A, 528 p.
- Van Der Veen, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, 2: 84-90.

- Vargas, M. (1985). The Concept of Tropical Soils. First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. (3): 101-134.
- Vecchi, P. P. L. ; Cunha, R. P. ; Pereira, J. F. ; Schnaid, F. ; Oliveira, L. K. (2000)Aplicação do ensaio pressiométrico tipo Ménard na previsão de parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília. BIC'2000. 1º. Seminário Brasileiro de Investigações de Campo. São Paulo: ABMS, 2000, 3: 312-325.
- Whyte, D. (2005). The Overriding Aspects of the Desing of Geosynthetic-Reinforced Pile Supported Embankment. Contemporary Issues in Foundation Engineering. Geofrontiers 2005, U.S.A., CD-ROM.
- Zayyat, M.M., Jackson, A.W., Tanaka, T., Hino, T.& Matsuba, Y. (2005). Foundation Soil Improvement Using Vibro Compaction Combined with Geogrids. Innovations in Grouting and Soil Improvement. Geofrontiers 2005, U.S.A., CD-ROM.

# **ANEXO**

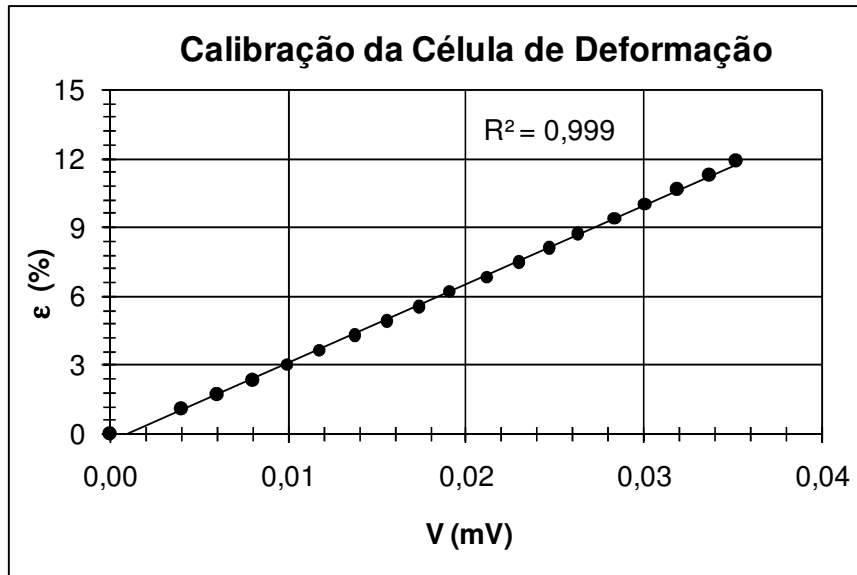


Figura A.1. Curva de calibração da célula de deformação.