

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**MONITORAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE
CONTENÇÃO EM ESTACAS ESPAÇADAS
CONSIDERANDO PERFIL DE SUCCÃO**

ADRIANA CRISTINA GOMES

D0114G15
GOIÂNIA
2015

ADRIANA CRISTINA GOMES

MONITORAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM ESTACAS ESPAÇADAS CONSIDERANDO PERFIL DE SUCCÃO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotécnica, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Gilson de F. N. Gitirana Jr.

Coorientador: Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas

D0114G15
GOIÂNIA
2015

Ficha catalográfica elaborada automaticamente
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a), sob orientação do Sibi/UFG.

Gomes, Adriana Cristina

Monitoramento de uma estrutura de contenção em estacas espaçadas considerando perfil de sucção [manuscrito] / Adriana Cristina Gomes. - 2015.

CXCII, 192 f.

Orientador: Prof. Dr. Gilson de F. N. Jr. Gitirana; co-orientador Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC) , Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia, 2015.

Bibliografia. Anexos. Apêndice.

Inclui siglas, fotografias, abreviaturas, símbolos, gráfico, tabelas, lista de figuras, lista de tabelas.

1. Monitoramento. 2. Estruturas de contenção. 3. Solos não saturados. 4. Método da viga sobre apoio elástico. 5. Módulo de reação do solo. I. Gitirana, Gilson de F. N. Jr., orient. II. Vargas, Carlos Alberto Lauro, co-orient. III. Título.

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS (TEDE) NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: ☒ **Dissertação** ☐ **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor (a):	Adriana Cristina Gomes		
CPF:	024.175.131-45		
E-mail:	adriana.engcivil@gmail.com		
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página?	☒ Sim ☐ Não		
Vínculo empregatício do autor:			
Agência de fomento:	Campanha Nacional de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES
País:	Brasil	UF:	GO
CNPJ:			
Título:	Monitoramento de uma Estrutura de Contenção em Estacas Espaçadas Considerando Perfil de Sucção		
Palavras-chave:	Monitoramento. Estruturas de contenção. Solos não saturados. Método da viga sobre apoio elástico. Módulo de reação do solo.		
Título em outra língua:	Monitoring of Sheet Pile Wall Considering a Suction Profile		
Palavras-chave em outra língua:	Monitoring. Retaining wall. Unsaturated soils. Beam on elastic foundation method. Subgrade reaction of soil.		
Área de concentração:	Geotecnia		
Data defesa: (dd/mm/aaaa)	18/08/2015		
Programa de Pós-Graduação:	Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção civil		
Orientador (a):	Gilson de Farias Neves Gitirana Júnior		
E-mail:	gilsongitirana@gmail.com		
Co-orientador (a):	Carlos Alberto Lauro Vargas		
E-mail:	carloslauro@hotmail.com		

3. Informações de acesso ao documento:

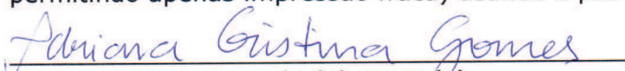
Liberação para disponibilização?¹ ☒ total ☐ parcial

Em caso de disponibilização parcial, assinale as permissões:

☐ Capítulos. Especifique: _____
☐ Outras restrições: _____

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.


Assinatura do (a) autor (a)

Data: 21 / 10 / 2015

¹ Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.



Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Monitoramento de uma Estrutura de Contenção em Estacas Espaçadas Considerando Perfil de Sucção

Adriana Cristina Gomes

Dissertação defendida e aprovada pela banca constituída pelos senhores:

Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Júnior (GECON/UFG)

Prof. Dr. Maurício Martines Sales (GECON/UFG)

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa (UFRN)

Goiânia, 18 de agosto de 2015.

DEDICATÓRIA

À Deus, meus amigos e familiares

AGRADECIMENTOS

Neste texto faltam palavras para expressar a enorme gratidão que sinto por todas as pessoas que colaboraram nas mais diversas maneiras para a concretização desta pesquisa, sem as quais seria impossível chegar ao final deste processo.

Em primeiro lugar, agradeço á Deus, meu grande mestre, por todos os ensinamentos e conquistas vividas.

Agradeço à minha família, mãe Marli, pai Arnaldo, irmãs Alessandra e Andréia, avós Marina e Lúdia, e à família Arêas e Gonçalves por total apoio, conselho e paciência. Aos grandes amigos que estiveram sempre do meu lado Thaís, Fernanda, Tom, Andréia, Laryana, Camila, Aurélio, Iasmine, Ramiro, Izabela por serem âncoras nos momentos de dificuldade, acreditando sempre em mim e no meu potencial.

Aos meus orientadores: professor Carlos Lauro Vargas pela dedicação e empenho em me ensinar a subir degraus no meu conhecimento, se mostrando sempre companheiro e paciente diante das barreiras que tinha que ultrapassar, e professor Gilson Gitirana por não economizar esforços para que pudesse ser desenvolvido um bom trabalho.

Ao amigo e professor Ademir por ter me inspirado a ingressar no mestrado e aos demais professores do GECON, Maurício, Patrícia, Lilian, Márcia pelo empenho em transformar pequenos alunos em grandes pesquisadores geotécnicos. Também agradeço aos amigos do GECON, Francielle, Carol, Melina, Angélica, Mônica Vitor, Danilo, pela companhia nas intensas noites de estudo e ao laboratorista João Jr pela amizade, conselhos e por me tranquilizar nos momentos difíceis.

Agradeço em especial ao Sr. Hoover por ter acreditado no meu potencial desde o início, me apoiando, não sendo apenas um chefe, mas um amigo paciente que está sempre preocupado com o bem estar e com o sonho das pessoas. Agradeço aos amigos e colegas da Engesol, em especial ao Daniel, pelos conselhos, pelas intensas discussões intelectuais, que me impulsionaram a ir mais longe à busca do conhecimento, e por me darem suporte no departamento de projetos quando precisei me ausentar para dedicar à pesquisa.

Agradeço à Brookfield e à Engesol por acreditarem e financiarem esta pesquisa, também à FUNAPE e FAPEG pelas bolsas de estudo e à equipe de FURNAS/GO por serem tão solícitos na contribuição do conhecimento sobre a instrumentação aplicada neste estudo.

À equipe de trabalho da Brookfield, em especial ao “Zezim”, pela colaboração e amizade no intenso período que passamos em campo.

Agradeço aqueles que não estão nomeados acima, mas que também fizeram parte deste processo.

Muito Obrigada

Adriana C. Gomes

RESUMO

Este estudo apresenta resultados de um extenso monitoramento de deslocamentos horizontais de uma estrutura de contenção em estacas espaçadas com tirantes passivos na cidade de Goiânia, Brasil que foram medidas durante o processo de escavação. Os métodos de instrumentação adotados foram de extensômetros de hastes horizontais múltiplas (EHHM) e medições topográficas. O EHHM apresentou bons resultados que permitiu interpretar corretamente o progresso da escavação. Todavia, as medições topográficas não foram confiáveis devido à baixa precisão da Estação Total e sendo bastante afetados por erros do usuário. Para determinar o perfil geotécnico do solo, ensaios em laboratório foram realizados para obter parâmetros de resistência e deformabilidade para o solo na condição natural e saturada. A grande variabilidade do solo, observada em termos de índice de vazios, se apresenta como importante obstáculo, tornando a determinação representativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento um desafio. Buscando acoplar as análises dos resultados de monitoramento em campo, propriedades do solo e retro análises da estrutura de contenção, o perfil de umidade e a curva característica solo-água foram medidos. Esses dados foram utilizados para obter o perfil de sucção do solo e avaliar sua influência nos dados monitorados em campo. Por fim, a ferramenta numérica *Shetting Check* (Geo5), que aplica o método de viga apoiada sobre base elástica, foi utilizada para obter o módulo de reação do solo (k_s) e avaliar o comportamento do perfil de deformação da parede de contenção e do empuxo de terra para o solo na condição saturada e não saturado. Os valores de deslocamentos horizontais máximos obtidos a partir da retro análise apresentam-se compatíveis com valores da literatura. Além disso, a influência da sucção na redução da deformação da parede de contenção e dos empuxos ativos foi observada.

Palavras-chaves: Monitoramento. Estruturas de contenção. Solos não saturados. Método da viga sobre apoio elástico. Módulo de reação do solo.

ABSTRACT

This study presents the results of an extensive field monitoring program in which the lateral displacements of a nail reinforced sheet pile wall in Goiânia, Brazil were measured during the excavation process. The instrumentation methods adopted were multiple point borehole extensometers (MPBX) and optical surveying. The MPBX showed good results that could be appropriately interpreted as the excavation progressed. However, the measurements of optical surveying were not reliable due the low precision of total station and for being highly affected by user's errors. In order to determine the geotechnical profile, laboratory test were undertaken to obtain strength and deformation parameters for unsaturated and saturated soil conditions. The large variability of the soil, observed in terms of void ratio, presented an important obstacle, making the determination of representative shear strength parameters a challenge. As a way to bridge the analysis of field monitoring results, soil properties and the numerical back analyses of the retaining walls, the water content profile and the soil-water characteristic curve were measured. Such data was used to obtain the suction profile and evaluated its influence in the monitored field data. Finally, the numerical code Sheeting Check (Geo5), which uses the beam on elastic foundation method, was employed to obtain the soil subgrade reaction modulus (k_s) and determine the retaining wall deformation profile and earth pressures in saturated and unsaturated soil condition. The maximum lateral displacements values found in the numerical back analyses were compatible with the monitoring results. Besides, the influence of unsaturated soil conditions and soil suction in the reduction of the retaining wall deformations and the active earth pressures were observed.

Key-words: Monitoring, Retaining wall, Unsaturated soils. Beam on elastic foundation method. Subgrade reaction of soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Diferentes situações de taludes (a) obra em Goiânia, com talude intacto (b) talude em Florianópolis após ruptura devido às chuvas (Oliveira, 2012).....	30
Figura 2.1 – Deslocamentos verticais e horizontais máximos em escavações profundas (HACHICH, 1998).....	35
Figura 2.2 – Perfil típico de poropressão d’água (modificado FREDLUND, 1996).....	37
Figura 2.3 – Elementos da curva característica (modificado de FREDLUND; XING, 1994)..	38
Figura 2.4 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solo não saturado (modificado de FREDLUND, 1993).....	40
Figura 2.5 – Envoltória plana de ruptura não linear de tensão cisalhante <i>versus</i> sucção matricial, (modificado de FREDLUND, 1993).....	41
Figura 2.6 – Orientação das superfícies de deslizamentos para o estado de Rankine (a) Estado ativo (b) Estado passivo (LAMBE, 1969).....	43
Figura 2.7 – Tensão ativa e passiva para solo com sucção matricial (modificado de FREDLUND, 1993).....	43
Figura 2.8 – Componentes da distribuição da pressão ativa com sucção matricial constante com a profundidade (modificado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	45
Figura 2.9 – Componentes da distribuição da pressão passiva com sucção matricial constante com a profundidade (modificado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	45
Figura 2.101 – Relação entre a deflexão máxima da parede, rigidez do sistema de travamento, e fator de segurança para ruptura “ <i>basal</i> ” (modificado de Clough e O’Rourke, 1990 <i>apud</i> OU, 2006).....	46
Figura 2.11 – Relação entre a deflexão máxima e profundidade da escavação (OU <i>et al.</i> , 1993 <i>apud</i> OU, 1993).....	47

Figura 2.12 – Relação entre a profundidade da ficha e a parede de deflexão, onde H_p é o comprimento da ficha (modificado de OU, 2006).....	48
Figura 2.13 – Relação entre a deformada da parede de contenção e a alta rigidez da estrutura de travamento: (a) primeiro estágio da escavação (b) segundo estágio de escavação (c) terceiro estágio de escavação. (modificado de OU, 2006).....	49
Figura 2.14 – Relação entre a deformada da parede de contenção e a baixa rigidez da estrutura de travamento: (a) primeiro estágio da escavação (b) segundo estágio de escavação (c) terceiro estágio de escavação. (modificado de Ou, 2006).....	50
Figura 2.152 – Tipos de deslocamento da parede de contenção e da superfície do solo (modificado OU, 2006).....	51
Figura 2.16 – Zona de influência gerada por superfície potencial de ruptura “ <i>push in</i> ” (a) controlado por H_e (b) controlado por H_g (modificado de OU, 2006).....	52
Figura 2.17 – Zona de influência gerada por superfície potencial de ruptura “ <i>basal</i> ” (a) controlado por B (b) controlado por H_f (modificado de Ou, 2006).....	52
Figura 2.18 – Método da viga sobre base elásticas: (a) molas posicionadas nos dois lados da viga (b) pressão de terra no repouso antes da escavação (c) pressão de terra dos dois lados da parede de contenção antes do movimento da parede, e (d) pressão de terra dos dois lados da parede de contenção após movimento da parede (modificado de OU, 2006).....	54
Figura 2.19 – Fluxograma do método de análise da viga sobre apoio elástico (modificado de OU, 2006).....	55
Figura 2.20 – Distribuição de k_s (a) variável e (b) constante.....	57
Figura 2.21 – Deslocamento da parede versus tensão (a) argila mole/parede flexível (b) argila mole/parede rígida (c) solo rígido/parede flexível (d) solo rígido/parede rígida (modificado de MONACO e MARCHETTI, 2004).....	60
Figura 2.22 – Causas e medidas remediadoras (modificado de DUNCLIFF, 1988).....	61

Figura 2.23 – Secção transversal de uma parede de contenção em estacas justapostas ancoradas (modificado de DUNCLIFF, 1988).....	62
Figura 2.24 3– Princípio do funcionamento do extensômetro de haste (modificado DUNCLIFF, 1988).....	64
Figura 2.25 – Condições do subsolo e sistema de contenção do lado oeste (modificado FINNO <i>et al</i> , 2007).....	67
Figura 3.1 – Planta do terreno, locação dos furos de sondagem, topografia do terreno, cotas de escavação, locação do ponto de amostragem e perfil de umidade, indicação do cortes A e B e locação das instrumentações.....	70
Figura 3.2 – Contenção da obra em estacas justapostas.....	71
Figura 3.3 – Secção transversal: (a) com duas linhas de grampos (Corte A); (b) com uma linha de grampo (Corte B).....	72
Figura 3.4 – Berma provisória em diferentes épocas de construção, (a) 18/07/2013 (b) 31/07/2013.....	72
Figura 3.5 – Berma provisória em diferentes épocas de construção, (a) 25/07/2014 (b) 30/08/2014.....	73
Figura 3.6 – Número de golpes SPT ao longo da profundidade para os ensaios SPT 1 à SPT 6.....	74
Figura 3.7 – Equipamento WP4C.....	77
Figura 3.8 – Tempe Cell.....	78
Figura 3.9 – Detalhe do ensaio do papel filtro (a) Montagem do corpo de prova, (b) Papel 10 T com partículas de solo e 10 M com ponto de mofo.....	80
Figura 3.10 – Determinação da coesão aparente (ROCHA, 2013).....	81

Figura 3.11 – Desenho esquemático do EHHM (a) funcionamento (b) zonas de movimentação do solo.....	83
Figura 3.12 – Secção transversal do EHHM.....	85
Figura 3.13 – Relógio comparador e molde de calibração.....	86
Figura 3.14 – Detalhe do marco fixo (a) construção (b) pino guia.....	88
Figura 3.15 – Aplicação do adesivo na obra.....	88
Figura 3.16 – Estágios de escavação do EHHM 1.....	91
Figura 3.17 – Estágios de escavação do EHHM 2.....	92
Figura 3.18 – Estágios de escavação do EHHM 3.....	92
Figura 3.19 – Módulo de deformação (a) para os grampos GM4, GM6 e GM médio (b) GM1, GM3 e GM médio.....	93
Figura 4.1 – Histograma dos índices de vazios.....	95
Figura 4.2 – Curvas granulométricas.....	96
Figura 4.3 – Curva de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	98
Figura 4.4 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	99
Figura 4.5 – Envoltórias de ruptura.....	99
Figura 4.6 – Curva de Compressibilidade (a) Índice de vazios <i>versus</i> Tensão vertical (b) Deformação volumétrica <i>versus</i> Tensão vertical.....	101
Figura 4.7 – Tensão normal <i>versus</i> Deformação.....	103
Figura 4.8 – Curva característica para baixas sucções.....	104
Figura 4.9 – Resultados dos ensaios com potenciômetro para altas sucções.....	105
Figura 4.10 – Curva característica de molhagem.....	106

Figura 4.11 – Curva característica obtida utilizando diferentes técnicas.....	106
Figura 4.12 – Coesão aparente para valores de sucção matricial.....	107
Figura 4.13 – Dados pluviométricos (Fonte: dados da rede do INMET).....	109
Figura 4.14 – Perfil de umidade, sucção e coesão aparente, data de medição 12/07/2013.....	110
Figura 4.15 – Linha do tempo.....	111
Figura 4.16 – Evolução dos deslocamentos, profundidade da escavação e precipitação do EHHM 1.....	113
Figura 4.17 – Evolução do deslocamento e profundidade da escavação para os 80 primeiros dias de monitoramento do EHHM 1.....	115
Figura 4.18 – Evolução do deslocamento relativo e profundidade da escavação do EHHM 1.....	116
Figura 4.19 – Registros fotográficos durante monitoramento: Fotos A à P do EHHM 1.....	116
Figura 4.20 – Velocidade dos deslocamentos horizontais do EHHM 1.....	121
Figura 4.21 – Evolução dos deslocamentos horizontais entre 9 e 12 m no interior do maciço do EHHM 1.....	122
Figura 4.22 – Evolução dos deslocamentos e profundidade da escavação e precipitação do EHHM 2.....	123
Figura 4.23 – Evolução dos deslocamentos e profundidade da escavação para os 50º primeiros dias do EHHM 2.....	124
Figura 4.24 – Evolução do deslocamento relativo e profundidade da escavação do EHHM 2.....	125
Figura 4.25 – Registros fotográficos das etapas monitoradas: fotos A à L do EHHM 2.....	125

Figura 4.26 – Velocidade dos deslocamentos do EHHM 2.....	129
Figura 4.27 – Evolução do deslocamento horizontal entre 3 e 12 m no interior do maciço do EHHM 2.....	129
Figura 4.28 – Evolução dos deslocamentos e profundidade da escavação do EHHM 3 e precipitação.....	130
Figura 4.29 – Evolução do deslocamento relativo e profundidade da escavação do EHHM 3.....	131
Figura 4.30 – Registros fotográficos das etapas monitoradas: fotos A à G do EHHM 3.....	131
Figura 4.31 – Evolução dos deslocamentos horizontais entre 9 e 15 m no interior do maciço do EHHM 3.....	134
Figura 4.32 – Velocidade dos deslocamentos do EHHM 3.....	134
Figura 4.33 – Evolução dos deslocamentos horizontais dos pontos 1 à 11.....	136
Figura 4.34 – Evolução dos deslocamentos verticais dos pontos 1 a 11.....	137
Figura 4.35 – Registro durante a primeira campanha de leitura.....	137
Figura 4.36 – Registro durante a segunda campanha de leitura.....	138
Figura 4.37 – Registro durante a terceira campanha de leitura.....	138
Figura 4.38 – Registro durante a quarta campanha de leitura.....	138
Figura 4.39 – Distribuições de ks analisadas (a) variável e (b) constante.....	142
Figura 4.40 – Perfis de deformada analisados para condição de solo natural e saturada, sendo 1ºG = primeira linha de grampo, 2ºG = segunda linha de grampo, N.E. = nível da escavação, N.A. = nível do lençol freático.....	145
Figura 4.41 – Pressão de terra sobre a parede de contenção.....	146

Figura A.1 – Componentes de um conjunto de EHHM.....	156
Figura A.2 – Montagem do EHHM (a) encaixe das hastes (b) ligação entre as hastes (c) montagem da cabeça de referência (d) cabeça de leitura montada (e) EHHM após montagem.....	158
Figura A.3 – Detalhes da montagem (a) Conexão da ancoragem à haste (b) EHHM após montagem.....	159
Figura A.4 – Detalhes da instalação (a) posicionamento do EHHM (b) preenchimento do furo com calda de cimento.....	160
Figura AP.A1 – Elemento de viga com apoios elásticos (Ou, 2006).....	176
Figura AP.A2 – Pressão de terra sobre o elemento de viga transformado em forças nodais equivalentes.....	177
Figura AP.A3 – Forças auxiliares (modificado de Ou, 2006).....	178
Figura AP.B1 – Laudo de sondagem SPT 01.....	179
Figura AP.B2 – Laudo de sondagem SPT 01 (continuação).....	180
Figura AP.B3 – Laudo de sondagem SPT 02.....	181
Figura AP.B4 – Laudo de sondagem SPT 02 (continuação).....	182
Figura AP.B5 – Laudo de sondagem SPT 03.....	183
Figura AP.B6 – Laudo de sondagem SPT 03 (continuação).....	184
Figura AP.B7 – Laudo de sondagem SPT 04.....	185
Figura AP.B8 – Laudo de sondagem SPT 04 (continuação).....	186
Figura AP.B9 – Laudo de sondagem SPT 05.....	187
Figura AP.B10 – Laudo de sondagem SPT 05 (continuação).....	188
Figura AP.B11 – Laudo de sondagem SPT 06.....	189

Figura AP.B12 – Laudo de sondagem SPT 06 (continuação).....	190
Figura AP.C1 – Painel de configurações da Estação Total.....	191
Figura AP.C2 – Painel de Ajuste do tipo de configuração.....	191
Figura AP.C3 – Painel de ajuste do ângulo vertical.....	192
Figura AP.C4 – Painel de ajuste.....	192

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Formulações para k_s	59
Tabela 3.1 – Resumo dos ensaios adotados.....	76
Tabela 3.2 – Detalhes da instalação dos EHHMs.....	85
Tabela 3.3 – Detalhes de cada EHHM.....	85
Tabela 3.4 – Geometria da contenção retro analisada.....	91
Tabela 4.1 – Porcentagem de solo encontradas no ensaio para obtenção da curva granulométrica com e sem defloculante.....	95
Tabela 4.2. – Peso específico natural, seco e saturado, índice de vazios para corpos de prova 1 a 4 para amostra 9.....	97
Tabela 4.3 – Índices físicos dos corpos-prova antes e após o ensaio de cisalhamento direto.....	100
Tabela 4.4 – Condição inicial do corpo de prova, sendo δ_n = massa específica natural, δ_d = massa específica seco, S_i = grau de saturação inicial, e_0 = índice de vazio inicial, w_i = umidade inicial.....	101
Tabela 4.5 – Parâmetros de compressibilidade do solo para os intervalos de tensão: Coeficiente de adensamento (c_v), Módulo oedométrico (D), módulo de Young (E) para v igual a 0,3.....	102
Tabela 4.6 – Condição inicial dos corpos de prova, onde w_i = umidade inicial de moldagem, w_f = umidade final, e_0 = índice de vazio inicial, S_i = saturação inicial, δ_d = peso específico seco, δ_n = peso específico natural.....	103
Tabela 4.7.- Parâmetros adotados para curva.....	108

Tabela 4.8 – Registros observados durante monitoramento e identificação das etapas das fotos A – P do EHHM 1.....	120
Tabela 4.9 – Registros observados durante monitoramento e identificação das etapas das fotos A – L do EHHM 2.....	128
Tabela 4.10 – Registros observados durante monitoramento e identificação das etapas das fotos A à G do EHHM 3.....	133
Tabela 4.11 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, velocidade dos deslocamentos dos pontos 1 a 11, onde NM: não medido.....	139
Tabela 4.12 – Deslocamentos horizontais medidos a serem retro analisados.....	142
Tabela 4.13 – Valores de ks para distribuição variável e constante.....	143
Tabela 4.14 – Valores de módulo oedométrico para distribuição de ks constante e variável.....	144
Tabela 4.15 – Valores de deslocamentos obtidos e respectivos deslocamentos relativos.....	145
Tabela A.1 – Identificação dos componentes da Figura A.1.....	157
Tabela B.1 – Valores de umidade e sucção para o perfil do solo.....	162
Tabela C.1 – Coleta de dados EHHM 1.....	163
Tabela C.2 – Tabela coleta de dados EHHM 2.....	163
Tabela C.3 – Tabela coleta de dados EHHM 3.....	164
Tabela D.1 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, deslocamentos horizontais corrigidos, taxa de deslocamento corrigido, porcentagem entre deslocamentos 9 e 12, velocidade dos deslocamentos.....	165
Tabela D.2 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, porcentagem entre deslocamentos 3 com 12 e 9 com 12, velocidade dos deslocamentos.....	166

Tabela D.3 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, porcentagem entre deslocamentos 3 com 15 e 9 com 15, velocidade dos deslocamentos.....	167
Tabela E.1 – Coordenadas em x, y e z dia 02/07/2013.....	168
Tabela E.2 – Coordenadas em x, y e z dia 07/07/2013.....	170
Tabela E.3 – Coordenadas em x, y e z dia 14/07/2013.....	171
Tabela E.4 – Coordenadas em x, y, z dia 04/08/2013.....	172

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

5D – Amostra deformada retirada à 5 metros de profundidade

5I – Amostra indeformada retirada à 5 metros de profundidade

9D – Amostra deformada retirada à 9 metros de profundidade

9I – Amostra indeformada retirada à 9 metros de profundidade

α – Inclinação do grampo

CCSA – Curva característica solo-água

CL – Argila de baixa compressibilidade

CP – Corpo de prova

Dhz 0-3 – Deslocamento horizontal da haste com 3 m de comprimento

Dhz 0-9 – Deslocamento horizontal da haste com 9 m de comprimento

Dhz 0-12 – Deslocamento horizontal da haste com 12 m de comprimento

Dhz 0-15 – Deslocamento horizontal da haste com 15 m de comprimento

Dvt 0-3 – Deslocamento vertical da haste com 3 m de comprimento

Dvt 0-9 – Deslocamento vertical da haste com 9 m de comprimento

Dvt 0-12 – Deslocamento vertical da haste com 12 m de comprimento

Dvt 0-15 – Deslocamento vertical da haste com 15 m de comprimento

EHHM – Extensômetro horizontal de hastes múltiplas

GEO5 – Geotechnical software

GM – Grampos ensaiados por Resende (2014)

GO – Goiás

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

L – Comprimento da maior haste de cada EHHM

MEF – método de elementos finitos

N.A. – Nível d'água

N.C. – Nível da viga de coroamento

N.E. – Nível da estrutura

NG1, 1ºG – Primeira linha de grampo

NG2, 2ºG – Segunda linha de grampo

PIZ – zona potencial de ruptura

PIZ1 – zona potencial para ruptura tipo “*push-in*”

PIZ2 – zona potencial para ruptura tipo “*basal*”

RN – Rio Grande do Norte

SPT – Sondagem à percussão

SUCS – Sistema Unificado

WP4C – Dewpoint PotencialMeter

LISTA DE SÍMBOLOS

a - Característica vinculada a ficha da parede de contenção

α - Coeficiente reológico do solo

A - Área transversal da estrutura

A - área transversal do grampo

A_p - Coeficiente da influência da coesão (1-15)

B - Largura da escavação

c_u – Resistência não drenada

c' - Coesão efetiva

c_v – Coeficiente de adensamento

$\Delta x, \Delta y, \Delta z$ – Variação das coordenadas x, y e z

ΔH – Variação de altura de escavação

$\Delta \delta_h$ – Variação de deslocamento horizontal

Δtempo – Variação do tempo

d, δ – Deslocamento

d_q – Distância interquartil (q_3-q_1)

D, E_{oed} - Módulo oedométrico

D - Diâmetro do corpo de prova

δ_h – Deslocamento horizontal

$\delta_{hm}, \delta_{hzm}$ – Deslocamento horizontal máximo

δ_{vm} - Deslocamento vertical máximo

δ - Deslocamento estabilizado para a respectiva carga do grampo

e_0 – Índice de vazios

E - Módulo de elasticidade para tensão normal líquida na profundidade da trinca de tração

E - Módulo de Young

E_M - Módulo pressiométrico

E_{grampo} - Módulo de deformação do grampo

F - Carga de ruptura

F_b – Fator de segurança

h_{avg} – Média dos espaçamentos das estruturas de travamento

H - Altura do corpo de prova

H_s - Módulo de elasticidade para $(u_a - u_w)_c$

H_e – Altura de escavação

H_f - Profundidade até a camada rígida

H_g - Espessura da camada superficial rígida

I – Momento de inércia

k_s – Módulo de reação do subsolo

k_a – Coeficiente de empuxo ativo

k_p – Coeficiente de empuxo passivo

K_0 - Coeficiente de empuxo no repouso

L - Comprimento do grampo

L - Comprimento do grampo ensaiado

μ - Coeficiente de Poisson

n - Parâmetro de ajuste

P - Carga de ensaio aplicada no grampo

p_{at} – Pressão atrás da parede de contenção

p_p – Pressão na frente da parede de contenção

p_0 - Pressão horizontal no repouso

q_1 – Primeiro quartil

q_2 – Mediana

q_3 – Terceiro quartil

S - Grau de saturação do solo

S_i – Grau de saturação inicial

S_f – Grau de saturação final

sb - Parâmetro de ajuste

γ - Peso específico do solo

γ_n – Peso específico natural

γ_d – Peso específico seco

γ_{sat} – Peso específico saturado

γ_w – Peso específico da água

$(\sigma - u_a)$ – Tensão normal líquida

σ_{ha} – Tensão horizontal ativa

σ_{hp} – Tensão horizontal passiva

σ_v - Tensão vertical

σ_h - Tensão horizontal

σ_t - Tensão de tração

σ_c - Tensão de compressão

(u_a, u_{ar}) - Pressão de ar

$(u_a - u_w)_f$ - Sucção matricial no plano de ruptura, na ruptura

$(u_a - u_w)_c$ - Sucção matricial na profundidade da trinca de tração

u_w – Poropressão de água

$(u_a - u_w)$ - Sucção matricial

ψ - Sucção total

w - Umidade gravimétrica

Θ - Umidade volumétrica

τ_{ff} – Resistência ao cisalhamento na ruptura

τ_{pico} - Resistência de pico

τ_{ult} - Resistência última

ϕ_{cp} - Diâmetro do corpo de prova para o ensaio de compressão simples

ϕ' - Ângulo de atrito associado a variável de tensão líquida, $(\sigma_f - u_a)_f$

ϕ^b - Ângulo que indica a taxa de variação da resistência ao cisalhamento relativo a sucção matricial, $(u_a - u_w)_f$

x, y, z - Coordenadas na direção x, y e z, respectivamente

y_c - Profundidade das trincas de tração

ν - Coeficiente de Poisson

ψ_f - Sucção na ruptura

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	29
1.1.ESCOPO DA DISSERTAÇÃO.....	31
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	33
2.1.CONCEITOS SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS.....	36
2.2.CÁLCULO DE EMPUXOS EM SOLOS SATURADOS E NÃO SATURADOS.....	41
2.3.CARACTERÍSTICAS DE DEFORMAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	46
2.3.1. Comportamento da deformação com estruturas de travamento.....	49
2.3.2. Formato da deformação da parede.....	50
2.4.MÉTODO DE VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA.....	53
2.4.1. Estimativa do coeficiente de reação do subsolo (ks).....	56
2.5.MONITORAMENTO.....	60
2.6.ALGUNS CASOS DE ESTUDO DE MONITORAMENTO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	64
CAPÍTULO 3 MATERIAIS & MÉTODOS.....	69
3.1.DESCRICÃO DA OBRA E PROCESSO CONSTRUTIVO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO.....	69
3.2.PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	73
3.2.1. Descrição do perfil do solo estudado e amostragem.....	73
3.2.2. Ensaio de caracterização.....	75
3.2.3. Ensaio de resistência e deformação.....	75
3.2.4. Medição de sucção e obtenção da curva característica solo-água.....	76
3.2.4.1. Potenciômetro de ponto de orvalho.....	76
3.2.4.2. Placa de Pressão (Tempe Cell).....	78
3.2.4.3. Papel filtro.....	79
3.2.4.4. Ensaio de Compressão Diametral.....	80
3.3.MONITORAMENTO DE CAMPO.....	82
3.3.1. Perfil de umidade.....	82
3.3.2. Extensômetros horizontais com hastes múltiplas (EHHM).....	82

3.3.3. Medições topográficas.....	87
3.4.RETRO ANÁLISE COM SHEETING CHECK.....	89
3.4.1. Perfil geotécnico, geometria da estrutura e da escavação.....	90
3.4.2. Rigidez dos tirantes passivos.....	92
CAPÍTULO 4 RESULTADO & DISCUSSÕES.....	94
4.1.RESULTADOS E DISCUSSÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	94
4.1.1. Ensaio de caracterização.....	95
4.1.2. Resultados dos ensaios de resistência e deformação.....	97
4.1.2.1. Cisalhamento direto.....	97
4.1.2.2. Adensamento unidimensional.....	100
4.1.2.3. Compressão simples.....	102
4.1.3. Curva característica solo-água.....	103
4.1.4. Obtenção da coesão total com variação de umidade.....	107
4.2.RESULTADOS DO MONITORAMENTO.....	108
4.2.1.DADOS PLUVIOMÉTRICOS.....	108
4.2.2. Perfil de umidade, sucção e coesão aparente.....	109
4.2.3. Linha do tempo do monitoramento.....	110
4.2.4. Resultados do monitoramento dos deslocamentos com extensômetros horizontais de hastes múltiplas.....	112
4.2.4.1. Análises EHHM 1.....	112
4.2.4.2. Análises EHHM 2.....	122
4.2.4.3. Análises EHHM 3.....	129
4.2.5. Resultados do monitoramento com medições topográficas.....	135
4.3.RETRO ANÁLISES COM SHEETING CHECK.....	140
4.3.1. Caracterização do perfil geotécnico.....	141
4.3.2. Análise dos deslocamentos medidos com EHHM para retro análise.....	141
4.3.3. Resultado da retro análise com <i>Shetting Check</i>	142
CAPÍTULO 5 CONCLUSÃO & SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	147
5.1.PERFIL GEOTÉCNICO.....	147
5.2.CCSA E PERFIL DE SUCÇÃO.....	148
5.3.INSTRUMENTAÇÕES ADOTADAS.....	148
5.4.RETRO ANÁLISE.....	149
5.5.SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	149

REFERÊNCIAS.....	151
APÊNDICE A – DESCRIÇÃO, MONTAGEM, INSTALAÇÃO DO EHHM.....	156
APÊNDICE B – VALORES DO PERFIL DE UMIDADE E SUCÇÃO.....	162
APÊNDICE C – DADOS OBTIDOS COM EHHM.....	163
APÊNDICE D – TABELAS DE ANÁLISES EHHM.....	165
APÊNDICE E – TABELAS DE COORDENADAS.....	168
ANEXO A – FORMULAÇÃO DO MÉTODO DAS VIGAS SOBRE BASE ELÁSTICA.....	174
ANEXO B – LAUDOS DE SONDAGEM.....	179
ANEXO C – AJUSTE DA ESTAÇÃO TOTAL.....	191

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Estudos realizados por Terzaghi (1943), Terzaghi e Peck (1948), com tecnologia de instrumentação limitada, permitiram o início do entendimento das deformações do solo devido ao processo de escavação do mesmo. Com o desenvolvimento dos métodos numéricos concomitante com o desenvolvimento de novas tecnologias de instrumentação (uso de inclinômetros por Shannon e Wilson¹ (1958) *apud* KOUTSOFTAS (2012)), pôde-se compreender melhor o comportamento deste tipo de estrutura.

A medição e previsão do desempenho do sistema de contenção confere maior segurança à obra, na identificação e tratamento dos fatores potencialmente críticos da escavação, como controle das deformações. Quando se trata de escavações temporárias, o risco maior se concentra no período construtivo que pode coincidir com períodos de chuvas intensas e prolongadas. Por outro lado, em países em desenvolvimento, algumas escavações profundas podem ficar expostas por longo período por falta de verba para conclusão das obras (MASSAD, 2005).

O desempenho das contenções está intimamente ligado às alterações das propriedades de resistência e deformação do solo devido à variação sazonal, provocado pela presença ou falta de água no solo devido às chuvas, durante o processo de escavação.

No âmbito dos estudos da mecânica dos solos não saturados é possível avaliar os fatores intervenientes nestas propriedades de resistência dos solos. A ausência parcial de água entre as partículas de solo devido às condições climáticas a que o mesmo está sujeita implica em poropressão de água negativa no solo, chamada de sucção. A presença da sucção eleva consideravelmente a resistência do solo e com isso reduz os esforços ativos sobre a parede de contenção.

Na cidade de Goiânia (região central do Brasil), onde se realiza o presente estudo, o período de chuva e estiagem bem definidos durante o ano combinados com as propriedades do solo

¹ SHANNON, WILSON, *Engineers begun to see*. In house newsletter, p. 6-7, 1975.

tropical favorece a formação do solo natural não saturado com presença de sucção elevada (CARVALHO, 2013). Isto infere ao solo elevada coesão aparente, que permite encontrar escavações provisórias em obras na cidade de Goiânia, com taludes bastante íngremes, sem que haja estruturas de contenção (Figura 1.1a). Massad (2005) cita algumas escavações não escoradas executadas em São Paulo onde formações de argilas vermelhas permitem escavações com parede praticamente verticais não escoradas, com alturas superiores a 10 m, sem entrar em colapso. Por outro lado, a presença de água com início das chuvas pode reduzir a resistência do solo bruscamente, provocando grandes colapsos dos taludes (Figura 1b) conforme observado por Oliveira *et al.* (2012) e Zanlorenzi *et al.* (2012).

Figura 1.1 – Diferentes situações de taludes (a) obra em Goiânia, com talude intacto (b) talude em Florianópolis após ruptura devido às chuvas (Oliveira, 2012)



(a)



(b)

Diante da situação apresentada surge o interesse em analisar e quantificar a efetividade da presença da sucção nas propriedades de um solo natural, assim como a variabilidade de seu comportamento com a percolação da água das chuvas, e seu efeito nas deformações e tensões de um sistema de contenção, para que se evite superdimensionamento das estruturas, mas que as mesmas não entrem em colapso ou tenham deformações exageradas.

Para que esta análise seja fiel à realidade é necessário o conhecimento do solo natural (através de ensaios), mas também é imprescindível o monitoramento dos deslocamentos/forças dos elementos envolvidos neste processo. Com isso, o presente estudo busca instrumentar uma

contenção em estacas tipo escavadas espaçadas para medir os deslocamentos horizontais, analisando a condição de água no solo através da medição do perfil de umidade do solo, no processo de escavação, adicionada a uma campanha de ensaios laboratoriais para quantificar os parâmetros do solo natural. Posteriormente, é utilizada uma ferramenta numérica para compatibilizar os resultados obtidos com o monitoramento em campo e assim avaliar o comportamento da não saturação do solo nas deformações da parede de contenção.

Como objetivos específicos têm-se:

- ◆ Medição das propriedades através de ensaios de caracterização e resistência do solo na condição natural e inundada em laboratório;
- ◆ Determinação do perfil de sucção do solo através da determinação da curva característica solo-água e medição do perfil de umidade do solo durante período construtivo;
- ◆ Instrumentação e monitoramento dos deslocamentos da estrutura de contenção através dos extensômetros de hastes horizontais múltiplas e medições topográficas;
- ◆ Obtenção do módulo de reação do solo (k_s) através da retroanálise com ferramenta numérica;
- ◆ Comparação do perfil de deformação da parede de contenção com dados encontrados na literatura.

Este estudo contribuirá para maior conhecimento do comportamento da deformação da parede de contenção tipo estacas justapostas em solo típico da cidade de Goiânia, sendo, portanto uma referência concreta de apoio na elaboração de projetos de contenção mais otimizados e seguros.

1.1. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

O trabalho está dividido em cinco capítulos:

- ◆ O presente capítulo contém uma apresentação inicial acerca do tema a ser tratado na pesquisa, assim como sobre a relevância do assunto e objetivos principais da pesquisa;

- ◆ No segundo capítulo consta uma revisão bibliográfica abordando assuntos relevantes ao tema proposto: comportamento dos solos não saturados, deformabilidade das estruturas de contenção, instrumentação e conceito da ferramenta numérica adotada;
- ◆ O capítulo 3 relata os ensaios realizados em laboratório, em campo e a metodologia utilizada na retro análise adotada. Contempla também o tipo de instrumentação adotada no monitoramento dos deslocamentos e a ferramenta numérica *Sheeting Check*;
- ◆ No capítulo 4 são apresentados as propriedades do solo, os resultados e discussões do monitoramento em campo e resultados da retro análise;
- ◆ Por fim, o Capítulo 5 contempla as conclusões obtidas com a pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são explanados conceitos teóricos de embasamento para a pesquisa buscando a compreensão do comportamento tensão-deformação das estruturas de contenção e conceitos dos solos não saturados. Também são apresentados o método numérico utilizado nesta pesquisa e uma abordagem das instrumentações adotadas no monitoramento das deformações das estruturas de contenção. Por fim alguns casos históricos de monitoramento de estruturas de contenção já realizados por outros pesquisadores são apresentados.

Um ponto qualquer no interior do maciço na condição de repouso está submetido a uma tensão vertical (σ_v) e uma tensão horizontal (σ_h). A relação entre estas duas tensões é definida como coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Quando há escavação de solo próximo a este ponto ocorre deslocamento que implica em alívio de tensão no solo. O mesmo tende a encontrar uma nova distribuição de tensões que permita equilíbrio de tensões ou ruptura do maciço. A estrutura de contenção é a combinação de elementos estruturais destinados a controlar estas deformações do maciço e levar a distribuição de tensões a um novo equilíbrio.

A busca da nova tensão de equilíbrio do sistema é um processo de interação solo e parede de contenção. À medida que um conjunto de partículas de solo no maciço atrás da cortina é mobilizado pela escavação, ocorre deformação num comportamento elastoplástico até um limite e posteriormente a energia de deformação reduzida é transferida para as partículas de solo próximas, num processo contínuo até que a energia seja tão baixa que não permita mais movimento de partículas.

Considerando o solo no regime plástico, obter a relação tensão-deformação compatível com o solo é o maior obstáculo para a solução de equilíbrio limite considerando o solo como rígido-plástico (LAMBE, 1969). O ideal é que haja controle do nível de plastificação do maciço em valores muito reduzidos onde as análises de previsão dos deslocamentos são mais confiáveis e permite-se melhor controle na fase de projeto, para isto seriam necessárias estruturas de contenção mais robustas (MATOS, 2014).

Cada situação de escavação de subsolo tem variabilidades específicas a serem analisadas para a escolha do sistema adequado de contenção. Ou (2006) cita como fatores a serem analisados: a condição geológica (perfil do solo e parâmetros de resistência), condições ambientais, existência e condições de construções adjacentes, área de construção, cronograma, orçamento e disponibilização de equipamentos. Além desses fatores, outros não menos importantes como profundidade da escavação, nível do lençol freático, rigidez do sistema de contenção e perfil da sucção devem ser avaliados.

Há também uma grande preocupação com a magnitude e proporção dos deslocamentos gerados no solo devido ao processo de escavação de uma contenção que podem implicar em danos às construções adjacentes a obra. Estes deslocamentos são provocados pelo próprio processo de instalação/execução da estrutura de contenção, pela escavação e também pelo adensamento do solo atrás do muro de contenção, comum em solos moles (HACHICH, 1998). No processo construtivo de algumas paredes de contenção como, por exemplo, estacas justapostas tipo escavadas, o tempo entre a perfuração da estaca e a concretagem da mesma permite alívio de tensões no solo implicando nos primeiros deslocamentos do maciço.

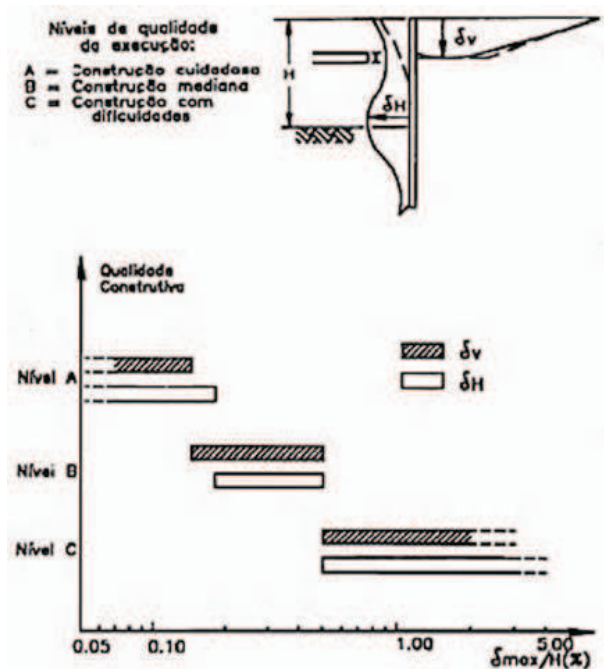
A Figura 2.1 apresentada por Hachich (1998) relaciona os deslocamentos horizontais e verticais máximos monitorados em estruturas de contenção em função da qualidade de execução a partir de trabalhos de Peck (1969) e Clough & O'Rourke (1990). Observa-se que os níveis de deslocamentos foram separados em três (A, B, C) de acordo com a qualidade da execução. Nas obras que encontraram dificuldade na construção, os deslocamentos foram dez vezes superiores em relação ao nível A (construção cuidadosa).

As estruturas de contenção são divididas em dois grupos específicos: as estruturas robustas que trabalham com o peso próprio para combater o empuxo gerado pela escavação, que contemplam os muros de gravidade, muros de concreto e muros de gabião, e as estruturas esbeltas ou cortinas, que tem resistência à flexão para combater o empuxo de terra, sendo exemplos as cortinas justapostas, secantes, paredes diafragma e perfis metálicos.

Dentre os diferentes de tipos de estruturas de contenção citadas, as cortinas em estacas próximas são, atualmente, bastante aplicadas nas contenções na cidade de Goiânia quando o nível do lençol freático não está presente na profundidade de escavação e o solo possui resistência coesiva. Neste caso, a condição de solo apresentada permite que as estacas de

contenção sejam dispostas isoladamente pelo efeito de arqueamento das tensões (BOWLES, 1997).

Figura 2.1 – Deslocamentos verticais e horizontais máximos em escavações profundas (HACHICH, 1998)



Na escavação de subsolos profundos, três métodos construtivos se destacam: escavação a partir do núcleo central, método inverso ou invertido e método das paredes atirantadas. No primeiro, executa-se a parede de contenção e taludes até o fundo do subsolo, então se constrói o núcleo central do edifício e à medida que as escavações prosseguem, instalam-se os travamentos da cortina com as lajes. No segundo, perfis de aço são instalados nos pontos onde se localizam os pilares e a parede de contenção, então executa-se a laje no nível do terreno e inicia a escavação com sequentes travamentos da laje do subsolo. No terceiro tipo, no qual se concentra o presente estudo, a parede de contenção é instalada com estruturas de travamento e se constrói a estrutura a partir do nível do subsolo, com desativação dos travamentos concomitante com o travamento das lajes do subsolo. Massad (2005) cita diversas obras de escavações realizadas em São Paulo adotando os diferentes métodos construtivos acima explanados.

Os tipos de estrutura de travamento aplicados são: estroncas, contra fortes, tirantes. As estruturas de travamento funcionam como pontos de apoio instalados ao longo do período construtivo da contenção, em cota de escavação específica. Eles são instalados espaçadamente

na horizontal e vertical e quanto mais próximos entre si, maior é a rigidez inferida ao sistema de contenção (OU, 2006). Nos travamentos tipo estronca e tirantes aplica-se pré-esforço (compressão nas estroncas e tração nos tirantes).

Os travamentos tipo tirantes passivos são elementos instalados no interior do maciço como microestacas que se comportam como ancoragens passivas onde a resistência deste elemento está relacionada à mobilização do atrito no contato com o solo circundante. Diferente dos tirantes ativos, a mobilização do tirante passivo ocorre a partir de pequenos deslocamentos entre o tirante e o maciço de solo.

2.1. CONCEITOS SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS

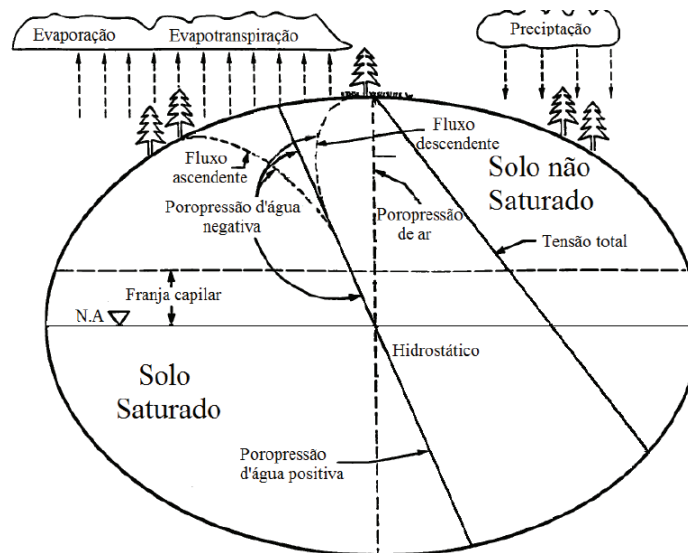
A variação da quantidade de água nos poros do solo ao longo de um perfil geotécnico ocorre conforme apresentado na Figura 2.2. A profundidade do lençol freático define a linha da pressão hidrostática do solo quando não há fluxo de água no interior do solo. Durante períodos de estiagem ocorre evaporação excessiva provocando fluxo ascendente da água e a poropressão de água torna-se mais negativa que aquela representada pelo prolongamento da linha hidrostática. Nos períodos chuvosos ocorre o fluxo descendente com aumento da poropressão e diminuição da sucção matricial.

Além da evaporação, a presença da cobertura vegetal na superfície provoca fluxo ascendente através da evapotranspiração e colabora para dessaturação do solo aumentando a sucção matricial. Já a velocidade do fluxo de água no interior do solo está relacionada com a permeabilidade do mesmo. Solos mais argilosos com permeabilidades mais baixas dificultam o fluxo de água no interior do solo. Neste caso, o processo de molhagem e secagem do solo pode ficar restrito às primeiras camadas de solo conforme estudado por Rocha (2013).

Na condição não saturada, o solo é composto por 4 fases: partículas de solo, água, ar e película contráctil que regem um comportamento diferente aos dos solos saturados. A película contráctil tem a propriedade chamada de tensão superficial. Este fenômeno é resultado das forças intermoleculares agindo nas moléculas da película e estão submetidas a forças externas de pressão de ar (u_{ar}) e pressão de água (u_w). A diferença de pressão ($u_{ar}-u_w$) é chamada de sucção matricial e confere resistência ao solo. A sucção total (ψ) é a somatória da parcela da sucção matricial e sucção osmótica. Enquanto a sucção matricial está relacionada ao

fenômeno de capilaridade do solo, a sucção osmótica está ligada ao teor de sais presente no solo.

Figura 2.2 – Perfil típico de poropressão d'água (modificado FREDLUND, 1996)



A sucção total do solo (ψ) é referida como o estado de energia livre da água do solo que pode ser medida em termos da pressão parcial de vapor da água presente no solo (EDLEDFSEN e ANDERSON, 1943²; RICHARD, 1965³ *apud* FREDLUND, 1993). A relação entre a quantidade de água presente nos poros do solo e a sucção (total ou matricial) determina a Curva Característica Solo-Água (CCSA) que permite interpretar propriedades distintas para diferentes tipos de solo. A quantidade de água no solo pode ser representada pela umidade gravimétrica (w), umidade volumétrica ($\Theta = V_w/V_t$, onde V_w é o volume de água no solo e V_t é o volume total de solo) e grau de saturação (S) do solo.

Dois pontos importantes caracterizam a CCSA: o valor de entrada de ar e a sucção residual (Figura 2.3). O primeiro reflete a sucção a partir da qual o solo começa a perder água (dessaturar), o segundo reflete o ponto de sucção a partir do qual é necessário um grande incremento na sucção para que seja possível retirar água do solo.

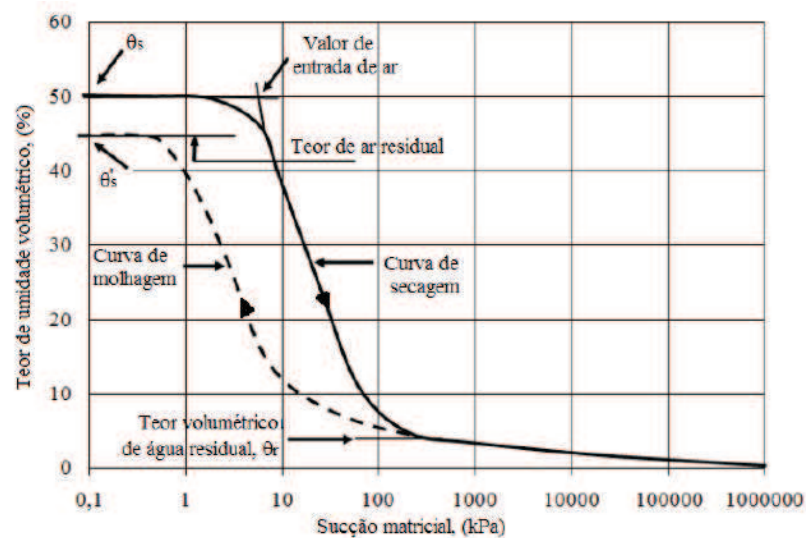
2 EDLEDFSEN, N. E., ANDERSON, A.B.B.; **Thermodynamics of soil moisture**, Hilgardia, vol. 15, p. 31-298, 1943.

3 RICHARDS, G. **Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors**, in moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, A. Simp. in Print., Australia, 1965, p. 39-46.

A CCSA pode ser obtida em laboratório por secagem, quando o solo, na condição saturada, é exposto ao ar para secagem (aumentando a sucção matricial) até as umidades requeridas para então medir a sucção, ou por molhagem, onde o solo seco ao ar é molhado até a umidade requerida, diminuindo assim a sucção matricial. Segundo Fredlund (1993), a distribuição não uniforme do diâmetro dos poros contidos no solo pode resultar na histerese entre a CCSA de molhagem e secagem apresentadas na Figura 2.3 Tal fenômeno pode ser explicado, pois o ângulo de contato na interface partícula de solo e água (película contráctil) durante o processo de molhagem do solo é mais suave que o obtido no processo de secagem, com isso a tensão entre as partículas é maior no processo de secagem.

Vários fatores influenciam o formato da CCSA, entre eles: a granulometria do solo, o nível de agregação das partículas, o índice de vazios, o estado de molhagem ou secagem do solo, a mineralogia, o histórico de tensões.

Figura 2.3 – Elementos da curva característica (modificado de FREDLUND; XING, 1994)



Para solos saturados, a resistência ao cisalhamento é descrita pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb e pelo conceito de tensões efetiva apresentado por Terzaghi, (1936) (FREDLUND, 1993). Em 1977, Fredlund e Morgenstern propuseram o estado de tensões para o comportamento dos solos não saturados governado por duas variáveis de tensão independentes: tensão líquida, $(\sigma - u_a)$, e sucção matricial $(u_a - u_w)$, onde σ é a tensão total, u_a é a pressão de ar e u_w é a poro-pressão de água. Baseado na tensão líquida e sucção matricial

Fredlund *et al.* (1978⁴ *apud* FREDLUND, 1993) propuseram a Equação 2.1 da resistência ao cisalhamento para solos não saturados:

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - \sigma_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (2.1)$$

Onde:

c' = intercepto da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida no eixo da tensão cisalhante quando a tensão normal líquida e a sucção matricial são iguais a zero; é chamado de coesão efetiva;

$(\sigma_f - u_a)_f$ = tensão normal líquida no plano de ruptura, na ruptura;

u_a = poro-pressão de ar;

u_w = poro-pressão de água;

ϕ' = ângulo de atrito associado a variável de tensão líquida, $(\sigma_f - u_a)_f$

$(u_a - u_w)_f$ = sucção matricial no plano de ruptura, na ruptura;

ϕ^b = ângulo que indica a taxa de variação da resistência ao cisalhamento relativo a sucção matricial, $(u_a - u_w)_f$.

A medida que o solo aproxima-se da condição saturada, a sucção matricial tende a zero e a Equação 2.1 retorna a condição saturada.

A Figura 2.4 apresenta círculos de Mohr para solos não saturados plotados no espaço tridimensional. A superfície tangente aos círculos de Mohr identifica a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendido.

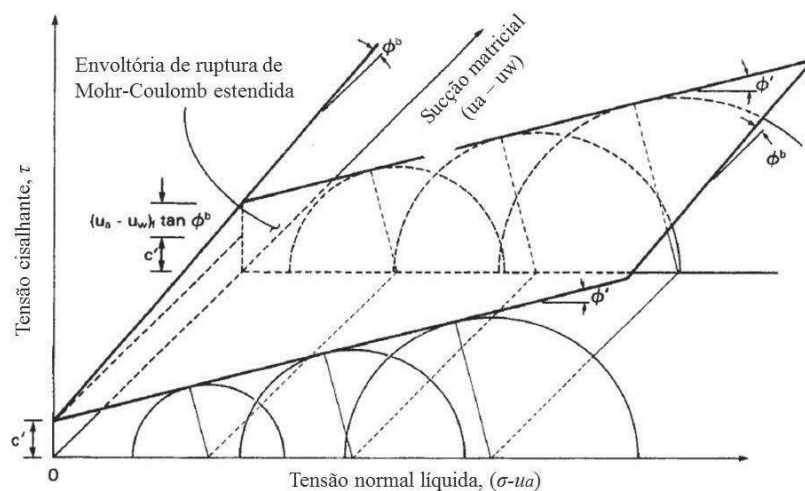
O plano de ruptura tem inclinação com ângulo ϕ' e ϕ^b com o eixo $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, respectivamente. Neste caso, a inclinação de ϕ^b foi adotada constante, existem dados na literatura que indicaram a não linearidade do ângulo ϕ^b (GAN, 1986⁵; ESCARIO e SÁEZ,

⁴ FREDLUND, G. **Two-dimensional finite elemento program using constant strain triangles (FINEL)**. Univ. of Saskatchewan transportation and geotech. Group, Internal report CD-2, 1978.

⁵ GAN, K. M. **Direct shear strength testing of unsaturated soils**. M.Sc. Tesis, Dep. Of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, p. 587, 1986.

1986⁶ *apud* FREDLUND, 1993). A envoltória de ruptura pode ser dividida em duas partes conforme apresentado na Figura 2.5. Para sucções abaixo do ponto B, $(u_a - u_w)_b$, a envoltória de ruptura é governada pelo ângulo de atrito ϕ' , para sucções matriciais acima deste valor, ϕ^b decresce.

Figura 2.4 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solo não saturado (modificado de FREDLUND, 1993)



Buscando entender o comportamento da resistência ao cisalhamento para solos não saturados, outros autores propuseram diferentes modelos para diferentes abordagens consideradas. Em Kuhn (2014) são apresentados diversos desses modelos, como Fredlund *et al.* (1996), Vilar (2006), Vanapalli *et al.* (1996). Este último justifica a variação não linear observada como uma resposta do solo à diminuição da “área molhada” no solo com a redução da água e aumento da sucção, com isso, propõe um modelo físico para prever a resistência do solo não saturado a partir da CCSA e dos parâmetros: valor de entrada de ar e sucção residual da curva. Além desses, outros estudos realizados em solos tropicais demonstraram que para baixas sucções, os valores de ϕ^b são maiores que ϕ' , também se observaram envoltórias de resistência ao cisalhamento com efeitos não lineares, com alguns se estabilizando com valores de máximos de resistência e outros apresentando queda de resistência após um valor máximo, ao atingir valores de sucções altas. (KUHN, 2014).

⁶ ESCARIO, V., SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soil. *Geotechnique*, vol. 36, n3, p.453-456, 1986.

estrutura estática no ponto de colapso. Esta teoria também considera o atrito entre solo e a parede de contenção no cálculo das tensões ativas e passivas do solo (DAS, 1999).

Rankine (1857 *apud* Poulos *et al.*, 2001) determina o coeficiente do empuxo ativo e passivo do solo a partir do ensaio triaxial. Para obter o coeficiente do empuxo ativo, realiza-se o ensaio triaxial por extensão, com a tensão vertical constante e a tensão horizontal reduzindo até a mobilização completa da resistência ao cisalhamento do solo. A relação da tensão horizontal efetiva máxima obtida no ensaio com a respectiva tensão vertical efetiva define o coeficiente de empuxo ativo (k_a). Para obter o coeficiente de empuxo passivo (k_p), comprime-se na direção horizontal aumentando a tensão confinante e mantendo a tensão vertical constante até ruptura.

Os círculos de Mohr para os estados de tensões ativo e passivo obtidos a partir do ensaio triaxial em solo sem coesão para solos saturados são apresentados na Figura 2.6, onde σ_{ha} é a tensão horizontal ativa ($k_a \times \sigma_v$), σ_{hp} é a tensão horizontal passiva ($k_p \cdot \sigma_v$), σ_v é a tensão vertical, k_a é obtido por $(\tan^2 (45-\phi/2))$ e k_p por $\tan^2 (45+\phi/2)$, sendo ϕ o ângulo de atrito.

A inclinação das duas linhas de ruptura (ativo e passivo) apresentadas nos círculos de Mohr da Figura 2.6 ilustram os planos originais de ruptura em cada estado de tensão para obter os ângulos das cunhas formadas (LAMBE, 1969). A ruptura do solo por ensaio triaxial de extensão, que consiste o empuxo ativo, ocorre no ângulo $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal. No ensaio por compressão, que define o empuxo passivo, a ruptura do solo ocorre na inclinação $45^\circ - \phi/2$ com a horizontal.

Através da Figura 2.6, nota-se que o nível de tensão para ruptura no estado ativo é consideravelmente menor que o estado passivo por isso, numa análise de equilíbrio limite de uma estrutura de contenção, reduz-se o empuxo passivo em 50%, compatibilizando as tensões e, conseqüentemente, as deformações no cálculo.

Fredlund *et al.* (1993) definiram a pressão ativa para solos não saturados em um elemento de solo em um ponto qualquer do maciço pela seguinte equação:

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a) \frac{1}{N_\phi} - 2c' \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - 2(u_a - u_w) \tan \phi^b \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (2.2)$$

Onde

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.3)$$

Nos casos onde a superfície do solo atrás da parede de contenção está sujeita a altas sucções gerando trincas, o solo correspondente à profundidade da trinca pode ser considerado como sobrecarga (q_s) que deve ser adicionada na pressão ativa.

A profundidade destas trincas de tração é dada pela variável, y_c (Equação 2.4) e pode ser calculada admitindo K_0 igual a zero a partir da Equação 2.2:

$$y_c = \frac{E}{\gamma \mu H_s} (u_a - u_w)_c \quad (2.4)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade para tensão normal líquida na profundidade da trinca de tração;

μ = coeficiente de Poisson;

H_s = módulo de elasticidade para $(u_a - u_w)_c$;

$(u_a - u_w)_c$ = sucção matricial na profundidade da trinca de tração;

γ = peso específico do solo, considerando o solo como homogêneo;

A Figura 2.8 apresenta a pressão ativa separada nas parcelas analisadas. Para a pressão passiva no maciço de solo em função da sucção matricial, o aumento da sucção implica no aumento da pressão passiva. A existência das trincas de tração no solo não é relevante para o caso de pressão passiva (FREDLUND, 1993), com isso, as parcelas do empuxo passivo são apresentado na Figura 2.9 e sua expressão é definida pela equação 2.5.

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)N_\phi + 2c'\sqrt{N_\phi} + 2(u_a - u_w)\tan\phi^b\sqrt{N_\phi} \quad (2.5)$$

Figura 2.8 – Componentes da distribuição da pressão ativa com sucção matricial constante com a profundidade (modificado de Fredlund & Rahardjo, 1993)

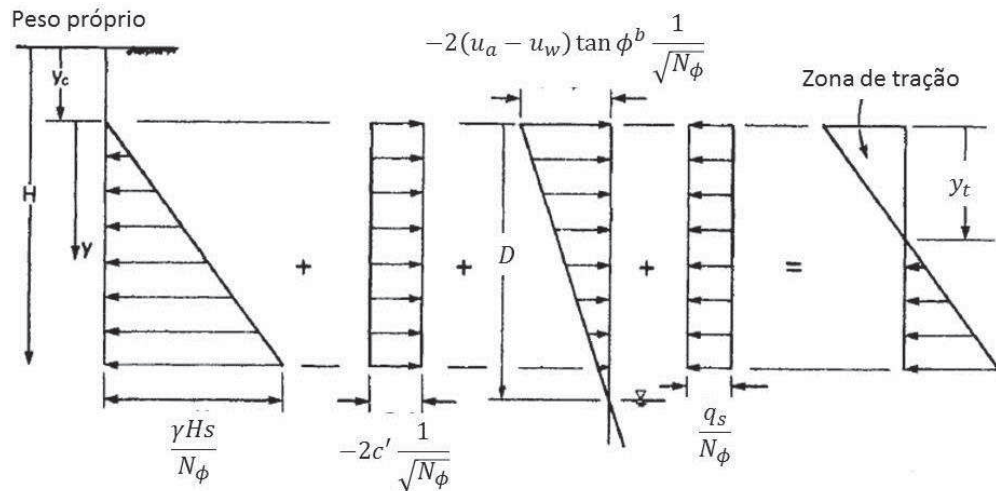
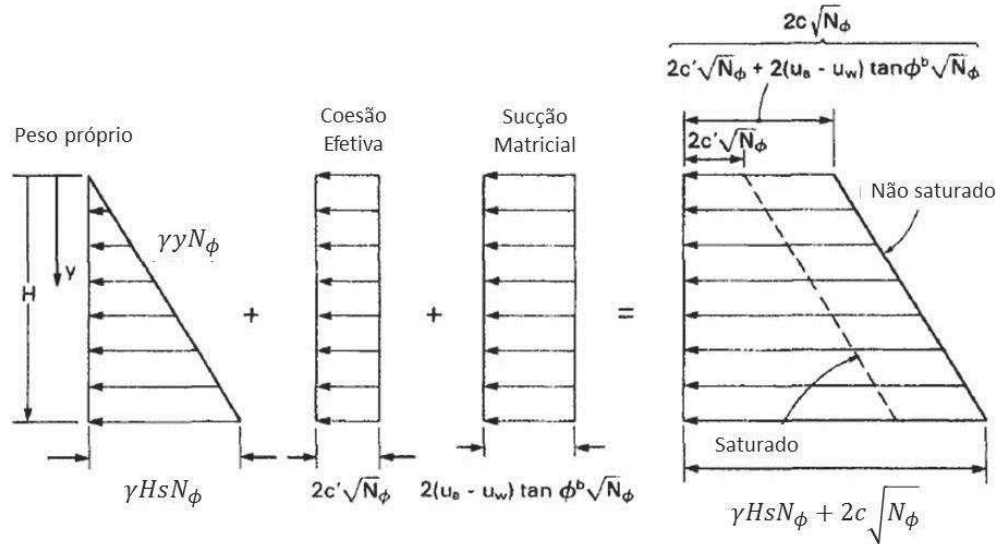


Figura 2.9 – Componentes da distribuição da pressão passiva com sucção matricial constante com a profundidade (modificado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

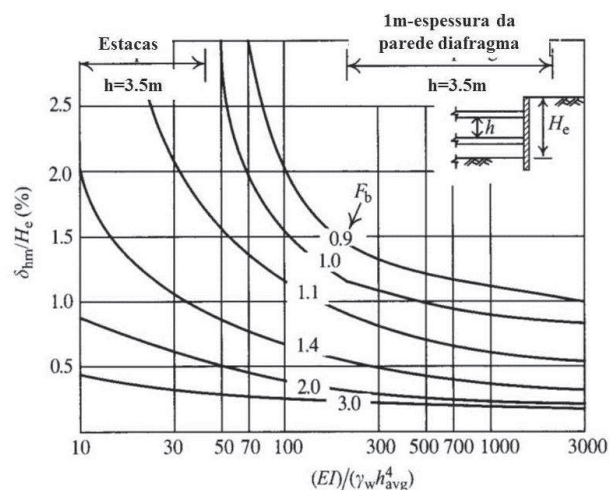


2.3. CARACTERÍSTICAS DE DEFORMAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

A magnitude da deformação ao longo da estrutura de contenção e consequentemente do maciço atrás desta estrutura devido a escavação do solo depende de uma grande quantidade de variáveis.

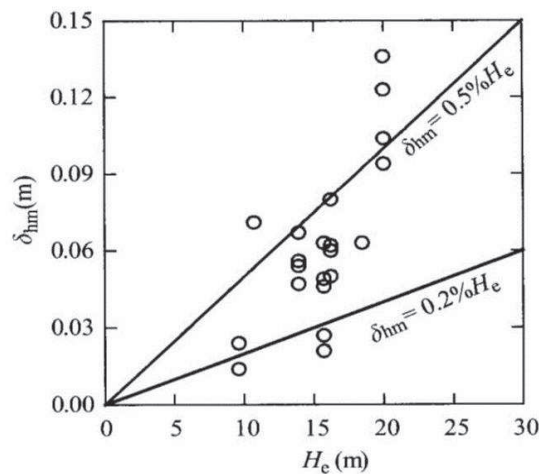
Clough e O'Rourke (1990 *apud* Ou, 2006) agruparam casos históricos de escavações em argilas moles a médias relacionando deformação e fator de segurança para obter a Figura 2.10, onde δ_{hm} é o deslocamento horizontal máximo, H_e é altura de escavação, F_b é o fator de segurança e $(EI)/(\gamma_w h_{avg}^4)$ é a rigidez do sistema de travamento, sendo E = módulo de Young, I = momento de inércia, γ_w = peso específico da água, h_{avg} = média dos espaçamentos verticais das estruturas de travamento. Conforme apresentado na Figura 2.10, obras com menor fator de segurança implicaram em maiores deformações da parede de contenção em argilas moles. Para argilas rijas, solos residuais e areias, o valor de δ_{hm} é aproximadamente $0,2\%H_e$, não sendo amplamente influenciado pelo fator de segurança (LONG, 2001). Clough e O'Rourke (1990) também observaram maiores deformações da parede de contenções para maiores larguras de escavação.

Figura 2.10 – Relação entre a deflexão máxima da parede, rigidez do sistema de travamento, e fator de segurança para ruptura “basal” (modificado de Clough e O'Rourke, 1990 *apud* OU, 2006)



A partir do monitoramento de deslocamentos da parede de contenção devido à escavação em argilas moles na região de Taipé, Ou *et al.* (1993⁷ *apud* OU, 2006) relacionaram deslocamentos horizontais máximos (δ_{hm}) e altura da escavação (H_e), conforme Figura 2.11. Na maioria dos casos analisados observou que a deformação aumenta com a altura de escavação e que os valores de deslocamento variam entre 0,2 e 0,5% da altura da escavação, sendo a deformação da parede de contenção em argilas moles, geralmente, maior que em solos arenosos. Outros autores como Moorman (2004), Kung *et al.* (2007), Lam (2010) encontraram diferentes relações δ_{hm}/H_e , conforme discutido no final deste capítulo.

Figura 2.11 – Relação entre a deflexão máxima e profundidade da escavação (OU *et al.*, 1993 *apud* OU, 2006)



Ou (2006) avaliou a relação da deformação lateral da parede de contenção com a profundidade da ficha de embutimento para 20 m de escavação. A partir da Figura 2.12, observa-se que, para o solo avaliado ($S_u/\sigma'_v=0,36$), as deformações foram similares para fichas com 15 e 20 m de comprimento. Para ficha com 4 m de comprimento observou maiores deslocamentos e o efeito “kicking”, ou seja, ocorreu deformação exagerada na ficha da estrutura de contenção, devido ao pequeno comprimento de ficha.

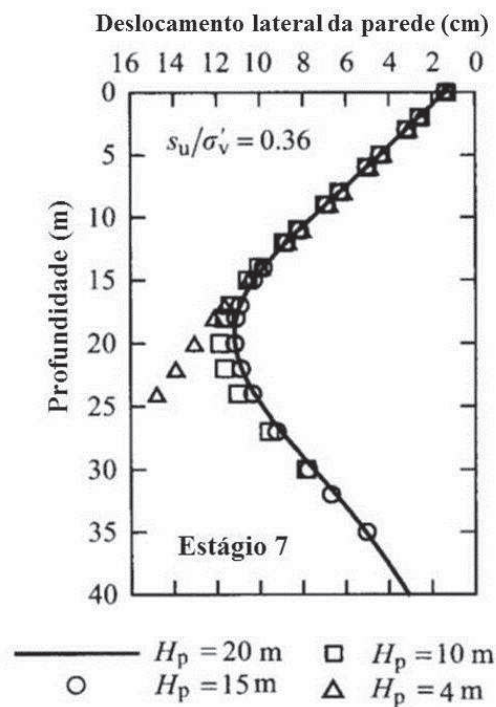
Quanto à rigidez da parede, espera-se maiores deslocamentos para menores rigidezes, porém segundo Hsieh (1999⁸ *apud* OU, 2006), este efeito não tem comportamento linear e o

⁷ OU, C. Y., SHIAU, W. D., Characteristics of consolidation and strenght of Taipei silty clay, **Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering**, vol. 5, n4, p. 337-346, 1993.

⁸ HSIEH, P. D., **Prediction of ground movements caused by deep excavation in clay**, PhD Dissertation, Departament of Construction Engineering, Nacional Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan, 1999.

aumento da rigidez da estrutura de contenção é efetivo na redução da deformação apenas até certo limite.

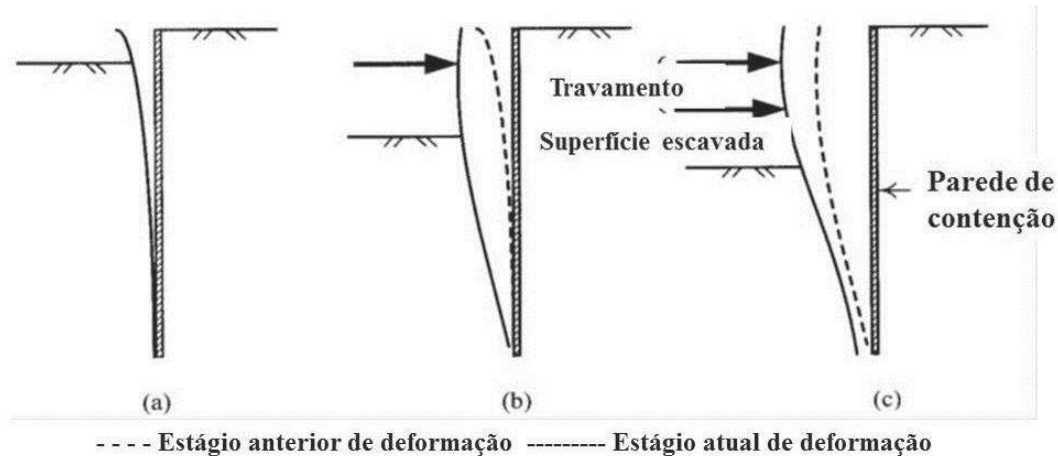
Figura 2.12 – Relação entre a profundidade da ficha e a parede de deflexão, onde H_p é o comprimento da ficha (modificado de OU, 2006)



Outro fator a ser avaliado é o efeito do tempo nos estágios de construção. Maiores intervalos de tempo entre um estágio e o seguinte (sem escavação) implicam em maiores deslocamento da parede de contenção e do solo. Este fenômeno ocorre devido ao tempo de dissipação da poropressão e/ou devido ao efeito de fluência do solo (OU, 2006). Segundo Ou *et al.* (1998), a deflexão devido o fator tempo aumenta em 30 a 35% da deflexão total.

O efeito tridimensional da deformação também pode ser observado em estruturas de contenção rígidas (ex.: parede diafragma). Em locais onde comprimento da escavação é pequeno em relação a largura de escavação (vistos em planta), nota-se comportamento tridimensional assim como pontos locados nas quinas também possuem efeito tridimensional e podem ser avaliado por métodos numéricos. Segundo Ou (2006), o efeito tridimensional é efetivo em estruturas de contenção com elevada rigidez lateral como as paredes diafragma.

Figura 2.14 – Relação entre a deformada da parede de contenção e a baixa rigidez da estrutura de travamento: (a) primeiro estágio de escavação (b) segundo estágio de escavação (c) terceiro estágio de escavação. (modificado de OU, 2006)



2.3.2. Formato da deformação da parede

Dois formatos típicos de deformações na parede de contenção e na superfície do solo atrás da parede são apresentadas na Figura 2.15. O formato tímpano ocorre quando a primeira etapa de escavação (em balanço) causa maior deformação que nos estágios seguintes ou quando as etapas seguintes permanecem em balanço. O contrário, ou seja, quando deslocamentos nos estágio posteriores são maiores que no primeiro estágio, ocorre deformação tipo côncavo. O tipo de solo também pode interferir neste comportamento: as deformações nas argilas moles, geralmente, tem formato tipo côncavo, enquanto areias e argilas rijas deformam no formato tímpano.

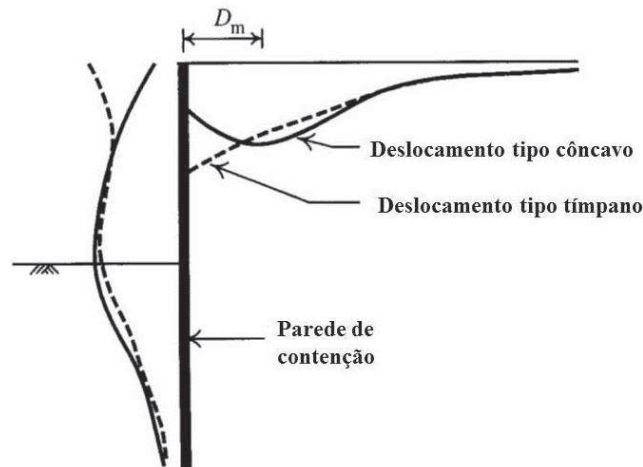
Os deslocamentos na superfície de deformação atrás da parede de contenção se estendem até um limite, esta região é a zona de influência e foi inicialmente estudada por Peck (1969⁹, *apud* OU, 2006), que propôs valor próximo de duas a três vezes a altura da escavação. Clough e O'Rourke (1990¹⁰ *apud* OU, 2006) propuseram separar os valores de acordo com o tipo de solo: em areias, argilas medianamente moles a moles a zona de influência de deformação

9 PECK, R. B. Deep excavation and tunneling in soft ground. **Proceedings of the 7th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering**, Cidade do México, Estado da arte, p.225-290, 1969.

10 CLOUGH, G. W, O'ROURKE, T.D., Construction-induced movements of in situ walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures, **ASCE Special Publication**, n25, p. 439-470, 1990

estende até duas vezes a profundidade da escavação, em argilas rijas a muito rijas se estendem até três vezes a escavação.

Figura 2.15 – Tipos de deslocamento da parede de contenção e da superfície do solo (modificado OU, 2006)



Através de simulações numéricas com método dos elementos finitos realizadas por Ou e Hsieh (OU e HSIEH, 2000¹¹; OU *et al.*, 2005¹², *apud* OU, 2006) foram definidas formulações de zona de influência em função da provável cunha de ruptura devido a escavação. Para ruptura tipo “*push in*” causada quando o empuxo de terra atuante excede o resistente e o sistema de contenção atinge o estado limite, a zona de influência (PIZ1) (Figura 2.16), é governada pela Equação 2.6:

$$PIZ1 = \min(2 \times H_e, H_g) \quad (2.6)$$

Onde

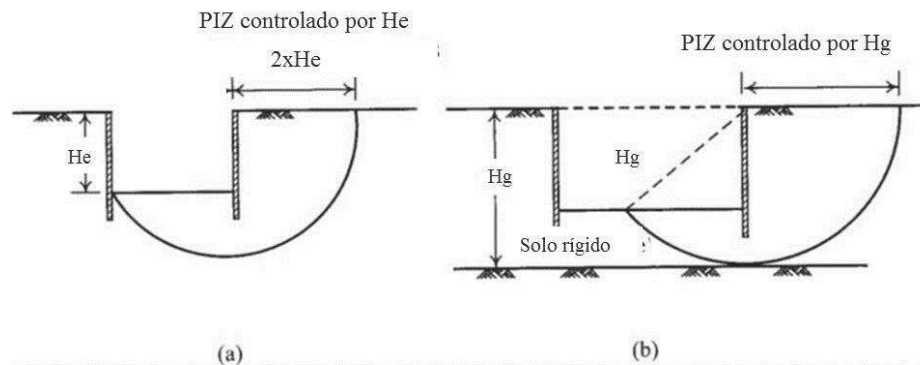
H_e = altura da escavação;

H_g = profundidade da camada superficial rígida

11 OU, C. Y., HSIEH, P. G., **Prediction of ground surface settlement induced by deep excavation**, Geotechnical Research Report No GT20008, Department of Construction Engineering, Nacional Taiwan Univ. of Science and Tech, 2000.

12 OU, C. Y., HSIEH, P.G., DUAN, S., **A simplified method to estimate the ground surface settlement induced by deep excavation**, Geotechnical Research Report No. GT200502, Department of Const. Eng. Nac. Taiwan Univ. of Science and Techn., 2005.

Figura 2.16 – Zona de influência gerada por superfície potencial de ruptura “push in” (a) controlado por H_e (b) controlado por H_g



Para ruptura “basal”, causada quando o peso de solo atrás da parede de contenção excede a capacidade de carga do solo abaixo da cota final de escavação, a equação da zona de influencia (PIZ2) (Figura 2.17) é dada:

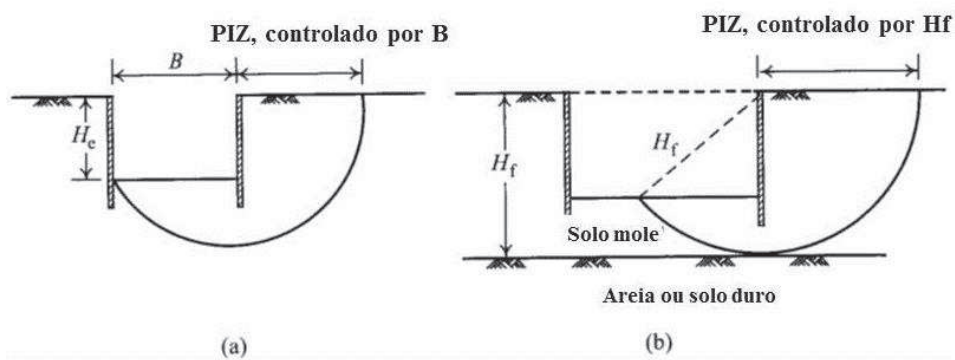
$$PIZ2 = \min(H_f, B) \quad (2.7)$$

Onde

H_f = profundidade até a camada rígida,

B = largura da escavação

Figura 2.17 – Zona de influência gerada por superfície potencial de ruptura “basal” (a) controlado por B (b) controlado por H_f (modificado de OU, 2006)



O deslocamento vertical ou recalque máximo da superfície do solo atrás da parede de contenção foi avaliada por Ou (2006) a partir de monitoramentos de escavação em São Francisco, Oslo, Chicago e Taipé e encontraram a relação apresentada na equação 2.8.

$$\delta_{vm} = (0,5 \text{ a } 0,75) \times \delta_{hm} \quad (2.8)$$

Onde

δ_{vm} = deslocamento vertical máximo

δ_{hm} = deslocamento horizontal máximo

2.4. MÉTODO DE VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Em geral existem três técnicas principais que podem ser usadas para projetar e analisar paredes de contenção flexíveis: aproximação do tradicional equilíbrio limite, aproximação pelo método da viga sobre base elástica e aproximação através de elementos finitos. Neste estudo foi utilizado o método das vigas sobre base elástica, chamado de modelo de Winkler (Winkler, 1867), que simula o problema da interação solo-estrutura através da análise simplificada de molas. A primeira aplicação deste método em paredes de contenção flexíveis foi registrada por Haliburton (1968¹³, *apud* Zou *et al.*, 2000) enquanto Matlock foi quem desenvolveu a solução computacional geral de viga em problemas de fundação (Matlock¹⁴ *et al.* 1981 *apud* ZOU, 2000).

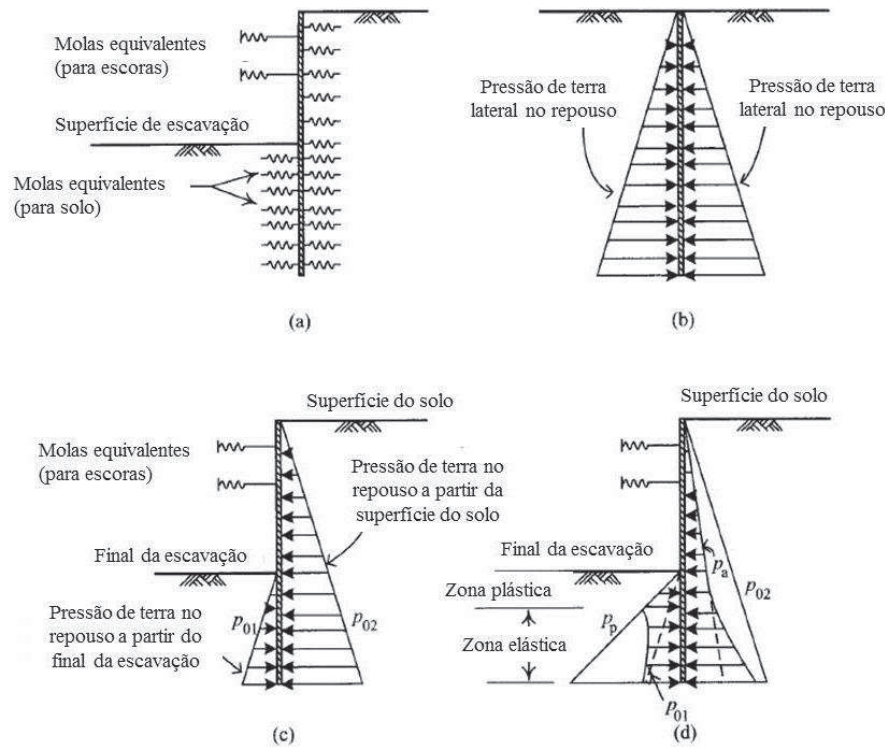
Segundo o método, a rigidez (ks), ou constante das molas é a razão entre tensão (p) e deslocamento (δ) e também é chamado de coeficiente de reação do solo. A Figura 2.18 apresenta o modelo aplicado no estudo da contenção, onde a viga é a parede de contenção e é apoiada por elementos de mola, que simulam a rigidez do solo e da estrutura, com pressões de terra aplicadas aos dois lados da parede de contenção (OU, 2006).

Antes da escavação estas pressões são impostas pela condição de repouso (K_0). Após o início da escavação, o descarregamento induzido pela escavação implicará em novas distribuições de forças dos dois lados da parede de contenção que induzirá na deformação da parede. As novas forças de desequilíbrio do sistema são as pressões de terra no repouso dos dois lados da parede de contenção quando a parede ainda é mantida imóvel, conforme apresentado na Figura 2.18 pelas pressões p_{01} e p_{02} .

¹³ HALIBURTON, T.A. Numerical analysis of flexible retaining structures. **Proc. ASCE**. p. 1233-1251, 1968.

¹⁴ MATLOCK, H., BROGRAD, D., LAM, I. BMCOL76: a computer program for the analysis of beam-columns under static axial and lateral loading. **University of Texas at Austin**, 1981.

Figura 2.18 – Método da viga sobre base elásticas: (a) molas posicionadas nos dois lados da viga (b) pressão de terra no repouso antes da escavação (c) pressão de terra dos dois lados da parede de contenção antes do movimento da parede, e (d) pressão de terra dos dois lados da parede de contenção após movimento da parede (modificado de OU, 2006)



Devido às novas tensões de desequilíbrio (p_{01} e p_{02}), a viga desloca-se alterando a distribuição das pressões de terra. Esta pressão atrás da parede de contenção decresce conforme equação 2.9, com a evolução do deslocamento. O limite inferior da pressão p é a pressão ativa (p_{at}), obtida pelos métodos de equilíbrio limite.

$$p_{at} = p_0 - ks \times \delta \quad (2.9)$$

Onde: p_{at} é a pressão do solo atrás da parede de contenção, p_0 é a pressão horizontal no repouso, δ é o deslocamento e ks é o módulo de reação do solo.

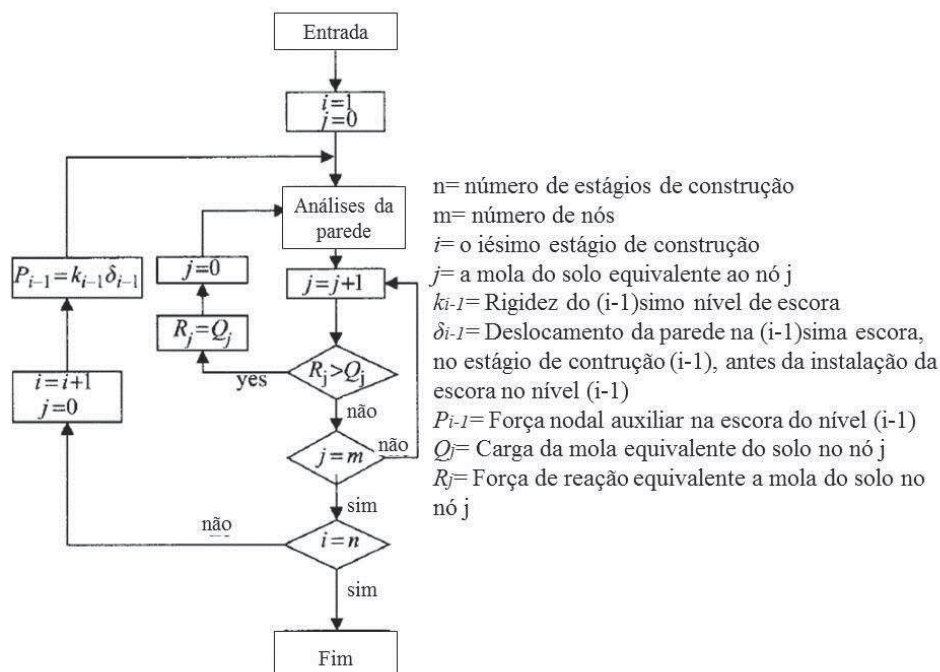
Na frente da parede de contenção, a pressão de terra (p_{fr}) aumenta com os deslocamentos internos (compressão) até o estado passivo conforme a Equação 2.10.

$$p_{fr} = p_0 + ks \times \delta \quad (2.10)$$

Quando as molas de solo ultrapassam a condição limite passiva, a reação do solo do lado passivo para de evoluir e se mantém no estado limite passivo, que é chamado de estado plástico.

A formulação computacional (Anexo A) deste método é baseada no mesmo conceito de elementos finitos, onde a parede de contenção é simulada como uma viga contínua com largura com 1 unidade, que é particionada em vários elementos de viga. Cada elemento é classificado como elemento básico sobre apoio elástico, molas. O procedimento de cálculo é realizado em cada elemento da viga de forma iterativa conforme diagrama da Figura 2.19. Quando a reação do solo é maior que a capacidade de resistência (Q_j , no caso de pressão passiva), considera-se que a mola encontra-se no estado plástico e passa a ser analisado por iterações não lineares.

Figura 2.19 – Fluxograma do método de análise da viga sobre apoio elástico (modificado de OU, 2006)



Algumas considerações para esta análise devem ser ressaltadas:

- ◆ A distribuição do empuxo de terra não pode ser majorada pelo fator de segurança;
- ◆ Considerando a possibilidade de fissuras no concreto da parede de contenção, a rigidez (EI) pode ser reduzida;

- ♦ A rigidez (k) do tirante passivo/ativo, laje é computado pela Equação 2.11;

$$k = \frac{AE}{L} \quad (2.11)$$

Onde

A = área transversal da estrutura;

E = módulo de Young

L = comprimento

- ♦ Este método avalia a deformação apenas da parede de contenção. A avaliação da deformação do maciço de solo atrás da parede de contenção pode ser obtida pelos métodos empíricos (ex: Peck, Bowles, Clough e O'Rourke, Ou e Hsieh);
- ♦ O método é baseado na condição de deformação plana.

Goh e Tamaro (2005) realizaram simulações com o método das vigas e elementos finitos para o mesmo caso de escavação buscando comparar os dois métodos. Simularam uma escavação de 18 m em areia (ângulo de atrito igual a 30° sem coesão) travado por 5 níveis de estroncas. O método das vigas foi realizado no programa RISA-2D, enquanto o método de elementos finitos (MEF) foi simulado no Plaxis-2D com elementos triangulares de seis nós. O autor verificou que os dois métodos forneceram resultados com boa similaridade, com momentos máximos parecidos. Em casos mais complexos, envolvendo muitas camadas de solos diferentes, fluxo de água, estruturas vizinhas próximas à escavação, o autor sugere que o MEF oferece meios com maior acurácia para análise do comportamento da interação solo-estrutura.

2.4.1. Estimativa do coeficiente de reação do subsolo (k_s)

Zou *et al.* (2000) avalia que a grande limitação na utilização do método de viga sobre base elástica em análises de paredes de contenção está na dificuldade em definir corretamente o módulo de reação do subsolo (k_s). Ainda segundo o autor, testes com estacas sobre carregamento lateral indicam que a relação entre a deflexão da estaca e o carregamento é não-linear, sendo que a rigidez do solo diminui com o aumento da deflexão da estaca, podendo assumir uma simplificação do módulo de reação do subsolo como linear-perfeitamente plástico conforme apresentado anteriormente.

Segundo estudos de Terzaghi (1955), o coeficiente de reação do solo (k_s) é influenciado pela dimensão, forma e profundidade da fundação, não sendo um fator apenas com interferência das características do solo, mas também da rigidez da fundação. Para estruturas de contenção a profundidade da ficha também implica no valor de k_s , já que parede de contenção pouco engastada implica em compressão do solo ao longo de toda a ficha enquanto contenção muito engastada pode inverter o sentido do deslocamento ao longo da profundidade da ficha.

Considerando parede pouco engastada em escavações em solos arenosos, o k_s do solo na frente da parede de contenção (região da ficha) decresce com a redução da tensão vertical devido a escavação, porém este mesmo k_s aumenta com a redução da ficha, pois com a deformação do solo na direção do solo comprimindo-o na frente da escavação aumenta-se sua rigidez. Já para solos argilosos, durante o processo de escavação, o k_s do solo na frente da parede de contenção mantém-se constante com a redução da carga vertical devido a escavação, pois o solo argiloso tem drenagem lenta, porém k_s aumenta com a redução da ficha (OU, 2006).

A distribuição de k_s ao longo da profundidade atrás da parede de contenção pode ter diferentes distribuições conforme o perfil de rigidez do solo. A Figura 2.20 apresenta dois tipos extremos destas distribuições que podem ser considerados para o análise da contenção. Na Figura 2.20a, k_s é nulo no topo da estaca e cresce linearmente ao longo da primeira camada de solo, justificado pelo aumento da rigidez do solo (módulo oedométrico) com a profundidade.

Figura 2.20 – Distribuições de k_s (a) variável e (b) constante



Para a distribuição da Figura 2.20b, k_s define-se constante ao longo da profundidade. Monaco e Marchetti (2004), realizaram um estudo comparando resultados obtidos através do MEF (Plaxis) utilizando um modelo não linear e o método de reação do subsolo para paredes de contenção multi ancoradas rígidas, flexíveis, em diferentes tipos de solo. A Figura 2.21 mostra os diagramas de resultados do Plaxis, representando a variação da pressão de terra (σ'_h) atrás da parede de contenção *versus* o deslocamento horizontal da parede (y) em diferentes profundidades (cada curva refere a profundidade z , em intervalos de 1,5 m). Para comparar as curvas obtidas em diferentes profundidades, σ'_h foi normalizada com a tensão vertical (coeficiente de empuxo de terra $K = \sigma'_h / \sigma'_v$) e o deslocamento horizontal y é normalizado pela profundidade z (y/z). As linhas pontilhadas representam K_0 e k_a . As curvas correspondem ao lado ativo da rigidez pressão-deslocamento (a atenção é focada no lado ativo, mais significativo que o passivo para parede multi-ancoradas, sabendo que o comprimento da ficha é geralmente pequeno se comparada à altura da parede). A Figura 2.21 mostra que após um decréscimo inicial, σ'_h tende a crescer com o deslocamento da parede. Em geral, a inclinação da curva “normalizada” obtida em diferentes profundidades é similar. Uma vez que a inclinação das curvas é igual ao k_s das molas ($k_s = \Delta\sigma' / \Delta\delta$) dividido pelo peso específico (assumido constante), sugere-se que ao adotar k_s constante com a profundidade no cálculo das molas não envolve grandes erros, podendo ser uma primeira aproximação porque as curvas apresentam inclinação aproximadamente constante.

Existem vários métodos conhecidos para determinação do k_s baseados na teoria da elasticidade ou investigações empíricas. A Tabela 2.1 apresenta três formulações empíricas para k_s : Monnett, Ménard e Schmitt. Sendo este último uma adaptação da fórmula de Ménard.

Tabela 2.1 – Formulações para k_s

Método	Formulações de k_s
Monnett (1961)	$k_s = \left[20 \cdot EI \left(\frac{K_p \cdot \gamma \cdot \left(1 - \frac{K_0}{K_p} \right)^4}{0,015} \right) \right]^{\frac{1}{5}} + A_p \times c' \frac{\tan\left(\frac{c'}{30}\right)}{0,015}$
Ménard (1964)	$k_s = \frac{E_M}{\frac{\alpha \cdot a}{2} + 0,133 \cdot (9 \cdot a)^\alpha}$
Schmitt (1995)	$k_s = 2,1 \cdot \left(\frac{E_{\text{oed}}^{4/3}}{E \cdot I^{1/3}} \right)$

Onde

EI = rigidez da estrutura;

γ = peso específico do solo;

K_p = coeficiente do empuxo passivo;

K_0 = coeficiente do empuxo no repouso;

c' = coesão efetiva;

A_p = coeficiente da influência da coesão (1-15);

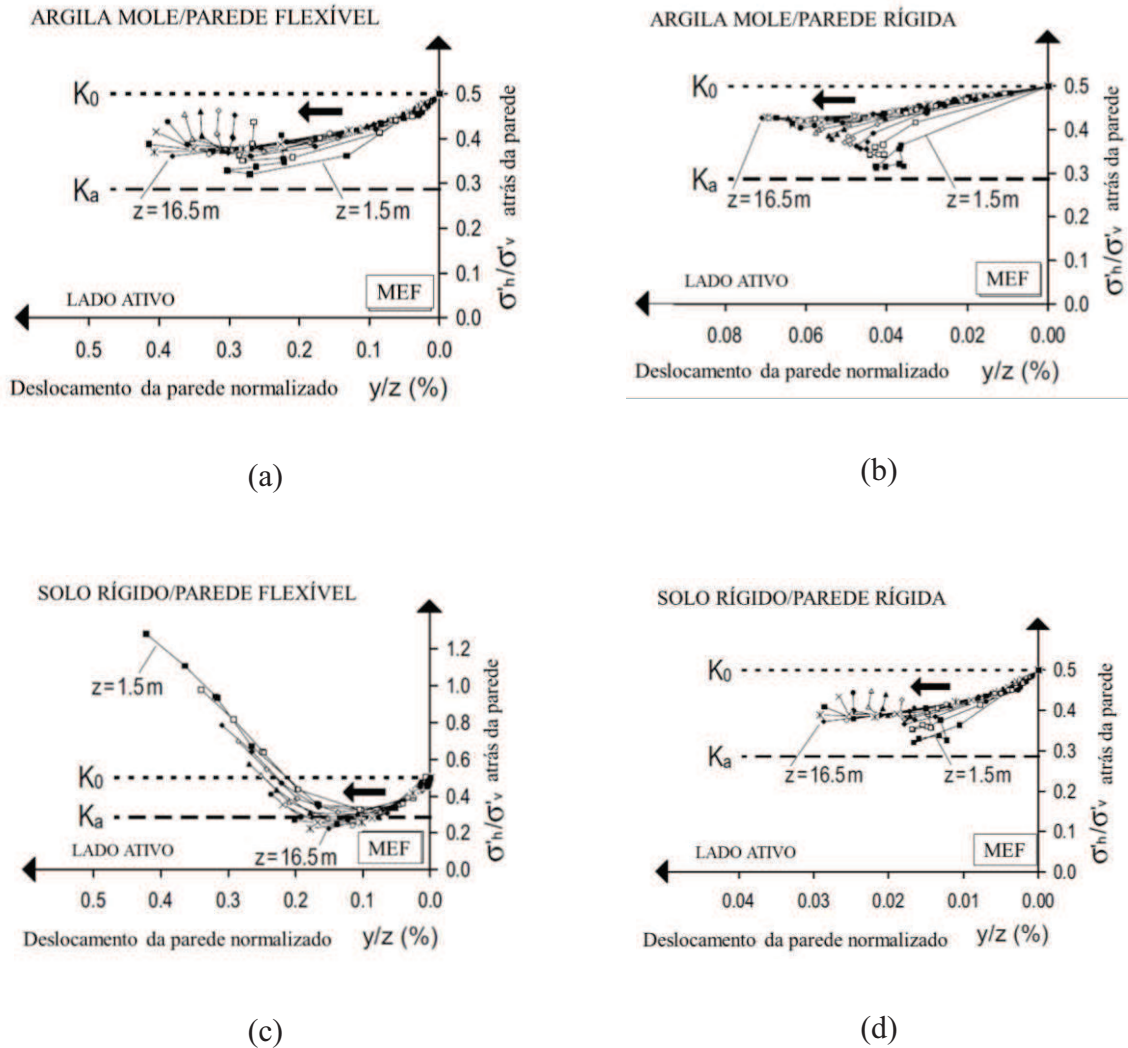
E_M = módulo pressiométrico, pode ser substituído pelo módulo oedométrico;

a = característica vinculada a ficha da parede de contenção. Segundo Ménard, este valor é equivalente a 2/3 da distância entre a base da escavação e o ponto de rotação na ficha da parede;

α = coeficiente reológico do solo;

Eoed = módulo oedométrico.

Figura 2.21 – Deslocamento da parede *versus* tensão (a) argila mole/parede flexível (b) argila mole/parede rígida (c) solo rígido/parede flexível (d) solo rígido/parede rígida (modificado de Monaco e Marchetti, 2004)



2.5. MONITORAMENTO

Para o sucesso do programa de instrumentação, Duncliff (1988) ressalta a importância do conhecimento do usuário/engenheiro envolvido no funcionamento da instrumentação e nas análises corretas dos dados medidos. Ainda ressalta que a maior deficiência na prática da instrumentação é a resposta de falhas na elaboração do plano de monitoramento de maneira sistemática e racional.

Para o planejamento sistemático uma série de itens devem ser avaliados antes da execução da instrumentação. É imprescindível o conhecimento dos detalhes do empreendimento, definição das questões geotécnicas e dos objetivos da instrumentação, selecionar parâmetros a serem monitorados, prever a magnitude de variações das medidas para correta escolha do instrumento, planejar ações corretivas, atribuir tarefas nas fases de projeto, construção e operação, selecionar dos instrumentos que conferem confiabilidade e simplicidade às leituras, definir a zona crítica de monitoramento, prever intervenientes externos (chuvas, temperaturas elevadas), elaborar cronograma e orçamento, planejar instalação dos instrumentos, verificar manutenção e calibração dos instrumentos e planejar as etapas de monitoramento.

Durante o planejamento, os erros de instrumentação merecem atenção especial para não inutilizar os dados medidos. Toda instrumentação utilizada para medições está susceptível a erros e incertezas. A Figura 2.22 apresenta alguns tipos de erros observados, suas causas e medidas remediadoras onde observa-se que as incertezas são frutos das limitações dos equipamentos (precisão) e/ou da incorreta instalação, medição e cuidado do usuário com o instrumento.

Figura 2.22– Causas e medidas remediadoras e erros de medição (modificado de DUNCLIFF, 1988)

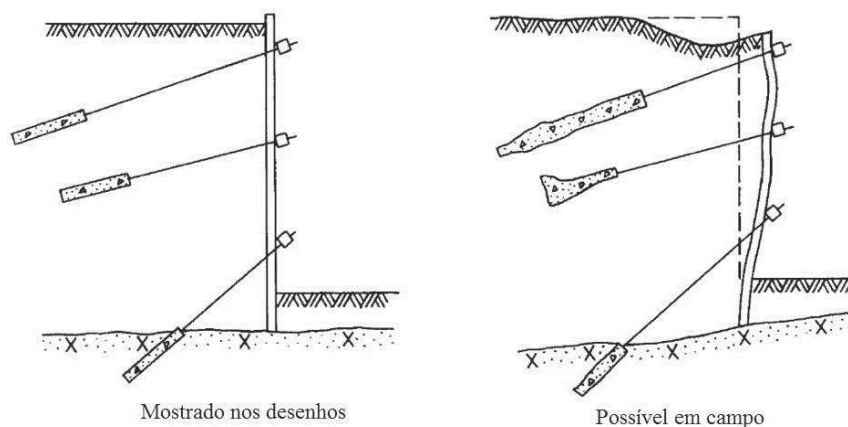
Tipos de Erros	Causas	Medidas remediadoras
Erros grosseiros	Inexperiência	Cuidado
	Erro de leitura	Treino
	Erro de gravação	Leituras duplicadas
	Erro computacional	Dois usuários
		Checar com leituras anteriores
Erros sistemáticos	Calibração indevida	Calibração correta
	Perda de calibração	Nova calibração
	Histereses	Uso de padronização
	Não linearidade	Uso de processos de leituras consistentes
Erros de conformidade	Detalhes de instalação inapropriados	Selecionar instrumento apropriado
	Limitação do instrumento	Modificar o procedimento de instalação
		Improvisar projeto de instrumentação
Erros devido ao meio ambiente	Clima	Medir parâmetros climáticos e aplicar correções
	Temperatura	
	Vibração	Fazer a escolha correta dos materiais utilizados nos instrumentos
	Corrosão	
Erros de observação	Variação entre usuários	Treino
		Utilizar aquisição automática de dados
Erros de amostragem	Variabilidade na obtenção dos parâmetros	Instalar número suficiente de instrumentos em locais representativos
	Técnicas incorretas de amostragem	
Erros específicos	Barulho	Escolha correta do instrumento
	Atrito	Eliminação temporária do barulho
	Efeitos climáticos	Executar repetição de leituras
		Análises estatísticas

Para minimizar erros de leitura o usuário pode optar por leituras múltiplas e os dados devem ser analisados estatisticamente, de forma que nem sempre o valor médio e o desvio padrão melhor representa o conjunto de dados. (BUSSAB; MORETTIN, 2013).

O início da aplicação da instrumentação geotécnica como ferramenta para estudo observacional em campo ocorreu entre 1930 e 1940. Durante os primeiros 50 anos, houve predomínio dos instrumentos baseados em princípios simples de mecânica e hidráulica. À medida que houve avanços tecnológicos, a instrumentação tornou-se mais segura, com dispositivos mais complexos, com transdutores elétricos e pneumáticos facilitando sua aplicação (DUNCLIFF, 1988). Atualmente, a instrumentação geotécnica contempla dispositivos complexos que permitem medidas automáticas contínuas através do monitoramento remoto com maior precisão, dentre outras tecnologias.

A Figura 2.23 apresenta a secção transversal de uma estrutura de contenção com grampos/tirantes em desenhos de projeto e como ocorre em campo (contraste exagerado) devido às imperfeições na instalação e heterogeneidade do solo. Apesar das análises numéricas preverem o comportamento destas estruturas, apenas as instrumentações em campo permitem avaliar o comportamento na condição real.

Figura 2.23– Secção transversal de uma parede de contenção em estacas justapostas ancoradas (modificado de DUNCLIFF, 1988)



Neste tipo de estrutura podemos instrumentar o solo atrás da parede de contenção verificando a movimentação do maciço e das construções adjacentes à obra devido à escavação. Também é possível obter o comportamento tensão deformação ao longo da parede de contenção durante e após o processo construtivo, assim como, a variação das cargas dos grampos/tirantes

e sua resistência com o solo. Duncliff (1988) apresenta um resumo de casos históricos de escavações monitoradas utilizando vários tipos de instrumentações.

Outros parâmetros podem ser medidos que ajudam a explicar o comportamento tensão deformação como, por exemplo, o monitoramento da variação do lençol freático com a utilização dos piezômetros e o perfil de umidade do solo ao longo da profundidade que permitem avaliar o efeito da sucção do solo.

Os movimentos do subsolo com a escavação podem ser medidos com diversos instrumentos apresentados por Duncliff (1988). O inclinômetro é o instrumento mais utilizado, pois permite obter o perfil de deslocamento lateral do solo ou da parede de contenção ao longo do perfil geotécnico. Dentre as várias contenções monitoradas com inclinômetros podemos citar os trabalhos de Peck (1969) em Chicago e Oslo, Moh; Song (1980) em Xangai, Whittle *et al.* (1993) em Boston, Finno *et al.* (2007) em Seattle.

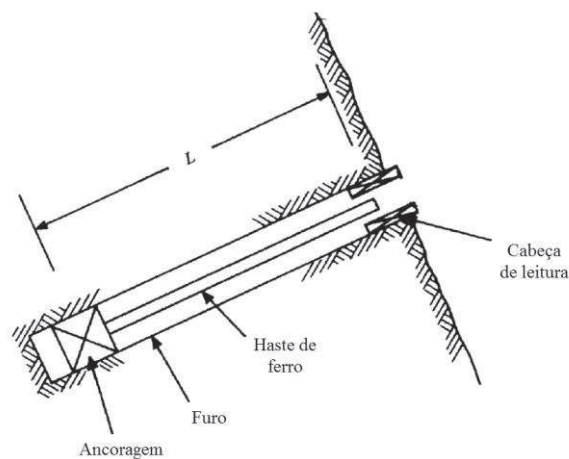
As medidas topográficas também são utilizadas para monitorar os deslocamentos horizontais e verticais da estrutura de contenção, da superfície do subsolo e da superfície de leitura de outros instrumentos. O sucesso deste tipo de instrumentação está relacionado à boa acurácia das medidas, da precisão do equipamento (Estação Total, Nível, etc), do prisma e das variações atmosféricas. As técnicas de medições topográficas são encontradas em Veiga; Zanetti; Fagion (2012).

A Figura 2.24 apresenta o princípio do extensômetro de haste. Consiste em hastes, com ponta ancorada no solo e comprimento livre para movimentação, instalados em furos no solo ou rocha para monitorar a variação da distância entre dois pontos (cabeça de leitura e ancoragem). Ao instrumento podem ser adicionadas hastes para medir o deslocamento em diferentes pontos no interior do maciço e é utilizado para monitorar o adensamento do solo, recalque, deformações na face de taludes. Em 1980, o extensômetro de hastes foi instalado na barragem de Itaipu para monitorar movimentos entre pontos do maciço da fundação devido aos carregamentos impostos pela construção da barragem, no enchimento do reservatório e pelas variações de nível d'água no reservatório durante utilização da barragem (MESCOLIN *et al.*, 2003).

Recentemente vários pesquisadores têm utilizado tecnologias baseadas em sensores de fibra óptica para diferentes medições de engenharia. Pinto *et al.* (2014) avaliaram a aplicabilidade

de um tubo inclinométrico de PVC instrumentado com extensômetros de fibra óptica, ao longo do seu comprimento, como dispositivo indicador de movimento de massas. Segundo os autores, os resultados apresentaram excelentes correlações com as deflexões angulares obtidos na inclinometria tradicional, porém, antes da aplicação prática, estudos devem ser realizados para verificar o efeito da amplitude térmica nas medições.

Figura 2.24– Princípio do funcionamento do extensômetro de haste (modificado Duncliff, 1988)



2.6. ALGUNS CASOS DE ESTUDO DE MONITORAMENTO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Finno *et al.* (1989) apresentam um estudo de monitoramento da escavação em argila saturada realizado para construção de um túnel em Chicago próximo a edificações já construídas. Para a instrumentação da escavação com 12 metros de profundidade e 4 travamentos de vigas (estroncas), foram utilizados extensômetros de hastes verticais para monitorar o recalque atrás da parede de contenção, inclinômetro, piezômetros e *strain gauges* nas estruturas de travamento. Os autores mediram os maiores deslocamentos na região sujeita a intenso tráfego de caminhões durante o monitoramento. O deslocamento horizontal máximo na superfície de solo foi 254 mm e na estrutura de contenção foi 178 mm. Também notou-se deslocamentos exagerados devido a erro no processo construtivo, onde o executor escavou antes da instalação da estrutura de travamento.

Whittle *et al.* (1993) aplicaram o método dos elementos finitos (MEF) para modelar a construção de um estacionamento em Post Office Square, Boston. Nesta análise foram acopladas análise de fluxo e deformação para simular condições reais de construção. Utilizou-se um modelo constitutivo do solo (MIT-E3) para descrever a não linearidade e inelasticidade do comportamento das argilas. Os resultados puderam ser comparados àqueles obtidos com instrumentação que monitoraram a deflexão da parede, deformação do solo, superfície de deslocamento e elevações piezométricas. A estrutura de contenção analisada é composta por paredes diafragma com 90 cm de espessura estendendo-se até a rocha (22 m de profundidade). Os travamentos foram realizados com instalação das lajes de cima para baixo, onde mediu deslocamento lateral máximo da parede de contenção medido igual a 50 mm. Na situação em balanço, o deslocamento lateral máximo da parede de contenção foi de 20 mm no topo da contenção, havendo discrepância entre os valores medidos e previstos. Os autores pontuam que não foi respeitado o tempo de cura do travamento antes do próximo nível de escavação, com isto o módulo de deformabilidade do concreto utilizado na simulação foi maior que o real.

Long (2001) apresenta dados de 300 casos históricos de movimentos da parede de contenção e do solo devido a escavação em várias partes do mundo para examinar os padrões e as tendências de comportamento e reavaliar as proposições de Clough *et al.* (1989, 1990). O autor encontrou que o deslocamento horizontal máximo (δ_{hm}) varia, geralmente, entre 0,05% e 0,25% da altura de escavação enquanto o deslocamento vertical máximo (δ_{vm}) é geralmente menor que 0,2%He para diferentes tipos de solo, com fator de segurança elevado para estrutura de contenção com travamentos. Para estruturas com baixo fator de segurança os deslocamentos foram maiores (δ_{hm} de 3,2%He).

Moorman (2004) analisou resultados de 530 casos históricos de deformação do solo e da parede de contenção. Segundo o autor, os deslocamentos horizontais máximos da parede de contenção (δ_{hm}) em solos moles ($c_u < 75$ kPa) encontram-se entre 0,5% e 1% da altura da escavação e estão localizados na profundidade entre 0,5He e 1He (sendo He altura da escavação). Os deslocamentos verticais máximos (δ_{vm}) encontram-se na faixa de 0,1% a 10% da altura da escavação e estão localizados na distância inferior a 0,5%He da parede de contenção, sendo alguns casos isolados de solos moles distancias maiores que 2He. A taxa de deslocamento

máximo ($\delta v_m / \delta h_m$) manteve entre 0,5 e 1,0. Em argilas rijas ($c_u \geq 75$ kPa), a média das taxas de deslocamentos horizontais máximos é de 0,25%He.

Em Xangai, Liu *et al.* (2005) monitoraram deformações devido a escavação de 15,5 m de profundidade da estação do metro numa contenção tipo parede diafragma com 60 cm de espessura, profundidade entre 28 e 34 m e largura de escavação aproximadamente 17,4 m com travamentos tipo estroncas. Para solos similares, estudos anteriores mediram deslocamentos da superfície não maiores que 0,1% da altura de escavação e deflexões máxima da parede de contenção (δh_m) menor que 0,14% da altura da escavação. O nível d'água encontrava-se a 1 m abaixo do topo da escavação. A taxa de deslocamento máximo ($\delta v_m / \delta h_m$) foi entre 0,4 e 0,5.

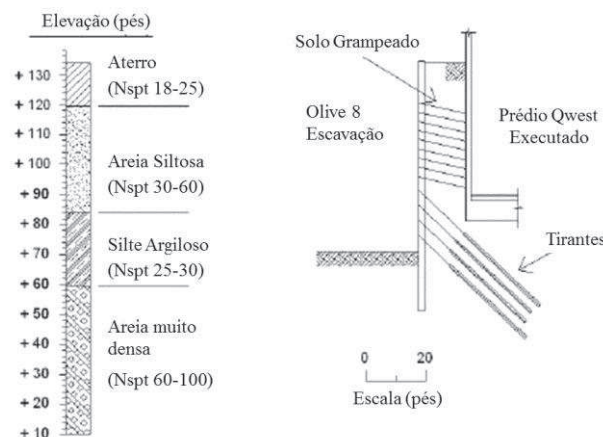
Kung *et al.* (2007) coletou 33 casos históricos de escavações em paredes diafragmas e estacas pranchas para validar um modelo semi-empírico proposto e prever a máxima deflexão da parede, o formato e o deslocamento máximo do solo da superfície atrás da parede. A taxa de deslocamento lateral máximo por altura de escavação ($\delta h_m / H_e$) entre os casos analisados estava entre 0,2% e 0,6% (similar à proposta sugerida por Ou *et al.*, (1993)).

Finno *et al.* (2007) apresentam resultados do monitoramento do edifício Olive 8 em Seattle, onde o deslocamento lateral máximo permitido era, aproximadamente, 25 mm. Próxima à escavação do subsolo encontrava-se o subsolo do prédio Qwest conforme apresentado na Figura 2.25, com isso optou-se por executar contenção em solo grampeado na parte superior e contenção em perfil metálico ancorado por linhas de tirantes na parte inferior do subsolo. O monitoramento foi realizado através de 3 inclinômetros e estação total automática. Mediu-se aproximadamente 11 mm de deslocamento máximo do topo da contenção.

Lam (2010) reuniu 155 publicações de monitoramento de escavação em diversas regiões com diferentes perfis geológicos buscando compreender a deformação da parede de contenção em argilas moles a rijas ($c_u < 75$ kPa). Em cada caso, o autor extraiu e analisou informações relevantes ao entendimento deste comportamento como: presença de água no subsolo, geometria da escavação, rigidez do sistema de contenção, processo construtivo. Em 55% dos casos analisados, com a maioria em paredes diafragma, o deslocamento horizontal máximo da parede de contenção foi menor que 0,5%He. Enquanto 26% dos casos apresentaram deslocamentos máximos entre 0,5 e 1%He. Apenas 19% apresentaram valores acima de

1%He, onde He é a profundidade da escavação. O autor relacionou as deformações com o fator de segurança encontrando taxas de deslocamentos (δ_{hm}/He) entre 0,2 e 2,8% para fator de segurança igual a 1,5 chegando a conclusão que este fator não normatiza as deformações.

Figura 2.25– Condições do subsolo e sistema de contenção do lado oeste (modificado FINNO *et al.*, 2007)



Diversos relatos de casos de estudos de deformações do solo devido à escavação de subsolos durante a construção do metrô de São Paulo são referenciados em Massad (2005), onde escavações com paredes de escoramento flexíveis em solos sedimentares intemperizados da cidade de São Paulo tiveram deslocamentos laterais inferiores a 0,1% da altura de escavação. Outros autores também estudaram o efeito da escavação em outras regiões no Brasil. Conciani *et al.* (2013), monitoraram deslocamentos de uma estrutura de contenção em estacas justapostas tipo hélice contínua monitorada com 40 cm de diâmetro grampeadas em Cuiabá. Neste estudo mediu-se deslocamentos laterais máximos na ordem de 20 a 30 mm para escavações entre 3 e 7 m de profundidade. Medeiros (2005) obteve deslocamentos entre 5 mm e 9 mm em solo de Brasília/DF para estruturas em balanço e grampeadas com escavações entre 4 e 14 metros de profundidade, respectivamente. Mota (2008) obteve taxas de deslocamento (δ_{hm}/He) para estrutura de contenção em perfil metálico na cidade de Goiânia de 0,23%, 0,34% e 0,90%. Esta última justificada pelo processo construtivo incorreto, onde se escavou além da profundidade de projeto sem devida instalação do travamento da cortina. Segundo Mota (2008) esperava-se encontrar taxas próximas a 0,15%.

Oliveira *et al.* (2014) monitoraram com inclinômetros a escavação em estacas justapostas tipo escavadas ancoradas por tirantes em areia pura na cidade de Natal/RN. As estacas com 8 m de

profundidade, diâmetro de 30 cm contiveram 2,88 m de escavação. O deslocamento lateral máximo da cortina foi 0,18% H_c , locado no topo da cortina. Os autores observaram que o tempo decorrido entre as etapas de execução exerce considerável influencia na magnitude dos deslocamentos horizontais da cortina.

Dos estudos realizados, muitos autores monitoram a variação do nível do lençol freático com piezômetros durante a escavação para caracterizar/justificar possíveis análises de fluxo ou caracterizar o solo como saturado, porém o estudo do efeito da sucção ao longo do perfil do solo não saturado (solo acima do nível do lençol freático) e suas implicações neste processo não tem sido uma vertente de pesquisa muito adotada. Dentre os poucos estudos de escavação em solo não saturado encontra-se Dias (2011) e Rocha (2013). O primeiro autor estudou a aplicação do método de escavação sequencial no metro do Porto através de um conjunto de análises numéricas que compara o comportamento mecânico e hidro-mecânico de uma escavação sobre solos não saturados. A diferença entre os cálculos puramente mecânicos e os hidro-mecânicos demonstrou a importância da modelagem do comportamento acoplado. No segundo estudo, Rocha (2013) avaliou a influência da sucção no dimensionamento de uma estrutura de contenção em balanço, simulando condições reais de precipitação em três solos distintos para três profundidades de escavações (3, 6 e 9 m) e para várias condições iniciais de nível do lençol freático, observando redução do empuxo ativo e um acréscimo do empuxo passivo nas diferentes condições de perfil de sucção, quando comparados com a condição de solo saturado.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS & MÉTODOS

Neste capítulo é apresentado o caso de estudo e as metodologias dos ensaios de laboratório, de campo e da instrumentação utilizada. Também será apresentado o método de retro análise da estrutura de contenção.

3.1. DESCRIÇÃO DA OBRA E PROCESSO CONSTRUTIVO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO

A pesquisa foi realizada durante o processo construtivo da obra residencial endereçada na rua T-51, quadra 27, lotes 20/21-23/26, Setor Bueno, Goiânia/GO. A Figura 3.1 apresenta o local da obra. A topografia do terreno é suave com cotas relativas entre +97,00 e +100,00 e a escavação final atinge cota que varia de +91,85 (nível do subsolo 3) a +94,74 (nível do reservatório inferior).

Para escavação do subsolo adotou-se, como sistema de contenção, estacas escavadas espaçadas executadas à trado mecânico com diâmetro de 35 cm, espaçadas entre eixos a cada 70 cm e travadas, provisoriamente, com tirantes passivos (Figura 3.2). Adotou-se comprimento de ficha entre 4 e 5 m.

Os tirante passivo foram executados na inclinação igual a 20° com a horizontal, diâmetro de 100 mm e comprimento entre 7 e 11 m. Para escavações entre 4 e 7 m adotou-se uma linha de tirante passivo e para escavações entre 7 e 8,7 m, duas linhas de tirante passivo. Os tirante passivo estão espaçados na horizontal a cada 1,4 m nas escavações maiores que 5 m e 2,1 m nas escavações menores que 5 m.

Na Figura 3.3a é apresentada a secção transversal da estrutura de contenção da região com duas linhas de tirantes passivos para escavação superior a 7 metros, correspondente ao corte A da Figura 3.1. A primeira linha de tirante passivos tem 10 m de comprimento e está na cota +98,11 e a segunda linha de tirante passivos, com 11 m de comprimento, está na cota +95,23.

As lajes do subsolo 1 e 2 fazem o travamento permanente da contenção nas cotas +97,63 e +94,74, respectivamente.

A Figura 3.3b apresenta a seção transversal da estrutura de contenção do corte B da Figura 3.1. Apenas uma linha de tirante passivo, com 11 m de comprimento, faz o travamento provisório da contenção na cota +95,83.

Figura 3.1 – Planta do terreno, locação dos furos de sondagem, topografia do terreno, cotas de escavação, locação do ponto de amostragem e perfil de umidade, indicação dos cortes A e B e locação das instrumentações

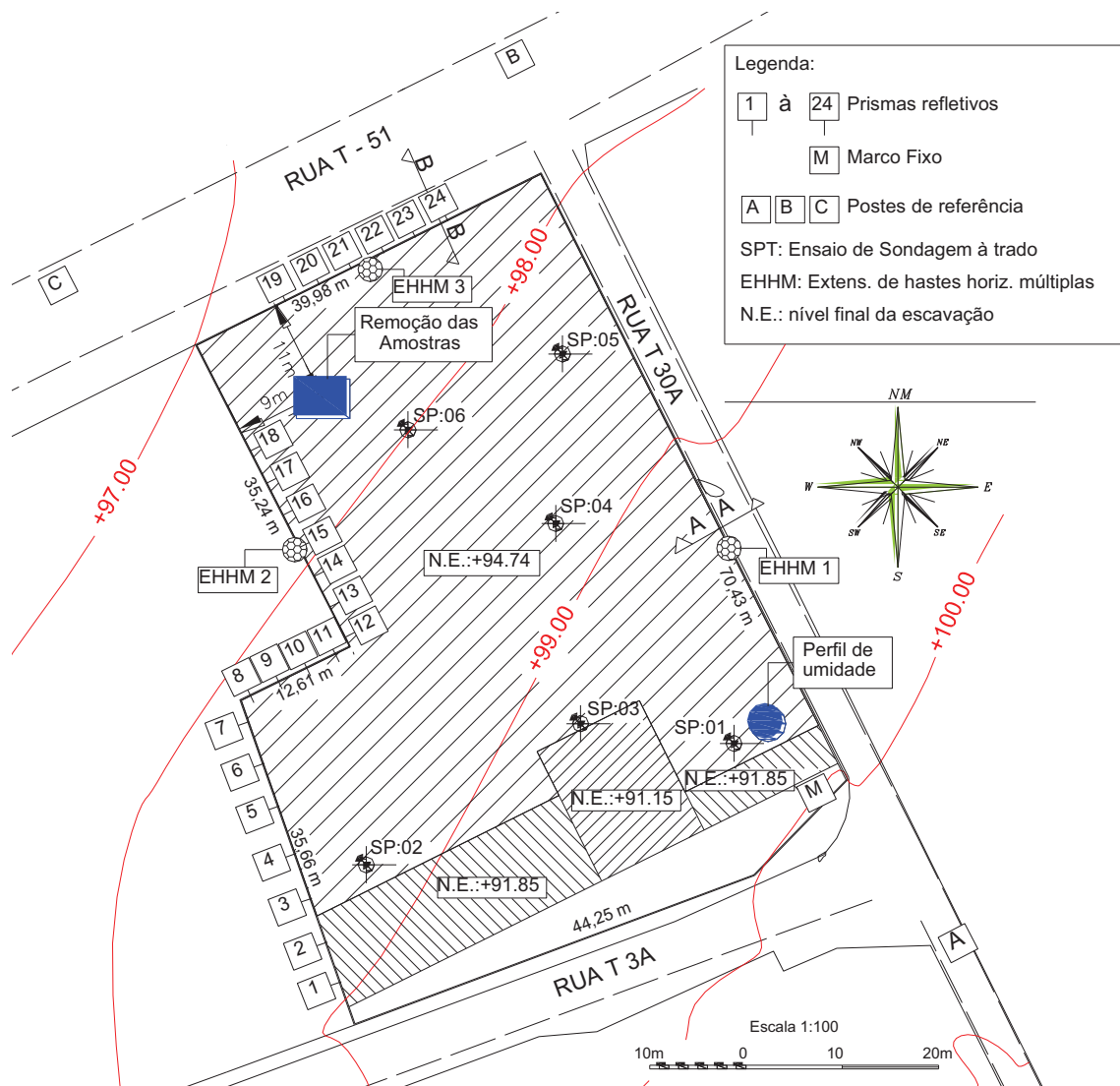
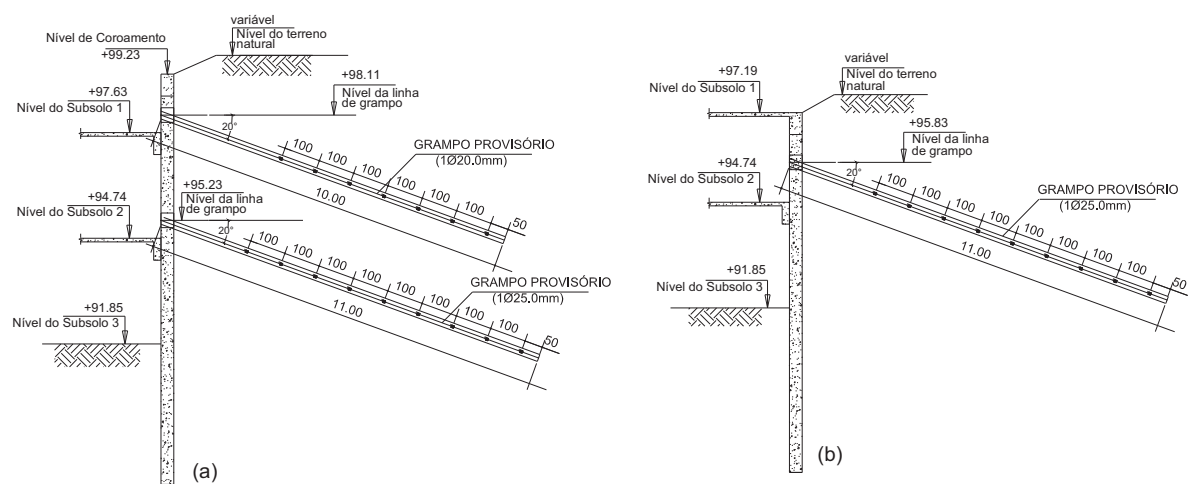


Figura 3.2 – Contenção da obra em estacas justapostas



Figura 3.3 – Seção transversal: (a) com duas linhas de tirante passivos (Corte A); (b) com uma linha de tirantes passivos (Corte B)



O método construtivo adotado nesta obra foi o “método das paredes com tirantes”, onde após a instalação do paramento são realizadas escavações parciais para instalação dos tirantes passivos e posteriormente escava-se até a cota final. Com o intuito de agilizar a execução da obra, iniciou-se a escavação do centro do terreno antes da execução das estacas de contenção deixando bermas nas laterais do terreno, mantendo a distância de 6 a 15 m dos limites do terreno. O centro da obra atingiu o nível do subsolo 3 (+91,85) durante a instalação dos tirantes passivos. O restante do terreno foi escavado após travamento com tirantes passivos. Durante processo construtivo adotou-se rampa provisória na região com saída para rua T-51, para tráfego de caminhões e materiais.

Antes da escavação das bermas, no terreno vizinho na lateral com a rua T-30A iniciou-se a execução do sistema de contenção para escavação de 2 subsolos em perfil metálico e bermas provisórias. Diante de tal situação a execução dos tirante passivos na fachada da contenção desta região foi inviabilizada, pois caso fossem executados invadiriam o terreno vizinho a ser escavado. Com isso, os tirantes passivos foram substituídos por berma provisória.

Nas Figuras 3.4 e 3.5 são apresentadas a berma provisória em diferentes épocas de construção. Observa-se que no início de julho de 2013, a berma continha platô, talude com inclinação bastante íngreme e a escavação do terreno encontrava-se na fase de execução da segunda linha de tirante passivo. Em 31 de julho de 2013 o platô havia sido retirado e a inclinação do talude suavizada e o terreno encontrava-se na cota final de escavação (subsolo 3). Com o início do período chuvoso em setembro de 2013 o talude foi chapiscado com argamassa para evitar erosão ou carreamento de partículas da berma. Em julho de 2014, o terreno vizinho já havia sido escavado, reduzindo os esforços de terra sobre a contenção, fato este que permitiu reduzir a altura do talude para execução da fundação em tubulão dos pilares próximos à berma. Em 30 de agosto de 2014 o platô da nova berma encontrava-se regularizado. A laje do subsolo foi executada travando as estacas de contenção em dezembro de 2014 e a berma permaneceu até o final do estudo/monitoramento.

Figura 3.4 – Berma provisória em diferentes épocas de construção, (a) 18/07/2013 (b) 31/07/2013



(a)



(b)

Figura 3.5 – Berma provisória em diferentes épocas de construção, (a) 25/07/2014 (b) 30/08/2014.



(a)



(b)

3.2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

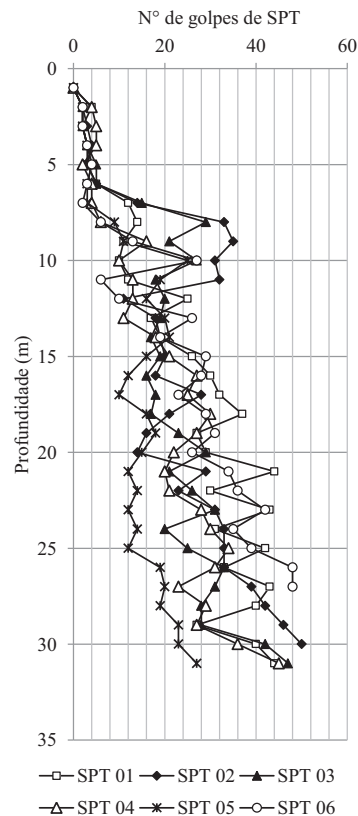
A seguir são apresentados os ensaios realizados em laboratório para caracterizar o solo em estudo. Foram realizados ensaios de caracterização, resistência e deformação na condição de solo natural e saturado e determinação da curva característica solo-água.

3.2.1. Descrição do perfil do solo estudado e amostragem

Para determinar o perfil geotécnico do solo estudado foi realizado, inicialmente, ensaio de sondagem tipo SPT a percussão em seis pontos distribuídos no terreno com locação apresentada na Figura 3.1. A Figura 3.6 apresenta o número de golpes ao longo da profundidade para os ensaios realizados onde nota-se um perfil de solo pouco heterogêneo. Através dos laudos de sondagem (Anexo B) foi possível definir duas camadas distintas de solo. A primeira camada tem espessura de aproximadamente 9 m e é identificada como solo argiloso com compacidade mole à rija. A segunda camada, com profundidade abaixo de nove metros é representada por solo silte arenoso mediantemente compacto a compacto de acordo

norma de sondagem (NBR 6484/2001). O nível do lençol freático medido em julho de 2011 encontrava-se a 10 m de profundidade.

Figura 3.6 – Número de golpes SPT ao longo da profundidade para os ensaios SPT 1 a SPT 6



Para os ensaios do solo em laboratório foram realizadas amostragens de solo seguindo recomendações da NBR 9604/1986. Buscou-se coletar amostras próximas a região com maior densidade de instrumentação. A localização da retirada das amostras está indicada na Figura 3.1. Segue abaixo descrição da amostragem:

- ◆ Amostra 5D: 20 kg de amostra deformada a 5 m de profundidade;
- ◆ Amostra 5I: 2 blocos indeformados com dimensão 30x30x30 cm a 5 m de profundidade;
- ◆ Amostra 9D: 20 kg de amostra deformada a 9 m de profundidade;
- ◆ Amostra 9I: 2 blocos indeformados com dimensão 30x30x30 cm a 9 m de profundidade.

Com as amostras em laboratório, foram retiradas porções do solo para obter a umidade natural conforme anexo da NBR 6457 (1986a). Posteriormente, as amostras foram acondicionadas em lugares protegidos de chuva e variação brusca de temperatura.

3.2.2. Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização dos dois tipos de solo foram realizados com as amostras 5D e 9D, consistindo de curva granulométrica, segundo NBR 7181/1984, determinação do limite de liquidez, segundo NBR 6459 (1984b), determinação do limite de plasticidade segundo NBR 7180 (1984c), determinação da massa específica dos grãos segundo NBR 6508 (1984).

O ensaio para obtenção da curva granulométrica foi realizado com e sem defloculante, para identificar o nível de agregação das partículas. Utilizou-se como defloculante o hexametáfosfato de sódio adicionado à fração do ensaio de sedimentação.

Para obter o peso específico do solo natural referente à amostra 9I realizou-se o ensaio de determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática conforme MB-2887/1988. O peso específico natural da amostra 5I foi medido durante os ensaios de cisalhamento direto, compressão simples, adensamento e aqueles utilizados para obter a curva característica.

3.2.3. Ensaios de resistência e deformação

Para obter os parâmetros de resistência e deformação foram realizados os ensaios de cisalhamento saturado e natural, conforme ASTM D3080/11, adensamento natural e saturado, segundo MB-3336 (ABNT 1990) e compressão simples, segundo DNER-IE 004/94. Foi utilizada a amostra 5I para realização dos ensaios, onde notou-se dificuldade para moldagem dos corpos de prova dos ensaios devido ao alto índice de vazios da amostra.

A amostra de solo retirada a nove metros de profundidade apresentou grãos com diâmetros maiores que 2 cm, fato que inviabilizou os ensaios de compressão simples, cisalhamento e adensamento devido à dificuldade de moldagem dos corpos de prova nas dimensões máximas disponíveis dos equipamentos utilizados de cada ensaio.

No ensaio de adensamento natural e inundado realizado, foi utilizado célula com 70 mm de diâmetro. O ensaio com amostra no estado de umidade natural foi realizado com carregamento nas tensões 1,2; 12; 25; 50, 100, 200 e 400 kPa, e descarregamento nas tensões 200; 100; 50; 25; 12 e 1,2 kPa. O ensaio inundado foi realizado com carregamento nas tensões 25, 50, 100, 200 e 400 kPa e descarregamento nas tensões 200, 100, 50 e 25 kPa.

Para o ensaio de cisalhamento direto utilizou-se caixa com dimensão 6x6x2cm, a velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,042 mm/min, baseada no coeficiente de adensamento obtido pelo ensaio de adensamento, permitindo ensaio de cisalhamento drenado. As tensões normais aplicadas nos ensaios foram: 50, 100, 150 e 200 kPa.

O ensaio de compressão simples foi realizado com velocidade igual a 0,70 mm/min, calculada seguindo recomendação do item 6.1 da norma DNER-IE 004/94 aplicada manualmente com manivela acoplada à base do equipamento. Os corpos de prova foram moldados com diâmetro de, aproximadamente, 5 cm e 12,5 cm de altura. Foram ensaiados dois corpos de prova.

3.2.4. Medição de sucção e obtenção da curva característica solo água

Os ensaios de laboratório referente ao estudo dos solos não saturado não foram realizados para o solo amostrado a nove metros de profundidade, pois o nível do lençol freático encontrava-se a dez metros de profundidade conferindo a esta amostra características de solo saturado. Para o solo amostrado a cinco metros de profundidade foram realizados ensaios para obter a Curva Características Solo-Água (CCSA) através do potenciômetro de ponto de orvalho (desenvolvido pela empresa *DecangonDevices Inc.*), placas de pressão Tempe Cell (fabricadas pela empresa *Soil Moisture Equipment Inc.*) e através do método do papel filtro.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios realizados e suas características. Os detalhes metodológicos serão apresentados a seguir.

Tabela 3.1 – Resumo dos ensaios adotados

Equipamento/método	Estado	Sucção	Estado da amostra
Tempe Cell	secagem	matricial	indeformada
	molhagem		
Potenciômetro	secagem 1	total	deformada
	secagem 2		
Papel Filtro	molhagem	total	indeformada
	molhagem	matricial	

3.2.4.1. Potenciômetro de ponto de orvalho

O WP4C *Dewpoint Potencial Meter* (medidor do ponto de orvalho) é um equipamento utilizado para medir o potencial de água a partir do ponto de orvalho (temperatura à qual o

vapor de água presente no ar passa ao estado líquido na forma de pequenas gotas por via da condensação). Este equipamento permite medir a sucção total do solo de forma rápida e confiável para sucções entre 100 e 10^6 kPa, entre 0 e 100 kPa tem-se leituras com baixa precisão. Detalhe do equipamento e de sua utilização pode ser verificado em Rocha (2013).

Para obter a CCSA através do potenciômetro na trajetória de molhagem foram separados cerca de 600 gramas de solo gentilmente destorreado, seco ao ar e passado na peneira 2 mm. O solo foi distribuído em 16 porções as quais foram adicionadas diferentes porções de água destilada, previamente calculada e pesada, para aferir às amostras a umidade desejada. As amostras foram protegidas com filme de PVC, papel alumínio e acondicionadas em caixa de isopor por 24 horas para equilíbrio da umidade da amostra.

Posteriormente, pequenas porções de solo foram transferidas para a cápsula do equipamento WP4C (Figura 3.7) para obter a sucção total das amostras. Após a medição da sucção, mediu-se a umidade correspondente de cada amostra de solo pelo método da estufa.

Figura 3.7 – Equipamento WP4C



Para obter a CCSA na trajetória secagem em amostras deformadas o solo foi inicialmente preparado conforme as amostras utilizadas para os dados de molhagem. A amostra foi umedecida com um valor aproximadamente correspondente ao limite de liquidez. A amostra foi armazenada em saco plástico, e condicionada dentro da caixa de isopor, durante 24 h para a primeira bateria de ensaios e três meses para a segunda bateria. O longo período, de três meses, teve por objetivo verificar possíveis dificuldades de saturação dos micro-poros do solo.

Após o período de umedecimento, a amostra foi separada em 14 porções de solo saturado, pesadas, identificadas e secas ao ar até diferentes umidades gravimétricas requeridas, que variaram de 2 a 28%. Em intervalos regulares de tempo as amostras eram pesadas para verificar a umidade na que se encontravam.

Quando uma amostra de solo atingia a umidade requerida, a mesma era lacrada com filme de PVC e acondicionada novamente em caixa de isopor por um período de 24 h, para homogeneização da umidade. Posteriormente, porções de solo foram levadas ao WP4C para medição da sucção total e outras porções foram utilizadas para medir a umidade final, obtendo assim os pares de valores sucção total e umidade gravimétrica.

3.2.4.2. Placa de Pressão (Tempe Cell)

O Tempe Cell (Figura 3.8) é um equipamento que permite medir sucções matriciais em amostras de solo indeformadas ou compactadas através da técnica de translação de eixos. Esta técnica consiste em aplicar sucção ($u_{ar} - u_w$) através do aumento da pressão de ar na amostra ao invés de reduzir a poro-pressão de água para valores negativos, que seria inviável em laboratório. O controle da poro-pressão durante o ensaio só é possível a partir do desenvolvimento da cerâmica de alto valor de entrada de ar que consiste num disco cerâmico poroso que permite a passagem de água e impede a passagem de ar. Neste ensaio foi utilizado cerâmica de alto valor de entrada de ar limitada para aplicação de 150 kPa de pressão de ar.

Figura 3.8 – Tempe Cell



Antes do ensaio, as cerâmicas de alto valor de entrada de ar passaram por processo de saturação e remoção das bolhas de ar, onde água destilada foi adicionada dentro da célula e aplicou pressões até a saída completa da água.

Para o ensaio com o sistema de Tempe Cells foram moldados quatro corpos de prova a partir de um bloco de solo indeformado. Os corpos de prova foram saturados em água destilada por ascensão capilar, durante 24 horas.

Posteriormente, as amostras foram pesadas e posicionadas sobre a cerâmica de alto valor de entrada de ar nas cápsulas do equipamento, onde foram vedadas e conectados ao painel de controle de pressão de ar. Foi adotada a seguinte sequência de pressões de ar/sucções: 4, 10, 14, 20, 30, 40, 60, 80 e 100 kPa, tratando-se, portanto, de uma trajetória de secagem apenas.

A estabilização para cada sucção aplicada foi determinado com base na constância de peso da amostra. Quando o mesmo se estabilizava, aplicava-se novo incremento de pressão. Ao final do ensaio, foi determinada a umidade do solo pelo método da estufa. As umidades para sucções mais baixas foram determinadas retroativamente, com base na umidade para a máxima (última) sucção e nas diferenças de massa entre cada estágio de secagem.

3.2.4.3. Papel filtro

O método do papel filtro baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio existente quando o solo é colocado em contato com um material poroso (papel filtro) que possua capacidade de absorver água e entrar em equilíbrio com o solo (Marinho, 1994).

A técnica foi empregada neste trabalho para a determinação da curva de molhagem. Inicialmente, nove corpos de prova foram moldados e secos ao ar até a umidade higroscópica. Após secos, adicionaram-se pequenas porções de água destilada até a umidade requerida (entre 8 e 29%) em cada corpo de prova. Os mesmos foram condicionados durante 24 h para homogeneização da umidade e em seguida montados juntamente com o papel filtro. Foram utilizados papéis filtro com e sem contato, conforme a sequência de montagem apresentada na Figura 3.9a. O desenvolvimento do ensaio foi realizado conforme apresentado por Rocha (2013). Observou que alguns corpos de prova desprenderam partículas de solo durante o processo e presença de pontos de mofo e partículas de solo em alguns papéis filtro (Figura 3.9b).

Figura 3.9 – Detalhe do ensaio do papel filtro (a) Montagem do corpo de prova, (b) Papel 10 T com partículas de solo e 10 M com ponto de mofo



(a)



(b)

A umidade do papel filtro Watmann posicionado sobre a amostra de solo permite obter a sucção matricial do solo, pois está em contato direto com a amostra. Já aquela obtida a partir do papel filtro abaixo da amostra permite obter a sucção total. Durante o processo de contato com papel filtro (montagem e pesagem) e dos corpos de prova teve-se o cuidado de utilizar luva cirúrgica e pinça esterilizada para evitar contaminação do mesmo.

3.2.4.4. Ensaio de Compressão Diametral

As amostras de solo do papel filtro foram retiradas do molde e levadas à prensa automática para realizar o ensaio de compressão diametral na velocidade aproximadamente 0,77 mm/min conforme ABNT 7222/1994. Este ensaio foi adaptado da norma para corpos de prova cilíndricos de concreto para solos e permite estimar a coesão aparente do solo não saturado a partir da determinação da resistência à tração do solo. Com base na teoria da elasticidade, considerando a aplicação pontual de carga e o não confinamento da amostra, calculam-se os valores de tensão de tração e compressão no plano central da amostra:

$$\sigma_t = -\frac{2F}{\pi DH} \quad (3.1)$$

$$\sigma_c = \frac{6F}{\pi DH} \quad (3.2)$$

Onde,

F = carga de ruptura;

H = altura do corpo de prova;

D = diâmetro do corpo de prova;

A coesão é calculada pela Equação 3.3, conforme Figura 3.10.

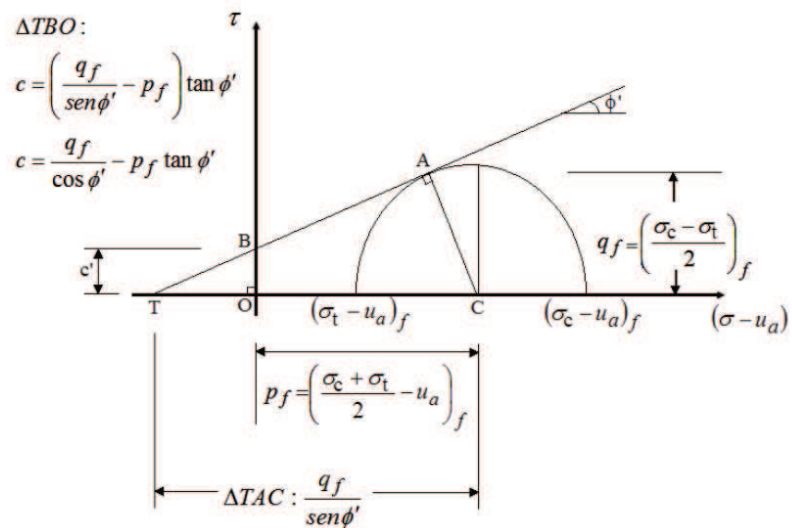
$$c = \left(\frac{q_f}{\cos \phi'} \right) - p_f \cdot \tan \phi' \quad (3.3)$$

Sendo

$$q_f = \frac{(\sigma_c - \sigma_t)_f}{2} \quad (3.4)$$

$$p_f = \left(\frac{\sigma_c + \sigma_t}{2} - u_a \right)_f \quad (3.5)$$

Figura 3.10 – Determinação da coesão aparente (ROCHA, 2013)



Após ensaio de compressão diametral porções de amostras foram levadas à estufa a 100°C para se obter a umidade.

3.3. MONITORAMENTO DE CAMPO

Neste item são apresentados os ensaios de campo realizados durante execução e utilização do sistema de contenção. Retirou-se amostras de solo para obter o perfil de umidade em campo e para monitoramento dos deslocamentos da parede de contenção a obra foi instrumentada com extensômetros de hastes horizontais múltiplas (EHHM) e medições topográficas.

3.3.1. Perfil de umidade

Buscou-se obter o perfil de umidade do solo durante o processo construtivo do sistema de contenção para estimar o perfil de sucção a partir da CCSA do solo.

Sabendo-se que a contenção circunda todo o limite do terreno e o mesmo estava em processo de escavação não permitindo extrair amostras a partir da cota do terreno natural, optou-se por realizar o ensaio no platô da berma provisória na divisa com a rua T-30A.

Para extração das amostras de solo foi utilizado o mesmo método realizado para extração das amostras no ensaio de sondagem a percussão sem utilizar o método de penetração com circulação de água para não alterar a umidade real do solo. As amostras, extraídas a cada 50 cm de profundidade, foram embaladas em saco plástico, papel alumínio, identificadas, acondicionadas em caixa de isopor e transportadas para o laboratório para obtenção da umidade. Foram extraídas amostras até a profundidade 11,5 m, quando se encontrou o lençol freático que foi novamente medido após 24 h, encontrando-se na profundidade 10,25 m. A amostragem foi realizada em julho de 2013, época de estiagem na cidade de Goiânia.

3.3.2. Extensômetros de hastes horizontais múltiplas (EHHM)

O extensômetro de hastes horizontais múltiplas (EHHM) é um instrumento bastante utilizado para monitoramento de deformações em pontos específicos no interior do maciço de solo ou de aterro, barragens de terra e tem sido aplicado em estruturas de solo atirantada.

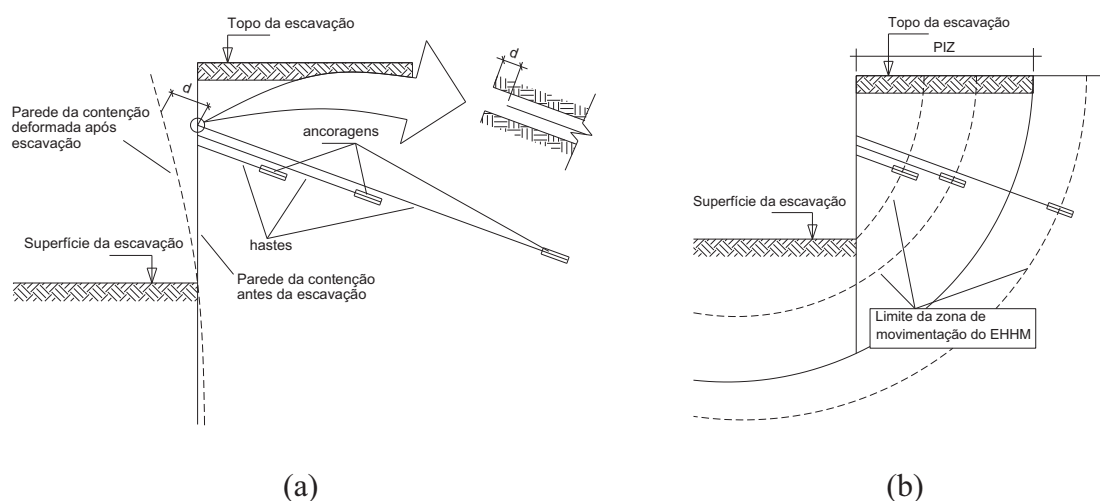
Hastes de diferentes comprimentos são instaladas no interior do maciço, conforme mostra a Figura 3.11a. O correto funcionamento do instrumento consiste em isolar as hastes do solo, garantindo seu livre deslocamento ao longo do comprimento, sendo presas ao solo apenas na ponta através de uma barra de ancoragem. Durante o processo de escavação (Figura 3.11a),

mede-se o deslocamento (d), referente à distância entre a ponta da haste e o paramento e que indica o deslocamento da face da parede de contenção em relação ao ponto de fixação da ancoragem no maciço. Quanto maior é o comprimento da haste, maior é o deslocamento relativo medido.

A Figura 3.11b mostra a provável zona de influência de deformação do solo representativa de cada haste. Segundo Ou (2006), a zona potencial de ruptura (PIZ) de uma escavação é definida sendo o mínimo valor entre a espessura do solo pouco rígido, a profundidade do solo muito rígido, a largura da escavação ou duas vezes a altura de escavação. Neste estudo, o valor mínimo foi adotado como a profundidade da camada rígida (9 m) que delimita a zona de deformação da escavação.

À medida que a ancoragem se afasta da zona de influência de deformação gerada pelo processo de escavação, o ponto fixo sofre menor interferência da escavação. As ancoragens instaladas além da provável zona de influência (PIZ) poderiam ser considerados, teoricamente, como indeslocáveis à escavação, com isso, as medidas de deslocamentos destas hastes deveriam refletir medidas absolutas de deslocamento da parede de contenção, porém é coerente considerar possíveis deslocamentos destas ancoragens, já que não se pode definir o comportamento do solo com precisão devido à característica de heterogeneidade inerente ao material.

Figura 3.11 – Desenho esquemático do EHHM (a) funcionamento (b) zonas de movimentação do solo



Os detalhes do equipamento, montagem e instalação são apresentados no Apêndice A. Neste estudo foram instalados três conjuntos de EHHM nos pontos locados da Figura 3.1. Buscou-se posicionar o EHHM número 1 na região de maior escavação da obra, cerca de 9 m, na divisa com a rua T-30A. Os EHHMs números 2 e 3 foram posicionados em locais onde também monitorou-se com medições topográficas, para que pudesse comparar resultados dos dois tipos de instrumentação. Sendo EHHM 2 ao lado oeste do terreno e EHHM3 na divisa com a rua T-51.

A Tabela 3.2 apresenta informações específicas de instalação de cada EHHM. Eles foram instalados inclinados para permitir o preenchimento da calda de cimento por gravidade. Os EHHMs 1 e 2 foram instalados com ângulo aproximadamente 20° com a horizontal, o EHHM 3 foi instalado com ângulo de 30° evitando atingir tubulação de água e esgoto abaixo da rua T-51.

O comprimento da haste indica o ponto no interior do maciço monitorado em relação à cabeça de leitura do EHHM, instalada na viga de coroamento. A escolha do comprimento das hastes foi definida a partir do estudo das prováveis zonas de influência (PIZ) definida por Ou e Hsieh (2000¹¹ *apud* Ou 2006), sendo limitada pela espessura da camada de solo igual a 9m. Com isso, as hastes com comprimentos que não ultrapassam essa zona (Figura 3.11b), se deslocam junto com o maciço de solo em movimento. Optou-se posicionar a haste mais curta no interior do maciço buscando medir o deslocamento do solo a três metros no interior do maciço. O comprimento da maior haste foi escolhida buscando ponto além da PIZ. Adicionou-se uma terceira haste intermediária com comprimento igual a nove metros.

A Figura 3.12 apresenta a secção transversal do EHHM instalado. Na Tabela 3.3 são indicados as dimensões e detalhes de cada EHHM. Ressalta-se que para instalação do EHHM na face da contenção é necessário escavação do solo até sua cota de instalação, com isso, perde-se o monitoramento dos deslocamentos iniciais. Nesta obra os instrumentos foram instalados na altura da viga de coroamento, assim, os deslocamentos não medidos nesta primeira fase de escavação foram muito pequenos.

Tabela 3.2 – Detalhes da instalação dos EHHMs

n° EHHM	1	2	3
Data de instalação	04/06/2013	17/06/2013	01/07/2013
Inclinação do EHHM (°)	20	20	30
Comprimento da haste n°1 (m)	3	3	3
Comprimento da haste n°2 (m)	9	9	9
Comprimento da haste n°3 (m)	12	15	12
Profundidade do furo (m)	13	16	13
n° de leituras realizadas	23	23	10
Data da última leitura	03/01/2015	03/01/2015	18/01/2014

Figura 3.12 – Secção transversal do EHHM

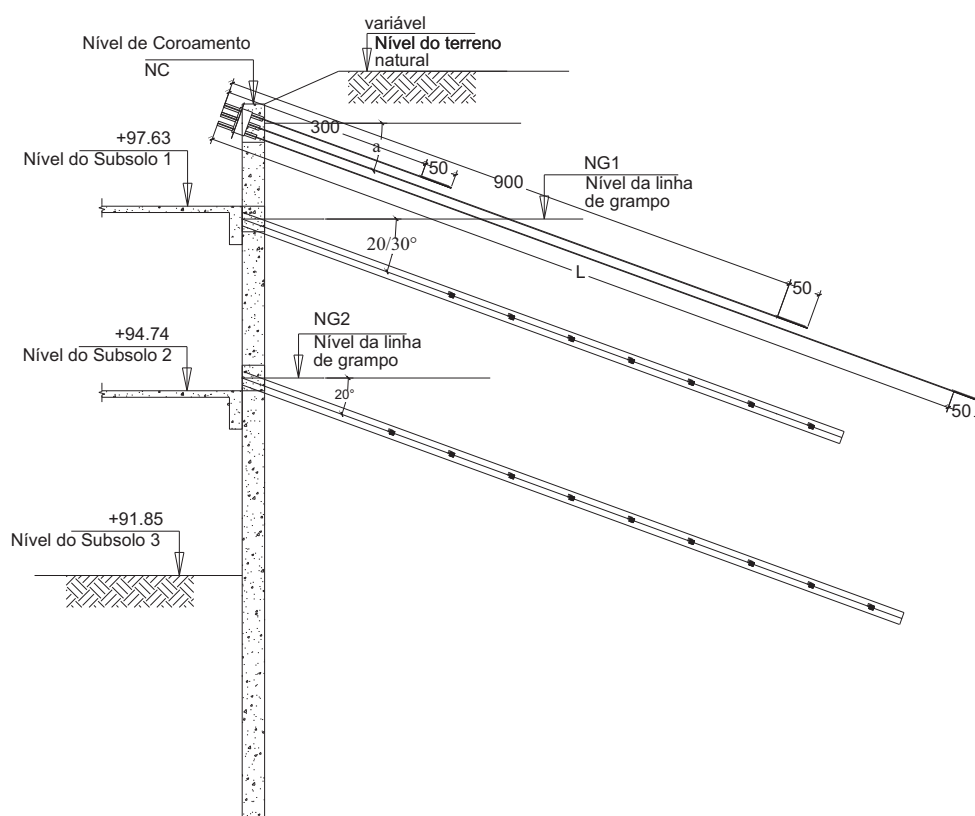


Tabela 3.3 – Detalhes de cada EHHM

	EHHM 1	EHHM 2	EHHM 3
NC	+99.23	+98.33	+97.19
a	20°	20°	30°
L	12,00	15,00	12,00
NG1	+97.43	+96.09	+95.83
NG2	+94.94	N/A	N/A

Elaborou-se uma planilha para cada EHHM que foi alimentada com a data da medição, valores medidos e observações relevantes da situação da obra. Durante as medições houve a troca do extensômetro, com isso os valores medidos com o menor cursor foram corrigidos adicionando a diferença entre os cursores (considerando a imprecisão do relógio) a leitura.

Como os EHHMs foram instalados inclinados, houve a necessidade de decompor os resultados na direção horizontal e vertical. Em seguida, fez-se a diferença entre os valores medidos e o primeiro valor medido de cada haste na horizontal e vertical para obter a evolução do deslocamento ao longo dos dias.

A precisão e acurácia das medidas deste método estão relacionadas à precisão do relógio comparador (Figura 3.13) que continha certificado de calibração do fornecedor com precisão de $\pm 0,03\text{mm}$. Durante o monitoramento foi realizada nova calibração do relógio, onde a partir da repetibilidade de 12 leituras no molde de calibração do relógio (Figura 3.13), obteve-se precisão de $\pm 0,055\text{ mm}$, sendo considerado um equipamento com boa precisão para medições de deslocamentos da contenção que são da ordem milimétrica.

Figura 3.13 – Relógio comparador e molde de calibração



As leituras no EHHM foram realizadas sempre no mesmo período do dia para evitar a influência da temperatura nas leituras. Não foi realizado estudo de dilatação da haste com a elevação da temperatura para possíveis correções de medidas.

3.3.3. Medições Topográficas

O monitoramento com medições topográficas consiste em acompanhar a variação das coordenadas do ponto medido através da leitura com um equipamento topográfico (nível, estação total, etc.) e prismas. O equipamento topográfico utilizado no monitoramento foi Estação Total a *laser* da marca TOPCON série GPT-7500. O equipamento foi configurado no “modo fino” e precisão de 0,2 mm que confere leituras com acurácia de $\pm(2 \text{ mm} + 2\text{ppm} \times D)$, sendo D igual a distância medida, ou seja, para distâncias inferiores a 1.000 m (caso utilizado nesta pesquisa) as leituras oferecem acurácia de $\pm 2 \text{ mm}$. O equipamento foi utilizado dentro do prazo de calibração realizada pelo fabricante, sendo a primeira utilização do equipamento após a compra.

Após a primeira campanha de leitura realizada em campo percebeu-se que a Estação Total não estava com ângulo vertical ajustado em zero. Com isso, ao medir o ângulo vertical num alvo aleatório com o telescópio na posição normal (visada direta) e inversa a soma entre os ângulos que deveriam ser 360° somavam valores diferentes de 360° . Para ajustar o instrumento foi realizado o procedimento apresentado no Anexo C.

A Estação Total foi apoiada sobre marco fixo (em substituição ao tripé) construído no interior da obra buscando minimizar erros de instalação do equipamento entre diferentes dias de leitura. Para a construção do marco executou-se um furo no solo com diâmetro igual a 40 cm e 1 metro de profundidade no centro da base que foi concretada com dimensões 1,2 x 1,2 x 0,3 m. No centro da base executou um pilar circular de concreto armado com 1,5 m de altura e 40 cm de diâmetro conforme apresentado na Figura 3.14a. Na base de apoio do marco foi concretado o encaixe do equipamento topográfico. A Figura 3.14b mostra detalhes do pino de encaixe da Estação Total.

Figura 3.14 – Detalhe do marco fixo (a) construção (b) pino guia



(a)



(b)

Neste estudo não foi possível instalar prismas tradicionais, pois os pontos lidos eram acessíveis apenas na primeira campanha de leitura, já que nas seguintes o solo já escavado não permitia fácil acesso aos pontos monitorados. Além disso, para evitar erros de posicionamento do prisma buscava-se não deslocar o prisma do local original (primeira leitura). Com isso, os prismas tradicionais foram substituídos por adesivos refletivos, que tem a mesma função dos primeiros. A Figura 3.15 apresenta o adesivo de prisma instalado em um dos pontos monitorados na obra. Foram posicionados 24 adesivos nas vigas de coroamento conforme apresentado em planta na Figura 3.1. Para monitorar a movimentação da Estação Total, locada no ponto M, foram posicionados três adesivos refletivos em postes locados nos pontos A, B e C (Figura 3.1).

Figura 3.15 – Aplicação do adesivo na obra



Para evitar reverberação e erro devido a variação de temperatura, as leituras foram realizadas sempre no período matutino. Cada campanha de leitura teve duração de 4 horas, onde se anotava, em planilha, as medidas: ângulos vertical e horizontal, distâncias horizontal e vertical realizadas pela Estação Total para cada prisma monitorado. Durante cada campanha de leitura, o eixo horizontal da Estação Total foi rotacionada em ângulos de 60° e 120° a partir da posição inicial. Em cada posição obteve-se leituras com a luneta na posição direta e invertida (com a luneta tombada) para eliminar o desvio entre duas medidas no plano horizontal conforme realizado por Finno *et al.* (2007). Com isso, obtiveram-se seis leituras de cada ponto monitorado em cada campanha de leitura.

Os dados foram inseridos em planilhas onde obteve-se as coordenadas. Em seguida, calculou-se a movimentação do marco fixo em relação aos pontos fixos A, B e C durante as diferentes campanhas de leitura. Com isso, as coordenadas dos pontos 1 a 24 foram corrigidas. Os deslocamentos de cada ponto (1 a 24) foram computados como a diferença entre as coordenadas entre campanhas de leitura.

3.4. RETRO ANÁLISE COM SHEETING CHECK

A retro análise dos deslocamentos horizontais medidos foi realizada com auxílio da ferramenta numérica *Sheeting Check* do pacote Geo5, versão 8.1 (GEO5, 2012). O programa tem a formulação baseada no método das vigas sobre apoio elástico apresentado no capítulo 2 e permite avaliar a evolução das deformações em cada estágio do processo construtivo com implantação de ancoragens, se necessário. Para utilização do método das vigas foi necessário determinar o módulo de reação do subsolo (ks) ou coeficiente de rigidez das molas. O programa dispõe das seguintes opções para ks:

- ◆ No formato da distribuição (a distribuição assumida para o módulo de reação do solo na frente e atrás da parede de contenção é introduzida pelo usuário);
- ◆ Como parâmetro do solo com um valor respectivo (linear ou não linear introduzido pelo usuário);
- ◆ De acordo com a teoria de Schmitt;
- ◆ De acordo com a norma CUR166;
- ◆ De acordo com a teoria de Ménard;

- ◆ De acordo com teoria de Chadeisson
- ◆ Iteração utilizando a característica de deformação dos solos.

Os detalhes da aplicação de cada método são apresentados no manual do usuário do programa. Neste estudo optou-se por identificar o formato da distribuição de ks que compatibiliza com as deformações medidas em campo. A seguir são apresentadas as etapas adotadas para o processo de retro análise: caracterização do perfil geotécnico, geometria e estrutura da escavação, estágios de escavação e rigidezes dos tirantes passivos.

3.4.1. Perfil geotécnico, geometria da estrutura e da escavação

O perfil geotécnico foi definido em duas camadas sendo a primeira camada com espessura de 9 m a partir da superfície. A segunda camada representa o solo abaixo da profundidade de 9 m. O solo também foi dividido em subcamadas de 50 cm imprimindo valores de coesão aparente obtidos a partir do perfil de umidade.

Os parâmetros de caracterização e resistência das camadas do solo são apresentados no capítulo seguinte com base nos resultados dos ensaios de laboratório das amostras 5 e 9, sendo ambas consideradas representativas das camadas superior e inferior do modelo, respectivamente.

A Tabela 3.4 apresenta a geometria da secção da estrutura para cada EHHM. Na retro análise dos EHHM 1 e 3 foi adicionada sobrecarga superficial de 10 kN/m², no EHHM 2 foi adicionado carga linear na contenção igual a 7,24 kN/m devido à construção de muro perimetral sobre a contenção nesta região. Para rigidez das estacas de contenção adotou-se módulo de Young de 30.000 MPa (para fck igual a 20 MPa) e momento de inércia equivalente a 1,05x10⁻³ m⁴/m.

Os estágios de escavação e instalação dos tirantes passivos simulados no programa são apresentados nas Figuras 3.16 à 3.18, para os EHHM's 1 à 3, respectivamente. O primeiro estágio de escavação é a escavação na cota de projeto necessária para executar o tirante passivo, o segundo estágio houve a instalação do tirante passivo sem novo estágio de escavação, o último estágio representa a escavação até a cota final (subsolo). Para o EHHM 1, o terceiro e quarto estágio referem-se à instalação da segunda linha de tirante passivo.

Tabela 3.4 – Geometria da contenção retro analisada

		EHHM1	EHHM2	EHHM3
Estacas	Diâmetro (cm)	35	35	35
	Espaçamento (cm)*	70	70	70
	Comprimento (m)	11,78	10,92	9,84
1° Tirante pas.	Diâmetro (mm)	100	100	100
	Comprimento (m)	9	11	11
	Espaçamento (cm)	140	140	140
2° Tirante pas.	Diâmetro (mm)	100	-	-
	Comprimento (m)	9	-	-
	Espaçamento (cm)	140	-	-

*espaçamento médio entre eixos da estaca

Figura 3.16 – Estágios de escavação do EHHM 1

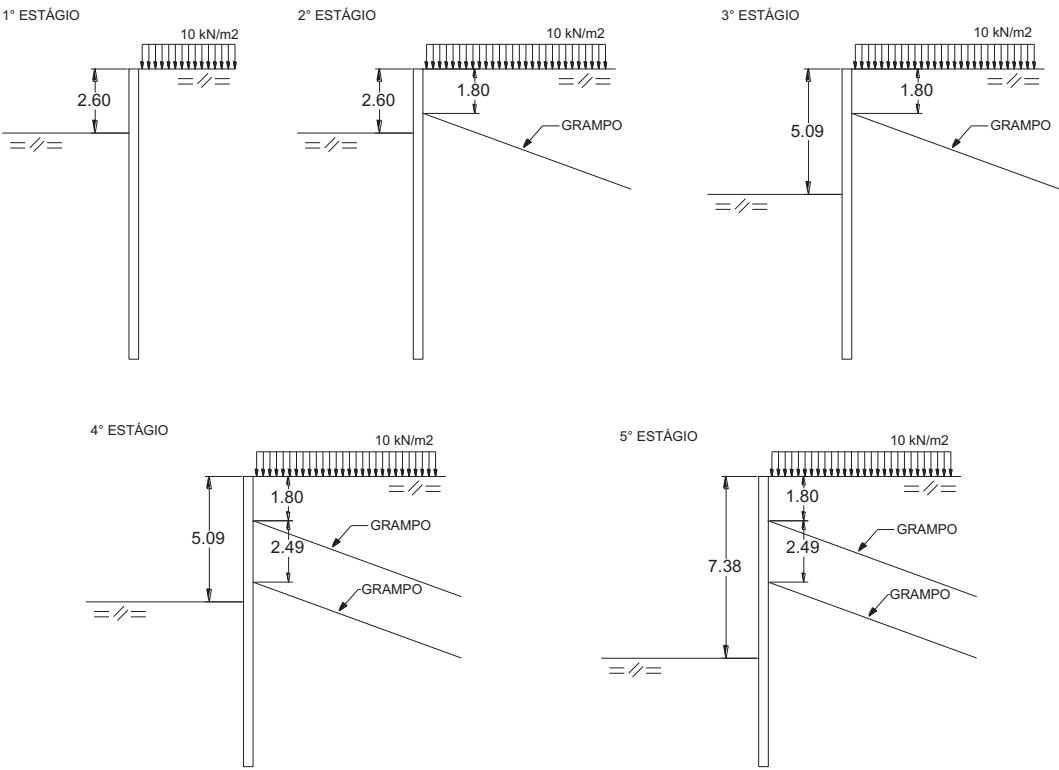


Figura 3.17 – Estágios de escavação do EHHM 2

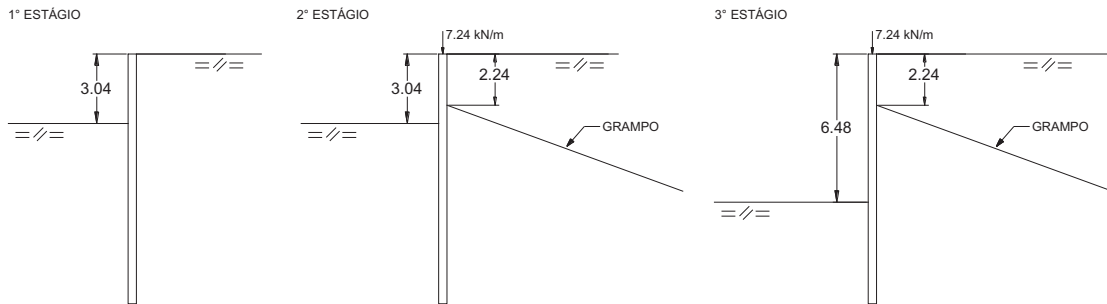
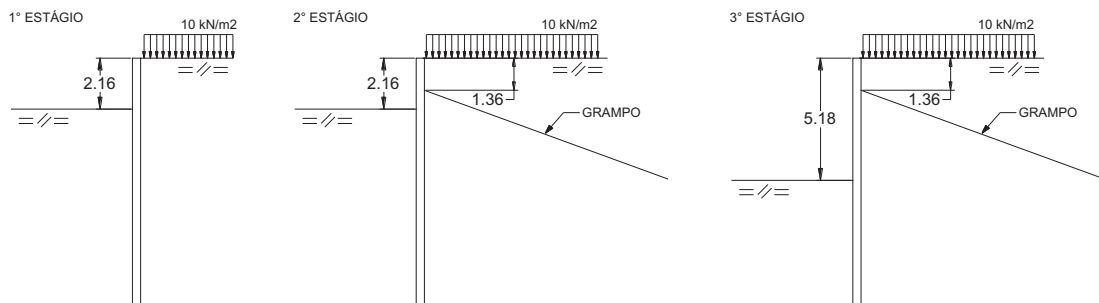


Figura 3.18 – Estágios de escavação do EHHM 3



3.4.2. Rigidez do tirante passivo

O módulo de elasticidade do tirante passivo (E_{tirante}) foi calculado através da Equação 3.6 (MIROLIUBOV *et al.*, 1978) a partir dos ensaios de arrancamentos realizados por Resende (2014) na mesma obra onde foi realizado este estudo.

$$E_{\text{tirante}} = \frac{PL}{\delta A} \quad (3.6)$$

Onde

P = carga de ensaio aplicada no tirante;

L = comprimento do tirante ensaiado;

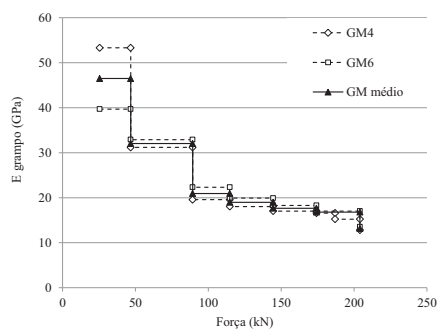
δ = alongamento elástico estabilizado para a respectiva carga do tirante;

A = área transversal do tirante.

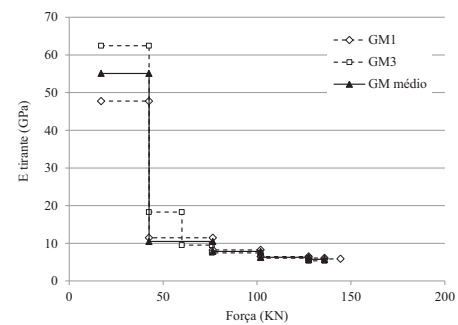
A Figura 3.19a apresenta o módulo de elasticidade nos intervalos de carregamento para os tirantes passivos GM4 e GM6 e os valores médios entre estes. Estes tirantes possuem comprimento igual 11 m. A partir da força do tirante calculada pelo programa inicialmente, corrigiu-se o módulo de deformação dos tirantes na retro análise dos EHHM's 2 e 3 considerando os valores médios do gráfico da Figura 3.19a.

O gráfico da Figura 3.19b apresenta o módulo de deformação dos tirantes GM1, GM3 e GM médio. Estes tirantes possuem 9 m de comprimento e adotou-se o módulo de deformação do GM médio para retro análise dos tirantes do EHHM 1.

Figura 3.19 – Módulo de deformação (a) para os tirantes passivos GM4, GM6 e GM médio (b) GM1, GM3 e GM médio



(a)



(b)

CAPÍTULO 4

RESULTADOS & DISCUSSÃO

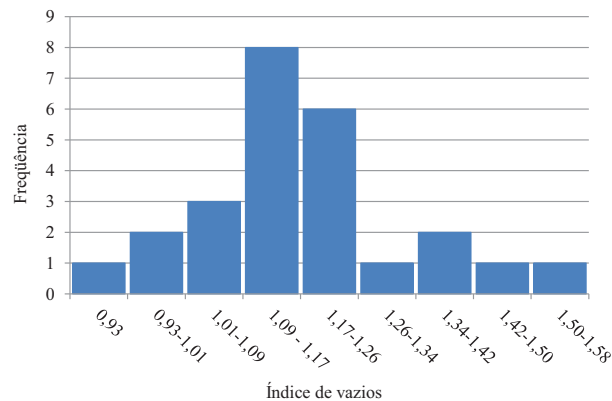
Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na campanha de ensaios de laboratório realizados no solo na condição saturada e não saturada, assim como os resultados obtidos a partir do monitoramento em campo: perfil de umidade, monitoramento dos deslocamentos com EHHM e medições topográficas. Por fim, será mostrado o resultado da retro análise numérica da estrutura de contenção.

4.1. RESULTADOS E DISCUSSÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Apresentam-se os parâmetros do solo obtidos a partir de ensaios em laboratório e suas análises para as amostras de solo retiradas a 5 (“amostra 5”) e 9 m (“amostra 9”) de profundidade. Antes de iniciar a apresentação e análise dos diversos resultados, é pertinente citar a elevada variabilidade de índice de vazios dos solos da amostra 5.

Durante a realização dos diversos ensaios de laboratório da amostra 5 foram obtidos 25 índices de vazios do solo natural a partir de diferentes corpos de prova moldados do bloco indeformado. Observou-se grande variabilidade de índice de vazios. A Figura 4.1 apresenta o histograma representando esta variabilidade, com índice de vazios médio igual a 1,19; desvio padrão igual a 0,14, coeficiente de variação de 11,7%, valor máximo de 1,58 e mínimo igual a 0,93. Alguns dos resultados a respeito do comportamento mecânico do solo precisam ser interpretados considerando esta variabilidade.

Figura 4.1 – Histograma dos índices de vazios



4.1.1. Ensaios de caracterização

A amostra retirada a 5 m de profundidade, em abril de 2013, encontrava-se na umidade natural de 21,4%. A massa específica dos grãos igual a $2,72 \text{ g/cm}^3$, característico de solos com presença minerais de quartzo, feldspato e muscovita (Lambe, 1969). Já a amostra retirada a 9 m de profundidade tem massa específica dos grãos igual a $2,84 \text{ g/cm}^3$. Para Head (1980), este valor de massa específica é alto e sugere presença de metais pesados no solo.

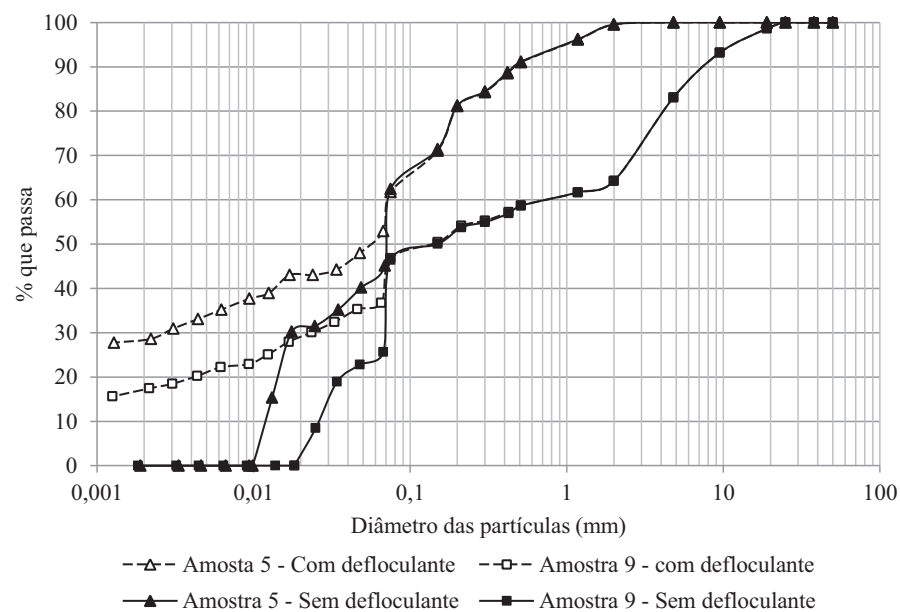
A curva granulométrica foi determinada com e sem o uso de defloculante. A Figura 4.2 apresenta as curvas obtidas e a Tabela 4.1 apresenta as porcentagens encontradas para diferentes frações granulométricas. Comparando as profundidades, observa-se que a principal variação ao longo da profundidade é o aumento da quantidade de pedregulho para a amostra mais profunda, o que é típico em perfis de solos residuais.

Tabela 4.1 – Porcentagem de solo encontradas no ensaio para obtenção da curva granulométrica com e sem defloculante

		Amostra 5		Amostra 9	
		Com defloculante	Sem defloculante	Com defloculante	Sem defloculante
Fração	Faixa (mm)	Porcentagem (%)	Porcentagem (%)	Porcentagem (%)	Porcentagem (%)
Argila	< 0,002	28,42	0,00	17,12	0,00
Silte	0,002 - 0,06	22,68	42,97	19,20	24,56
Areia fina	0,06 - 0,20	30,03	38,27	17,08	28,47
Areia média	0,20 - 0,60	10,60	10,60	5,69	6,05
Areia grossa	0,60 - 2,0	7,83	7,72	5,14	5,16
Pedregulho	2,0 - 60	0,44	0,44	35,77	35,77

Observam-se distribuições bastante distintas nas frações de silte e argila, entre as curvas com defloculante e sem defloculante. Esta diferença indica a existência de agregações entre as partículas de argila que são estáveis na presença de água. Observa-se que nas análises granulométricas realizadas sem defloculante, toda a fração de argila encontra-se em estado de agregação, com tamanho equivalente ao de silte e areia fina.

Figura 4.2 – Curvas granulométricas



Analisando os limites de consistência, obteve-se, para a amostra 5, limite de liquidez igual a 42%, limite de plasticidade de 23% e índice de plasticidade de 19%, caracterizando o solo com plasticidade média. Sabendo que a fração de argila é de 28,42% obtém-se a atividade da argila igual a 0,67 permitindo classificar o solo como argila inativa. Segundo Sória (1986¹⁷ *apud* Angelim, 2011) a baixa atividade encontrada nesta amostra é típica de solos lateríticos. Sabendo que o solo apresenta mais de 50% de material passante na peneira n°200 e analisando a carta de plasticidade, o solo é classificado pelo Sistema Unificado (SUCS) como argila de baixa compressibilidade (CL).

Para a amostra 9, obteve-se limite de liquidez de 44%, limite de plasticidade igual a 28% e índice de plasticidade de 16% que caracteriza o solo com plasticidade média. Como a fração

¹⁷SÓRIA, M.H.A. Os limites de Atteberg, o argilo mineral e o teor de argila. **VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, ABMS, Porto Alegre, vol 1, p. 161-171, 1986.

de argila é igual a 17,12% tem-se atividade de 0,91, que classifica o solo como argila de atividade normal. O solo apresenta mais de 50% de material retido na peneira nº200 com fração de pedregulho (35,77%) maior que a fração de areia (27,91%) e porcentagem passante na peneira nº 200 maior que 12%. Com isso, analisando a carta de plasticidade, o solo é classificado pelo Sistema Unificado (SUCS) como pedregulho siltoso (GM).

A Tabela 4.2 apresenta os índices físicos do solo da amostra 9. A obtenção do peso específico natural foi realizada com emprego da balança hidrostática. O ensaio foi realizado com 4 corpos de prova, onde obteve-se peso específico natural médio igual a 18,5 KN/m³ para umidade gravimétrica média de 7,5%, com isso foi possível calcular o peso específico saturado médio igual a 21,1 KN/m³. O solo da amostra 9 apresentou relativamente baixa variabilidade do índice de vazios, com média igual a 0,65.

Tabela 4.2 – Peso específico natural, seco e saturado, índice de vazios para corpos de prova 1 a 4 para amostra 9

CP	1	2	3	4	Média
γ_n (KN/m ³)	18,6	18,2	18,5	18,7	18,5
w (%)	7,7	6,6	6,9	8,8	7,5
γ_d (KN/m ³)	17,2	17,1	17,4	17,2	17,2
e_0	0,65	0,66	0,63	0,65	0,65
γ_{sat} (KN/m ³)	21,2	21,1	21,2	21,1	21,1

4.1.2. Resultados dos ensaios de resistência e deformação

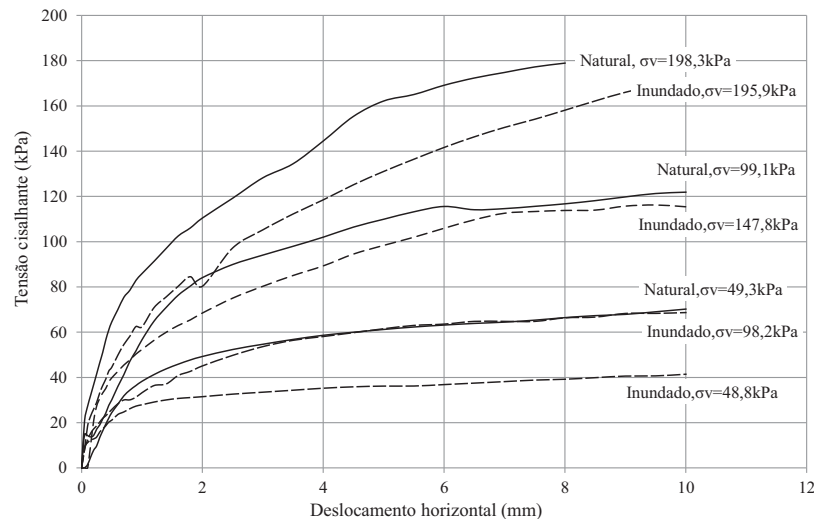
São apresentados neste item os ensaios de cisalhamento natural e inundado, adensamento natural e inundado e compressão simples.

4.1.2.1. Cisalhamento direto

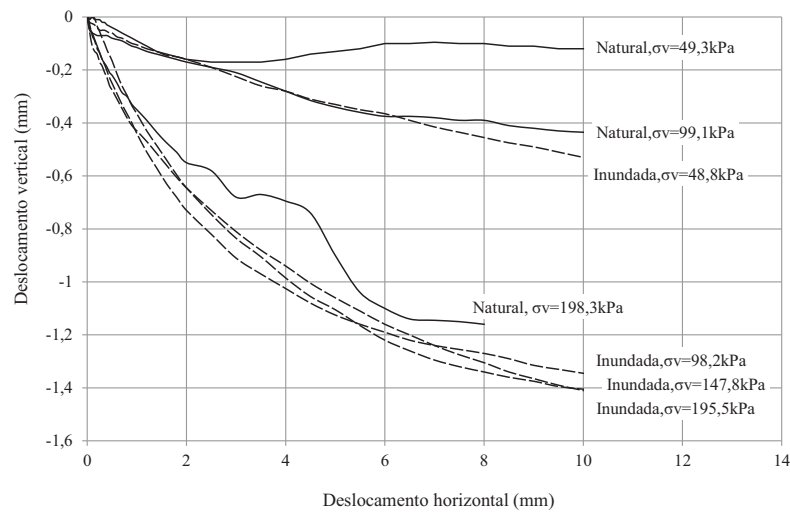
A Figura 4.3 apresenta a tensão de cisalhamento da amostra de solo da amostra 5 em função do deslocamento horizontal, para amostras de solo na condição de umidade natural e inundadas. Observa-se que para as tensões normais aplicadas houve contínuo aumento da tensão cisalhante, não apresentando resistência de pico. Também não houve estabilização de tensões para elevados deslocamentos para as tensões 198,3 kPa e 195,9 kPa. Para os ensaios realizados nas demais tensões normais, a partir de 6 mm nota-se tendência de estabilização das tensões cisalhantes. Os ensaios realizados para solos na condição natural apresentaram

resistência cisalhante bastante superior aqueles obtidos para as amostras na condição saturada, sendo o dobro para a tensão normal próxima a 100 kPa.

Figura 4.3 – Curva de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal

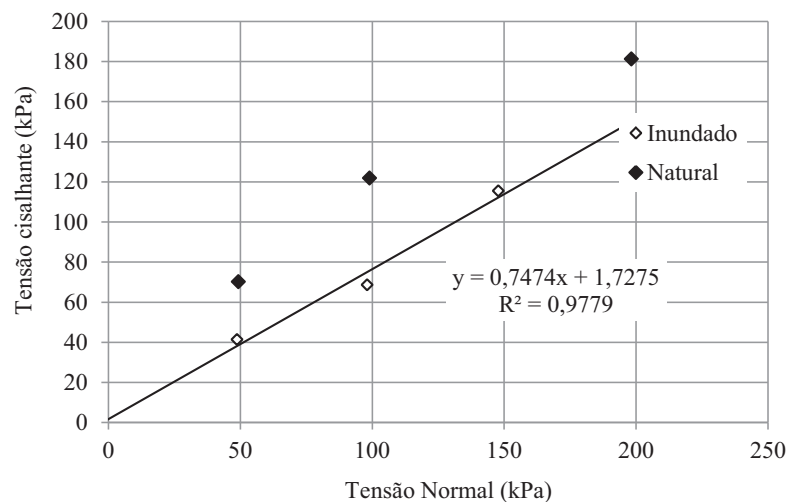


A evolução do deslocamento vertical com o deslocamento horizontal é apresentada na Figura 4.4. Nota-se contração (representado pelos valores negativos de deslocamento) de todos os corpos de prova, com contínua redução da altura durante o cisalhamento, com exceção do ensaio realizado com a menor tensão normal, 49,3 kPa, na condição de umidade natural onde houve diminuição da altura do corpo de prova até o deslocamento horizontal de, aproximadamente, 2 mm, seguido de aumento da altura do corpo de prova. Nos ensaios com solo na condição inundada, a variação de volume para as tensões 98,2; 147,8 e 195,0 kPa foram bastante próximas, indicando que para a tensão de 100 kPa a amostra de solo saturado se encontra no estado de compressão máxima. Também nota-se menor variação de volume nas amostras na condição de umidade natural que na condição saturada.

Figura 4.4 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal

A Figura 4.5 apresenta as prováveis envoltórias de ruptura. Para obter as envoltórias no ensaio natural e inundado adotou-se como tensão cisalhante de ruptura aquela referente ao deslocamento horizontal igual a 10 mm. Para o ensaio com tensão normal de 198,3 kPa foi feita uma extrapolação dos dados. Não foi possível adicionar à envoltória de ruptura o ensaio saturado com tensão normal de 195,5 kPa por não apresentar estabilização dos deslocamentos.

Figura 4.5 – Envoltórias de ruptura



Analisando as envoltórias é possível observar redução considerável da resistência do solo na condição inundada com coesão de 1,7 kPa e ângulo de atrito de 36° enquanto as amostras

ensaiadas na umidade natural apresentaram valores superiores de resistência. A variação na resistência, governada pela coesão, reflete a influência da não saturação do solo, onde a presença da sucção infere resistência a ele. Deve-se também ressaltar que o ensaio na umidade natural resulta em diferentes sucções na ruptura, sendo que para maiores tensões normais maiores compressões são esperadas, maior o grau de saturação e menor a sucção. Desta forma, os ensaios na umidade natural não permitem uma avaliação rigorosa da resistência do solo não saturado.

Os índices físicos dos corpos de prova antes e após o ensaio são apresentados na Tabela 4.3. O índice de vazios inicial das amostras demonstrou grande variabilidade, com valores entre 0,93 e 1,19. A umidade das amostras utilizadas no ensaio natural refere-se à condição do solo em campo, enquanto as amostras utilizadas no ensaio saturado perderam umidade durante a utilização do bloco indeformado, porém não sendo considerado fator relevante, visto que atingiram a saturação ao final da fase de adensamento. Também observa-se que não houve perdas relevantes de umidade do solo durante o ensaio natural.

Tabela 4.3 – Índices físicos dos corpos-prova do ensaio de cisalhamento direto antes do adensamento e após a ruptura.

Corpo de prova	Amostras ensaiadas com umidade natural			Amostras ensaiadas com inundação			
	1N	2N	3N	1S	2S	3S	4S
Tensão Normal Aplicada (kPa)	49,3	99,1	198,3	48,8	98,2	147,8	195,9
Umidade Inicial (%)	24	23	23	9	10	12	10
Umidade Pós-Ensaio (%)	24	22	22	29	27	25	24
Índice de vazios inicial (e_0)	1,19	1,06	1,16	0,93	1,08	1,11	0,99
Índice de vazios final (e_f)	1,15	0,98	0,93	0,81	0,75	0,7	0,66
Grau de Saturação Inicial (S_i) (%)	54	58	55	27	25	30	28
Grau de Saturação Final (S_f) (%)	56	62	65	97	99	97	98
Peso específico seco inicial (kN/m^3)	12,4	13,2	12,66	14,1	13,1	12,9	13,6
Peso específico natural inicial (kN/m^3)	15,40	16,24	15,49	15,4	14,4	14,5	15,0

4.1.2.2. Adensamento unidimensional

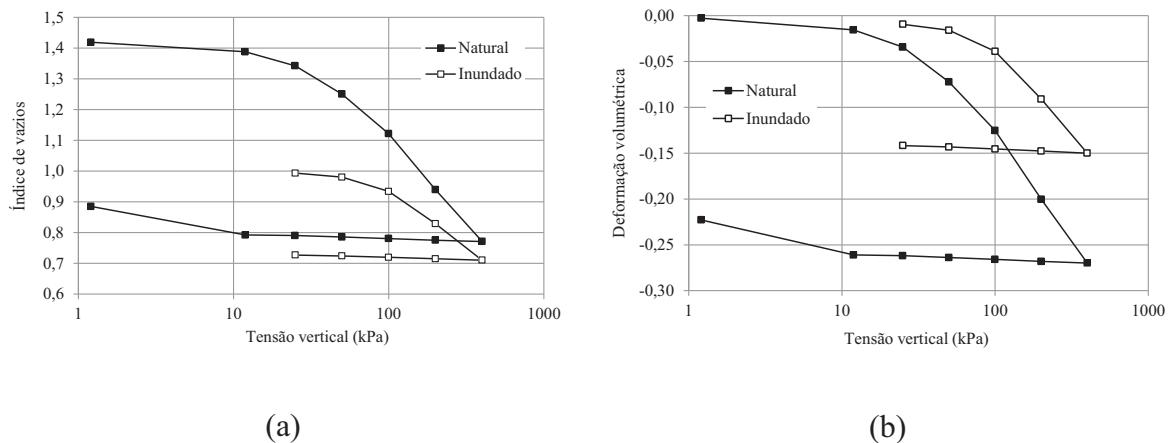
A Tabela 4.4 apresenta a condição inicial dos corpos de prova dos antes do ensaio de adensamento para a amostra 5. Na curva de compressibilidade apresentada na Figura 4.6, nota-se que a deformação do ensaio natural foi superior a do ensaio saturado, contrariando o efeito da sucção no solo natural que deveria implicar maior rigidez no solo. Tal fato, não foi

observado, pois o índice de vazios inicial do corpo de prova na condição natural (1,42) foi consideravelmente maior que o índice de vazios na condição inundada (1,01). Com isso a deformação na condição natural foi superior a condição saturada, e a avaliação do efeito da saturação foi prejudicada.

Tabela 4.4 – Condição inicial do corpo de prova, sendo γ_n = massa específica natural, γ_d = massa específica seco, S_i = grau de saturação inicial, antes da saturação, e_0 = índice de vazio inicial, w_i = umidade inicial

	Natural	Inundado
γ_n (KN/m ³)	13,4	14,6
γ_d (KN/m ³)	11,2	13,5
S_i (%)	37	21
e_0	1,42	1,01
w_i (%)	19	7,9

Figura 4.6 – Curva de Compressibilidade (a) Índice de vazios *versus* Tensão vertical (b) Deformação volumétrica *versus* Tensão vertical



Foi determinado um alto valor para o índice de compressão, igual a 0,58 no ensaio natural e 0,37 para o ensaio saturado. Os elevados valores estão relacionados aos índices de vazios das amostras. No trecho de descarregamento, houve recuperação considerável do índice de vazios apenas para tensões inferiores a 10 kPa.

A tensão de pré-adensamento no ensaio natural foi igual a 56 kPa pelo método Casagrande, e 49 kPa pelo método Pacheco Silva. Para o ensaio saturado, a tensão de pré-adensamento foi igual a 82 kPa e 0,97 de índice de vazios no método Casagrande. No método Pacheco Silva, obteve-se tensão igual a 94 kPa. Considerando que a tensão vertical na profundidade

amostrada é, aproximadamente, 73 kPa, trata-se de um solo pré-adensado se comparado com os valores obtidos no ensaio inundado que possui índices físicos mais próximos do solo.

Para cada intervalo de tensão de adensamento foi calculado o coeficiente de adensamento, o módulo oedométrico (D) e o módulo de Young (E), apresentados na Tabela 4.5. O valor elevado de coeficiente de adensamento na primeira fase de carregamento ocorreu pela acomodação rápida do solo. Para o cálculo do Módulo de Young (E) utilizou a fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade ($E = E_{\text{oed}}(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$), adotando-se coeficiente de Poisson (ν) do solo igual a 0,3.

Tabela 4.5 – Parâmetros de compressibilidade do solo para os intervalos de tensão: Coeficiente de adensamento (c_v), Módulo oedométrico (D), módulo de Young (E) para ν igual a 0,3.

Intervalo de tensão (kPa)	Natural			Inundado		
	c_v (cm ² /s)	D (kPa)	E (kPa)	c_v (cm ² /s)	D (kPa)	E (kPa)
0 - 1	-	803	321,2			
1-12	4,77	837	334,8	8,28	2632	1954,9
12-25	1,98	697	278,8			
25 - 50	1,84	658	263,2			
50 - 100	1,64	941	376,4	2,78	2174	1614,9
100 - 200	1,40	1335	534	2,53	1923	1428,6
200 - 400	1,16	2874	1149,6	2,26	3390	2518,2

4.1.2.3. Compressão simples

A condição inicial e final e as dimensões dos dois corpos de prova utilizados para o ensaio de compressão simples são apresentadas na Tabela 4.6. Nota-se que a variação da umidade entre a moldagem do corpo de prova e final do ensaio foi pequena.

A tensão axial e deformação dos corpos de prova é apresentada na Figura 4.7. A tensão axial de ruptura foi 125,81 kPa com deformação equivalente a 0,0095 mm para o CP1 e tensão normal 97,34 kPa com deformação equivalente a 0,0072 mm para o CP2.

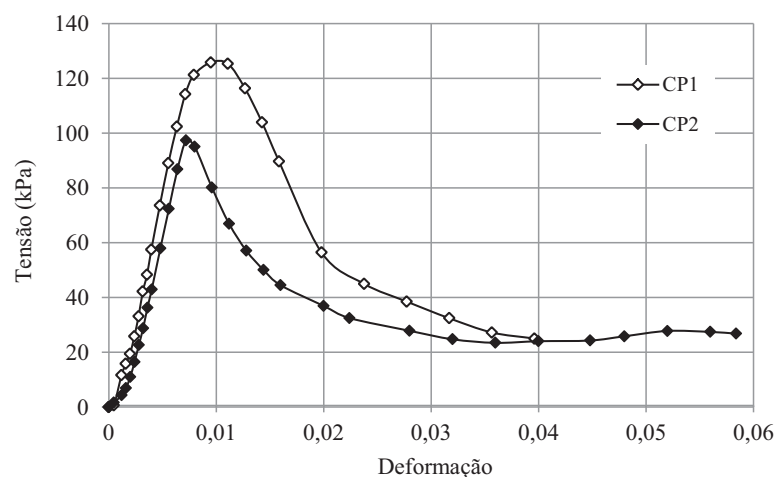
Tabela 4.6 – Condição inicial dos corpos de prova, onde w_i = umidade inicial de moldagem, w_f = umidade final, e_0 = índice de vazios inicial, S_i = saturação inicial, γ_d = peso específico seco, γ_n = peso específico natural.

Corpo de prova	CP1	CP2
w_i (%)	20	20
w_f (%)	18	19
ϕ_{cp} (cm)	5,06	5,07
H_{cp} (mm)	126	125
e_0	1,17	1,13
S_i (%)	46	47
γ_d (KN/m ³)	12,5	12,8
γ_n (KN/m ³)	15,0	15,3

Para o CP1, adotou-se o trecho linear inicial da reta referente a deformação elástica do solo até a tensão axial de 102,37 kPa com deformação de 0,0063 mm para cálculo do Módulo de Young (E) de 16 MPa. Para o CP2, o trecho linear até a tensão normal de 86,85 kPa com deformação de 0,0064 mm para cálculo do Módulo de Young (E) de 13,5 MPa.

É possível notar valores de módulo de Young bastante superiores àqueles calculados a partir do ensaio de adensamento. Este resultado indica a influência da sucção no resultado quando avalia-se a curva de compressibilidade do solo saturado, onde a ausência de sucção reduz o módulo de deformabilidade do material.

Figura 4.7 – Tensão normal *versus* Deformação



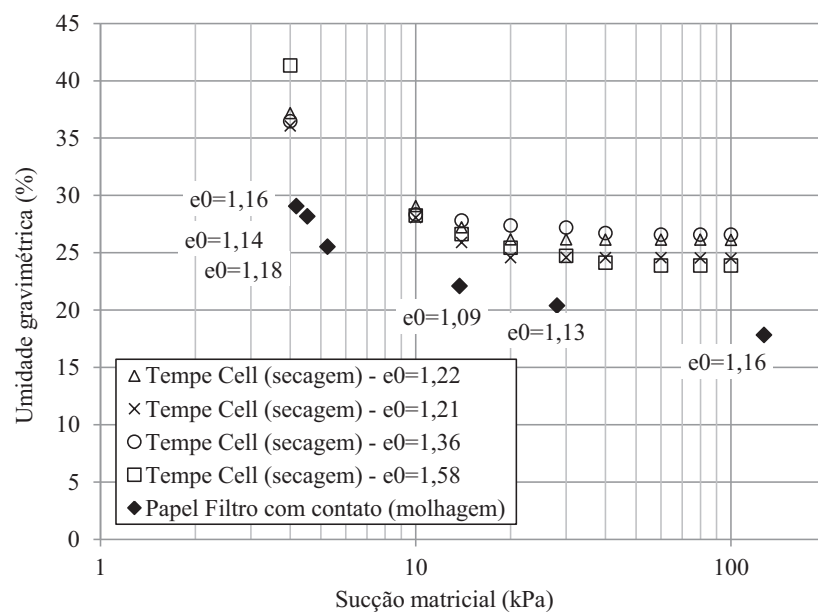
4.1.3. Curva característica solo-água

A Figura 4.8 apresenta os pontos da CCSA obtidos através da placa de pressão (Tempe Cell) e papel filtro para baixas sucções (inferior a 100 kPa). Essa faixa de sucções correspondente à

drenagem dos macroporos do solo. Desta forma, espera-se que solos com diferente índice de vazios apresentem diferenças nas suas características de armazenamento.

Também é possível notar significativa diferença entre as curvas de molhagem obtidas pela técnica do papel filtro e secagem no ensaio Tempe Cell. Devido à característica de funcionamento do ensaio Tempe Cell, foi levantada uma primeira hipótese que, neste ensaio, exista maior dificuldade de remoção de água dos poros menores que estejam “isolados” pela drenagem dos poros maiores (Camapum de Carvalho, 2015). Com isso, a água dos poros não é drenada com a aplicação da pressão, falseando os valores medidos. Uma segunda hipótese permite interpretar tal comportamento como um reflexo devido a heterogeneidade de poros, que reflete na histerese entre as curvas de secagem e molhagem.

Figura 4.8 – Curva característica para baixas sucções

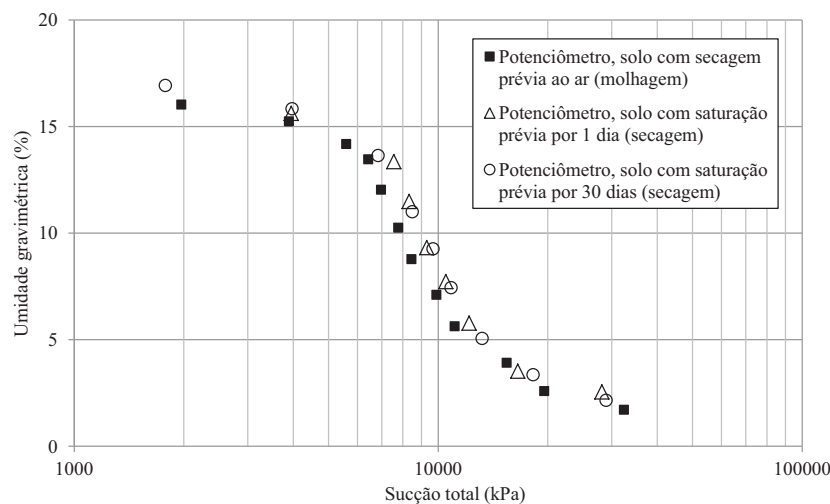


A Figura 4.9 apresenta os pontos da CCSA obtidos através do potenciômetro para altas sucções que se referem a drenagem dos microporos. Observou concordância entre os pontos obtidos para os ensaios realizados com diferentes tempos de saturação, concluindo que o tempo de saturação de 24 h foi suficiente para saturação dos microporos do solo. Entre os ensaios de molhagem e secagem foi possível notar considerável diferença entre as curvas, caracterizando o efeito da histerese, observada por Fredlund (1964) para outro solo argiloso, porém de alta plasticidade.

Os parâmetros do trecho da curva para altas sucções são semelhantes aos solos da região que possuem valor de entrada de ar dos microporos entre 5.000 e 10.000 kPa e valor de sucção residual entre 20.000 e 30.000 kPa (Camapum de Carvalho, 2005).

Outro aspecto a ser avaliado é a sucção osmótica. A Figura 4.10 apresenta curvas de molhagem obtidas a partir do potenciômetro e papel filtro. Observa-se diferença entre as curvas total e matricial com ênfase nas sucções baixas (inferiores a 1.000 kPa) que representa a sucção osmótica. O fato de a sucção total permanecer com pouca variação nas baixas sucções indica que a sucção osmótica tem pouca variação nesse trecho.

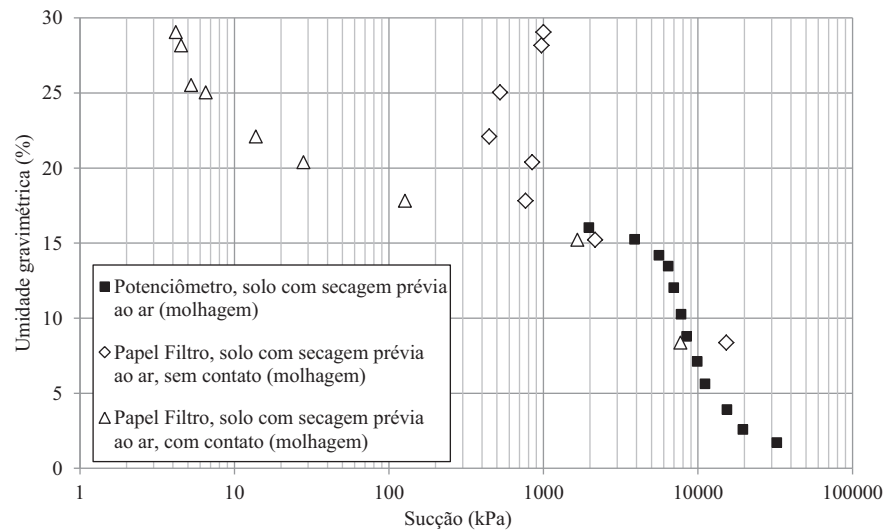
Figura 4.9 – Resultados dos ensaios com potenciômetro para altas sucções



Como as amostras de solo foram preparadas adicionando água destilada, a perda de água do solo (redução da umidade) aumenta a concentração de sais provocando aumento da sucção osmótica.

Também foi possível observar concordância na evolução entre os ensaios com a técnica do papel filtro e potenciômetro (Figura 4.10), assim como entre os poucos pontos de papel filtro para altas sucções e potenciômetro. Kuhn (2014) já havia identificado tal concordância entre os diferentes métodos para uma quantidade maior de amostragem de papel filtro. O processo de destorroamento do solo não têm alterado significativamente os microporos do solo.

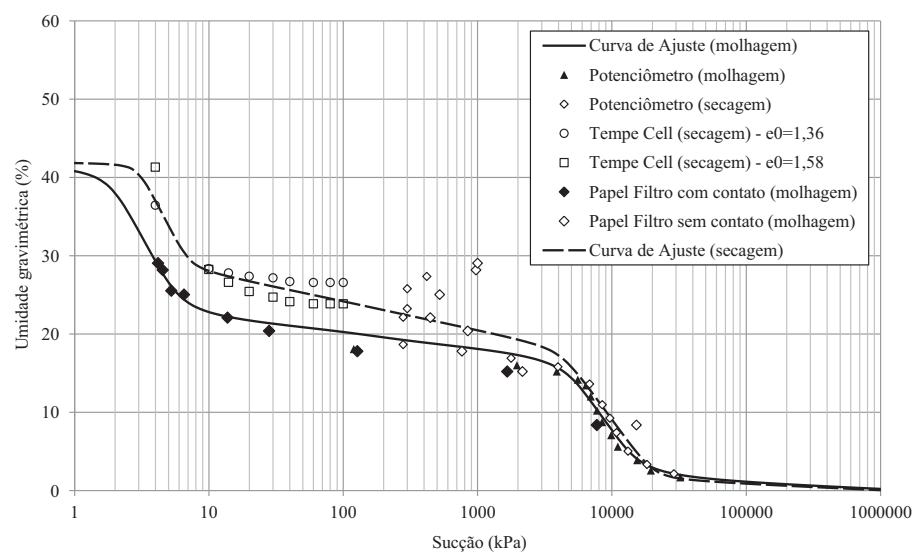
Figura 4.10 – Curva característica de molhagem



A Figura 4.11 mostra o agrupamento dos pontos de sucção para os diferentes métodos utilizados já apresentados anteriormente, onde identificou-se o comportamento bimodal da CCSA que é característico de solos tropicais da região Centro Oeste do Brasil.

Foram utilizadas duas curvas de ajustes (Gitirana Jr. e Fredlund, 2004) para o solo, representando a curva de secagem e molhagem. A curva a ser empregada na análise do maciço depende da trajetória de sucção. Desta forma, a interpretação de dados de monitoramento da contenção precisa considerar as condições atmosféricas.

Figura 4.11 – Curva característica obtida utilizando diferentes técnicas

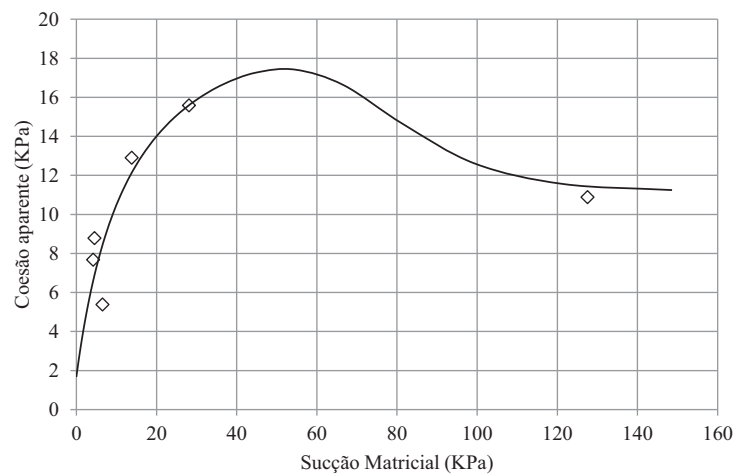


4.1.4. Obtenção da coesão total com variação de umidade

A Figura 4.12 apresenta os valores de coesão aparente em função da sucção matricial, obtidos a partir do ensaio de compressão diametral. A ausência de mais pontos para sucções acima de 100 kPa dificultou a definição do modelo de resistência do solo. Foi adotado o modelo hiperbólico modificado proposto por Kuhn (2014), que representa a curva crescente até a resistência de pico e em seguida reduz para a tensão última. Após a resistência de pico as amostras começam a sofrer ressecamento e surgir microtrincas, levando o solo à retração, que justifica a queda na resistência ao cisalhamento até a tensão última.

A implementação da formulação do intercepto coesivo adotada neste estudo é definida pela equação 4.1. Os parâmetros adotados para a curva são apresentados na Tabela 4.7. A coesão aparente tem o valor máximo próximo a 18 kPa e reduz para 11 kPa nas sucções elevadas (acima de 120 kPa).

Figura 4.12 – Coesão aparente para valores de sucção matricial



$$c_t = c' + R \frac{\psi_f}{a_2 + b_2 \psi_f} \quad (4.1)$$

Onde

$$a_2 = \frac{1}{\tan \phi'}; b_2 = \frac{1}{\tau_{pico} - c'}; R = \frac{1}{\tau_{pico}} \left(\tau_{ult} + \frac{\tau_{pico} - \tau_{ult}}{1 + \left(\frac{\psi_f}{s_b} \right)^n} \right)$$

ϕ' = ângulo de atrito efetivo; τ_{pico} = resistência de pico, c' = coesão efetiva, τ_{ult} = resistência última, ψ_f = sucção na ruptura; sb = parâmetro de ajuste, n = parâmetro de ajuste.

Tabela 4.7 – Parâmetros adotados para curva

Parâmetros da curva	
c' (kPa)	1,7
a_2	0,649
b_2	0,049
ϕ'	57
τ_{pico} (kPa)	22,2
$\tau_{\text{últ.}}$ (kPa)	11
sb	80
n	6

4.2. RESULTADOS DO MONITORAMENTO

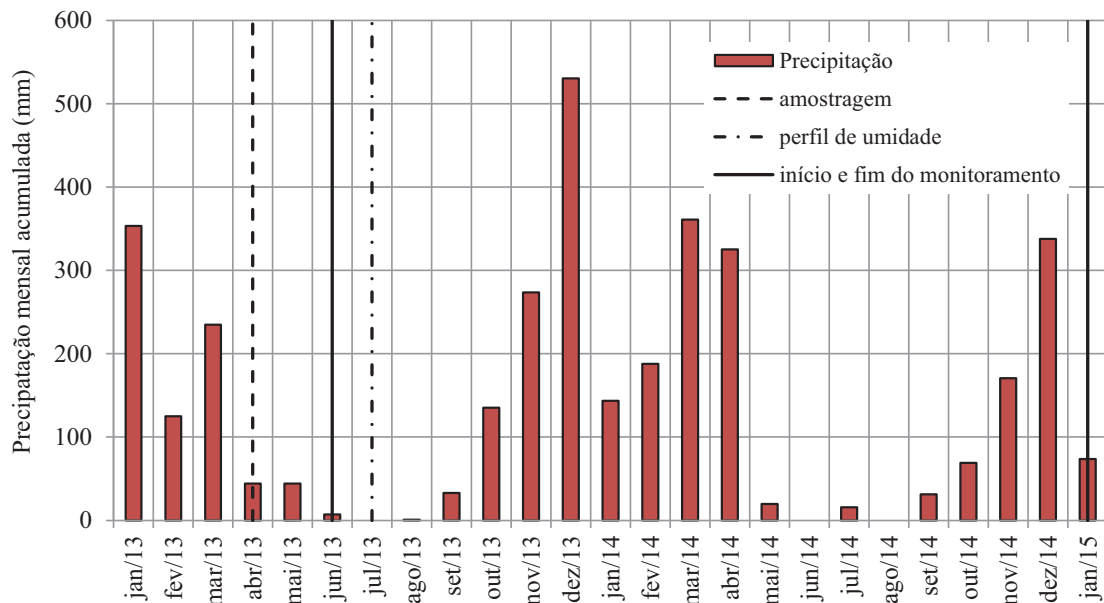
Neste item são apresentados resultados do perfil de umidade medido em campo, resultados das medidas de deslocamentos com EHHM e medições topográficas.

4.2.1. Dados pluviométricos

O comportamento do maciço e da contenção depende do estado do solo, que, por sua vez, pode ser alterado em função da condição atmosférica. A Figura 4.13 apresenta dados pluviométricos da cidade de Goiânia entre os períodos de janeiro de 2013 a janeiro de 2015. Os dados meteorológicos foram disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia - INMET.

O monitoramento dos deslocamentos laterais da contenção perdurou entre junho de 2013 e janeiro de 2015, a retirada das amostras de solo ocorreu em abril de 2013 e o perfil de umidade foi medido em julho de 2013, referente à época de estiagem. A localização da estação meteorológica está a 9 km em relação à obra monitorada.

Figura 4.13 – Dados pluviométricos (Fonte: dados da rede do INMET)



4.2.2. Perfil de umidade, sucção e coesão aparente

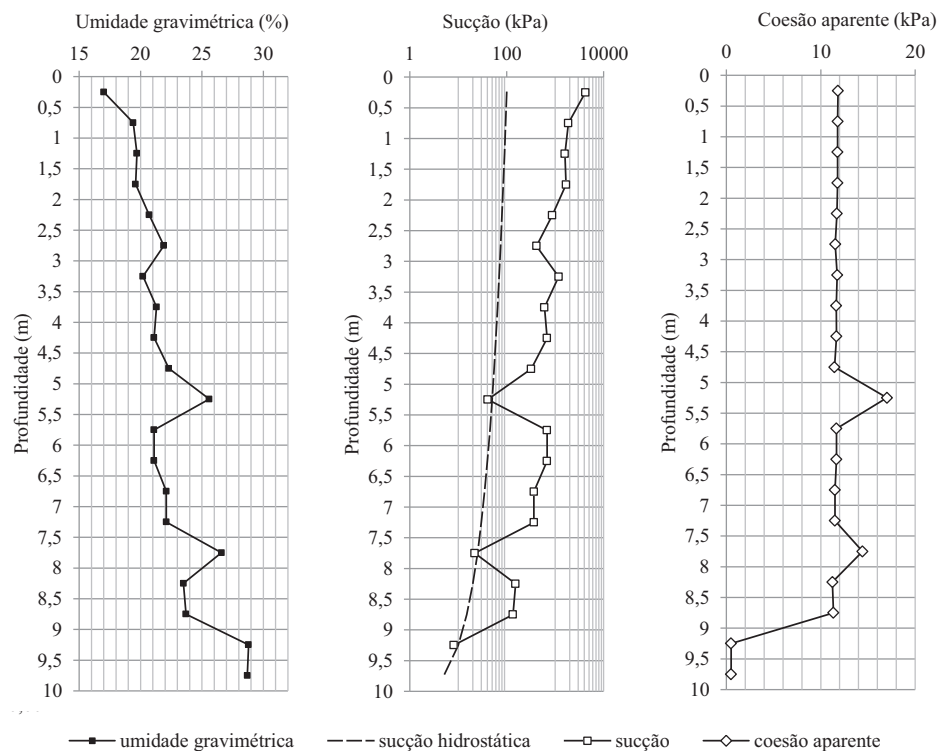
Os perfis de umidade, sucção matricial e coesão são apresentados na Figura 4.14. A Tabela com os valores apresentados está no apêndice B.

No primeiro metro de profundidade observa-se que a umidade é relativamente baixa como consequência da pouca chuva no período imediatamente antecedente. A partir do primeiro metro até a profundidade de 7 m a umidade manteve-se entre 20 e 25%, seguido de aumento significativo devido à proximidade com nível do lençol freático (10,25m).

A sucção matricial foi estimada a partir da CCSA na trajetória de secagem (Figura 4.11). Sabe-se que a distribuição e variação do perfil de sucção do solo é governada pelas propriedades hidráulicas do solo, incluindo a CCSA, das condições climáticas como a duração e intensidade da chuva e taxa de evapotranspiração. Segundo Rocha (2013), a variação ao longo da profundidade pode ser complexa. Neste caso, observa-se que o perfil de sucção reduz linearmente com a proximidade do lençol freático, sendo esta redução à direita do perfil de sucção hidrostática do solo, caracterizado pelo fluxo ascendente de água em todo o perfil devido à época de estiagem, como se esperava.

O perfil de coesão aparente foi determinado através da curva de modelo hiperbólico modificado (Kuhn, 2014) obtido a partir do ensaio de compressão diametral realizado na trajetória de molhagem. Conforme discutido no capítulo anterior, a resistência ao cisalhamento esta diretamente ligada à CCSA do solo, portanto está ligada a trajetória de secagem ou molhagem a que o solo está submetido. Guan *et al.* (2010¹⁸ *apud* Kuhn, 2014) estudou o efeito da histerese na resistência dos solos e encontrou menores resistências quando o solo encontrava-se na trajetória de molhagem que na secagem. Portanto, o modelo de coesão adotado neste estudo representa resistências inferiores as que se espera teoricamente, já que este se encontrava em secagem e o ensaio de compressão diametral foi realizado na trajetória de molhagem. O perfil apresentado na Figura 4.14 mostra-se linear, consequência do modelo de resistência proposto, que é constante para sucções acima de 120 kPa.

Figura 4.14 – Perfil de umidade, sucção e coesão aparente, em 12/07/2013

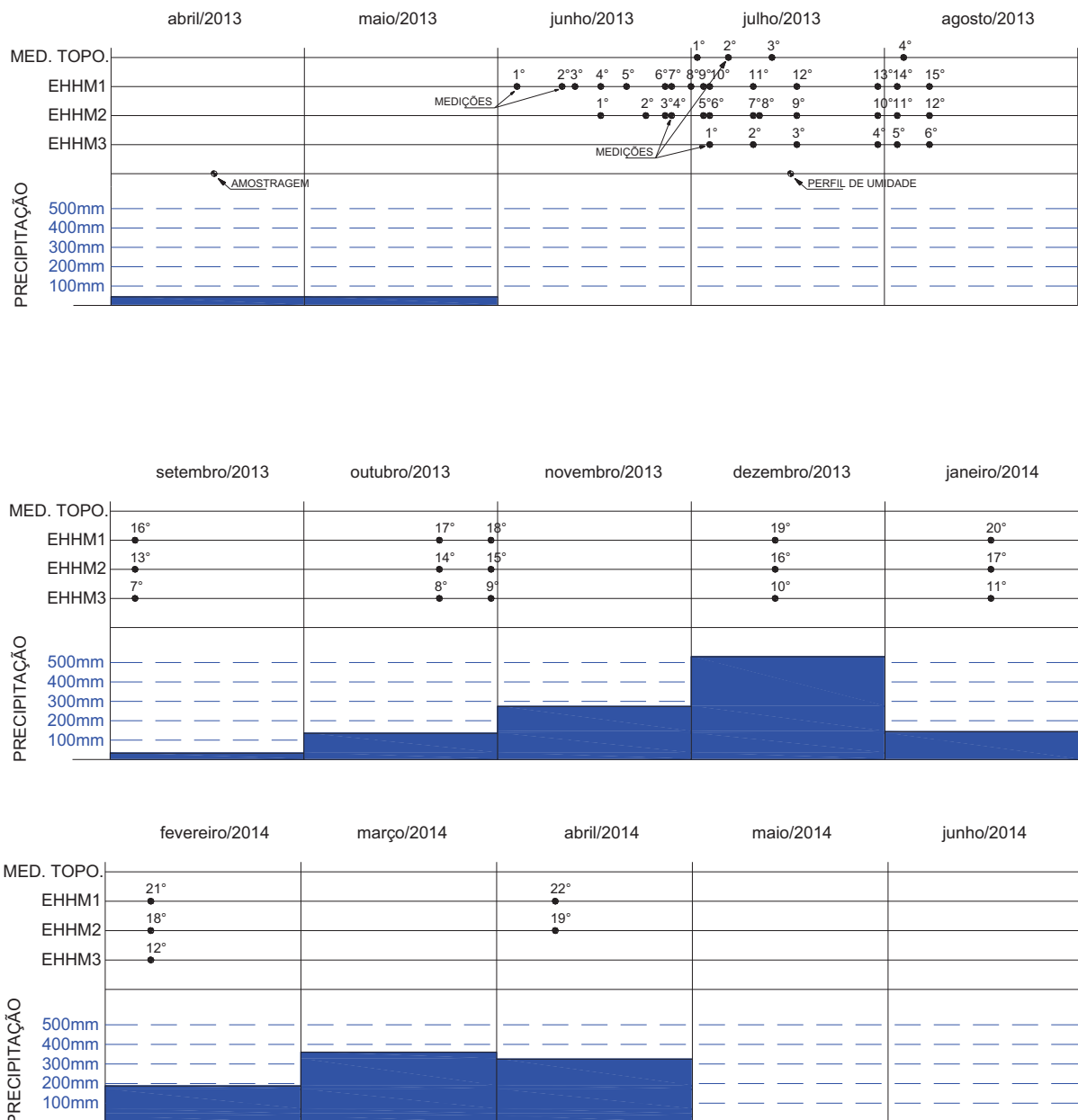


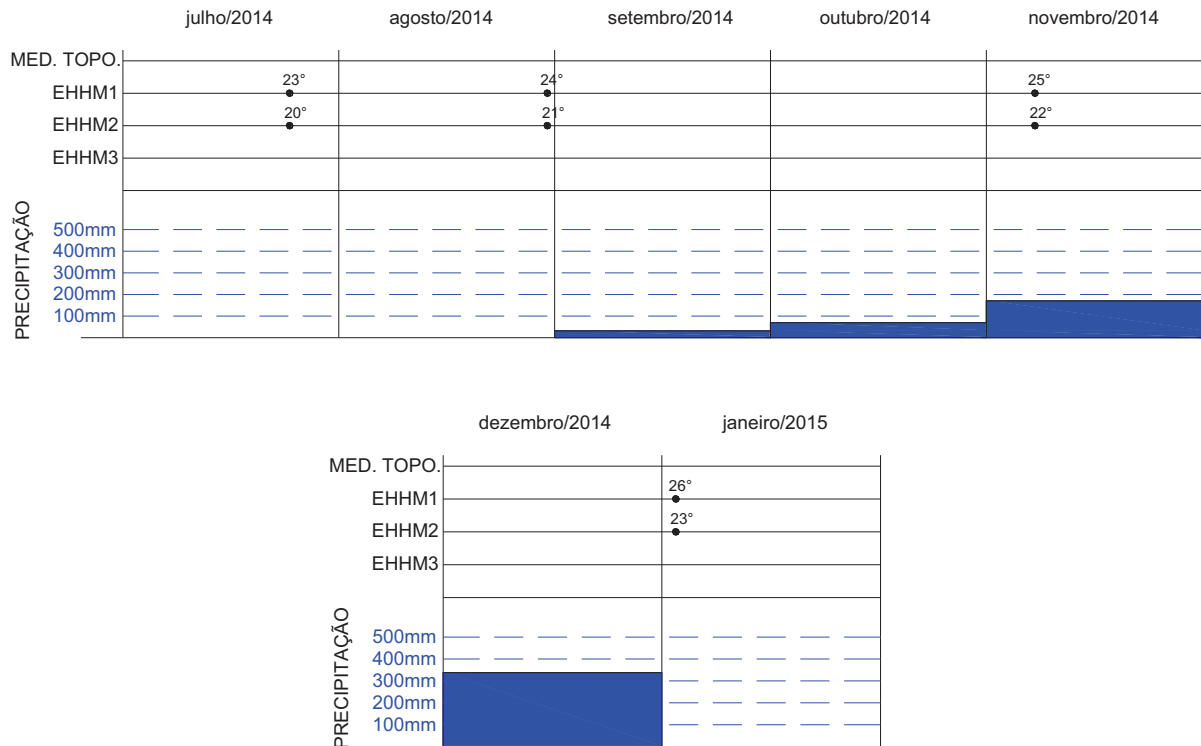
¹⁸ GUAN, G.S.; RAHARDJO, H; CHOON, L.E. Shear Strength equations for unsaturated soil under drying and wetting. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**. ASCE. USA. V.136.n4. p.594-606, 2010.

4.2.3. Linha do tempo do monitoramento

Para introduzir às análises dos deslocamentos obtidos com a instrumentação a Figura 4.15 apresenta a linha do tempo do monitoramento com EHHM e medições topográficas e as precipitações ocorridas. As medições foram iniciadas após execução das estacas de contenção e concretagem da viga de coroamento. O processo de escavação do solo não foi uniforme e será analisado próximo a cada ponto monitorado nos itens a seguir, assim como as etapas de instalação dos tirantes passivos.

Figura 4.15 – Linha do tempo





4.2.4. Resultados do monitoramento dos deslocamentos com Extensômetros de Hastes Horizontais Múltiplas

As análises dos resultados da instrumentação com EHHM estão separadas em EHHM 1, 2 e 3, onde são apresentadas as análises e as discussões dos deslocamentos laterais medidos. A Tabela com os dados medidos são apresentados nos apêndices C e D. Os deslocamentos horizontais foram calculados pela função cosseno do ângulo de instalação deste EHHM (20°/30°) do valor medido em campo. Os deslocamentos verticais foram calculados pela função seno a partir do ângulo de instalação do EHHM do valor medido em campo, considerando inclinação do EHHM constante durante os deslocamentos.

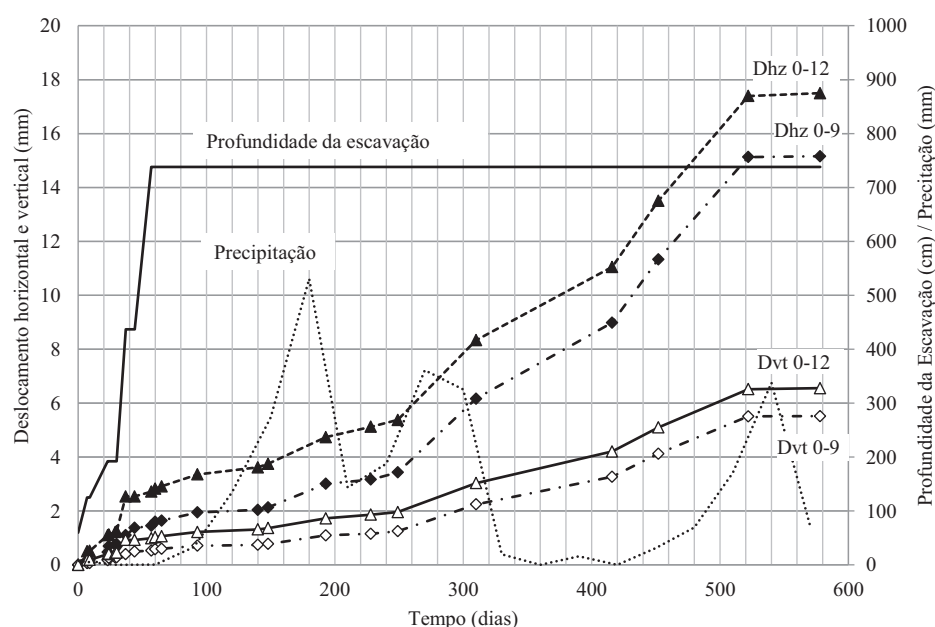
4.2.4.1. Análises EHHM1

Devido ao processo executivo do EHHM 1, apresentado na metodologia, houve necessidade de manter uma berma ao lado direito do EHHM não possibilitando uma escavação uniforme próxima à região do EHHM e que implicou efeito tridimensional de deslocamentos da contenção conforme já observado por Blackburn e Finno (2007). As profundidades de escavação avaliadas nas Figuras 4.16, 4.17 e 4.18 são referentes ao lado do EHHM (Figura

4.19h), onde foram executados tirantes passivos e realizada escavação conforme projeto de contenção, não considerando o efeito da berma. Ressalta-se que na região com a berma não foram instaladas as duas linhas de tirantes passivos conforme projeto de contenção devido à escavação no lote vizinho.

Na Figura 4.16 é apresentado a evolução do deslocamento horizontal (Dhz) e vertical (Dvt) com o tempo, medido em relação aos pontos fixos a 9 e 12 m no interior do maciço e a precipitação mensal acumulada para os meses monitorados. Os deslocamentos relativos ao ponto fixo a três metros no interior do maciço não foram medidos. É possível notar aumento contínuo do deslocamento horizontal entre intervalos de tempo onde não houve a escavação, assim como foi observado por Moorman (2004) e Oliveira *et al.* (2014). Este comportamento justifica-se devido ao longo tempo de reacomodação do solo argiloso, combinado com períodos chuvosos que reduzem a resistência do solo e também devido a estrutura de travamento tipo tirantes passivos adotada no sistema de contenção, que permite esta acomodação. Como os tirantes passivos são instalados no solo sem pré-esforço, eles só aferem rigidez à estrutura conforme o maciço se deforma.

Figura 4.16 – Evolução dos deslocamentos, profundidade da escavação e precipitação do EHHM 1



Analisando o deslocamento vertical (recalque) dos pontos monitorados, pode-se verificar que os recalques são inferiores aos deslocamentos horizontais, sendo o valor máximo igual a 6,37

mm para o ponto fixado a 12 m no maciço. Os recalques são esperados, considerando o alívio de tensões na região da base do maciço escavado e o movimento rotacional ao redor do pé do talude formado.

O deslocamento relativo ao ponto instalado a 12 m no interior do maciço mediu valores sempre maiores que o ponto instalado a 9 m. Isto é justificado, pois quanto mais distante o ponto de ancoragem esta do paramento, menores deslocamentos ocorrem na ancoragem, com isso, a diferença entre o deslocamento desta ancoragem e do paramento (valor medido com o extensômetro) é maior. Também é possível analisar que os incrementos de deslocamentos entre os pontos 9 e 12 m foram similares, ou seja, houve pouca movimentação entre os pontos 9 e 12 m do interior do maciço.

No 249º dia de leitura observar-se uma tendência de estabilização dos deslocamentos que refere-se ao momento em que a berma estava intacta conforme Figuras 4.19i à l. Já na leitura do 310º dia observou grande acréscimo de deslocamento que pode ter sido provocado pela escavação de parte da berma conforme Figura 4.19m e pela infiltração da água no solo devido a intensa chuva que ocorreu entre os dias monitorados. Com a contínua escavação da berma os deslocamentos cresceram rapidamente. Entre o 416º e 522º dia de leitura, representados pelas Figuras 4.19n, o e p, observou o maior gradiente de deslocamento, com taxa de deslocamento igual a 0,23%He (He é a profundidade de escavação) no ponto 12 m. Uma tendência de estabilização dos deslocamentos ocorreu após a instalação das lajes de travamento do subsolo 1 e 2 conforme apresentado na Figura 4.19p.

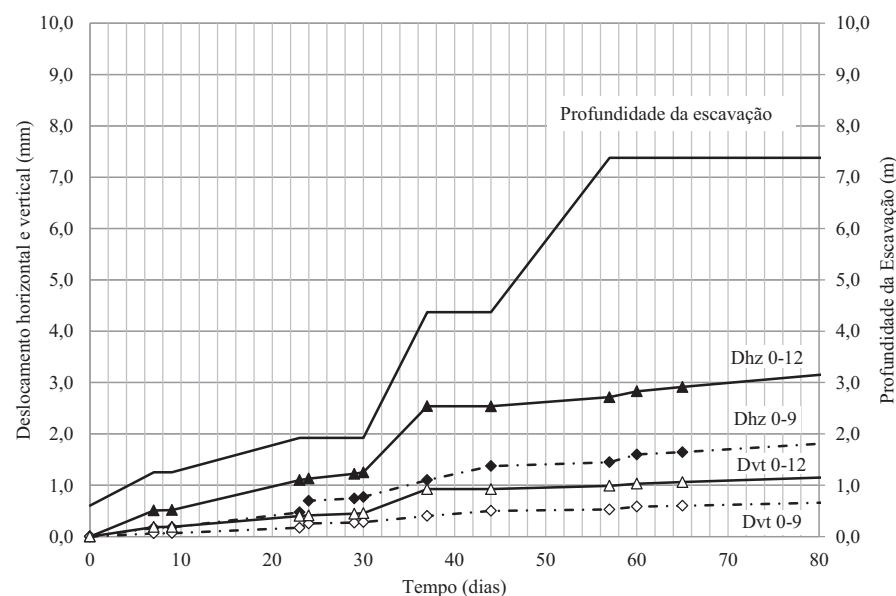
No gráfico é possível notar três pontos de chuvas intensas: entre os 150º e 200º, 250º e 310º, 500º e 570º dias, onde houve aumento na velocidade dos deslocamentos nos dois primeiros períodos de chuvas intensas citados que não foi observado no terceiro período, pois a contenção já encontrava-se travada pelas lajes do subsolo. Tal fato ocorreu pois durante o período chuvoso a água infiltra no solo, reduzindo sua resistência ao cisalhamento e provocando maiores deslocamentos da estrutura de contenção.

A Figura 4.17 refere-se ao mesmo resultado da Figura 4.16 apenas para os primeiros 80 dias de monitoramento. Conforme apresentado na Tabela 4.8, no 44º dia de monitoramento observou que no terreno da obra vizinha foram cravados perfis metálicos próximos a região de ancoragem deste EHHM e a vibração devido ao processo de cravação pode ter alterado a

localização da ancoragem da haste provocando leitura errônea, representado por uma queda de deslocamento. Como não houve escavação entre o 37° e 44° dia, esperava-se deslocamento no 44° dia semelhante ao medido no 37° dia.. Com isso, as linhas “Dhz 0-12” e “Dvt 0-12” das análises representam o comportamento de deslocamento horizontal corrigido deste ponto considerando que não houve deslocamento entre os dias 37 e 44. As leituras posteriores a este período demonstraram aumento do deslocamento conforme esperado, porém não se exclui a possibilidade de danificação desta haste durante a cravação dos perfis ou alteração nas tensões efetivas do solo devido a vibração provocada.

Dentre os fatores provocadores do deslocamento pode-se analisar a “profundidade da escavação” na Figura 4.17. Entre os dias 30 e 37, houve 2,45 m de escavação que provocou incremento imediato de 1,29 mm de deslocamento horizontal relativo ao ponto instalado a 12 m no interior do maciço. Ao final do processo de escavação (7,38 m) mediu-se 2,72 mm de deslocamento horizontal, equivalente ao deslocamento relativo de 0,04%He (Figura 4.18).

Figura 4.17 – Evolução do deslocamento e profundidade da escavação para os 80 primeiros dias de monitoramento do EHHM 1



A Figura 4.18 apresenta o deslocamento relativo ($\delta h_z/He$) em cada estágio de escavação ao longo do tempo para o ponto fixo a 12 m no interior do maciço, sendo δh_z o deslocamento horizontal acumulado no dia e He a altura de escavação no dia de leitura. Observou-se deslocamento relativo de 0,07% no 30° dia com posterior queda para 0,03% devido a

continuidade do processo de escavação. Com o término da escavação nota-se aumento do deslocamento relativo até 0,24% ocasionada pelo contínuo aumento dos deslocamentos horizontais medidos sem novas etapas de escavação. Ressalta-se que a profundidade de escavação é referente apenas à escavação à direta do EHHM, não considerando a análise da retirada da berma a partir do 310º dia de medição.

Figura 4.18 – Evolução do deslocamento relativo e profundidade da escavação do EHHM 1

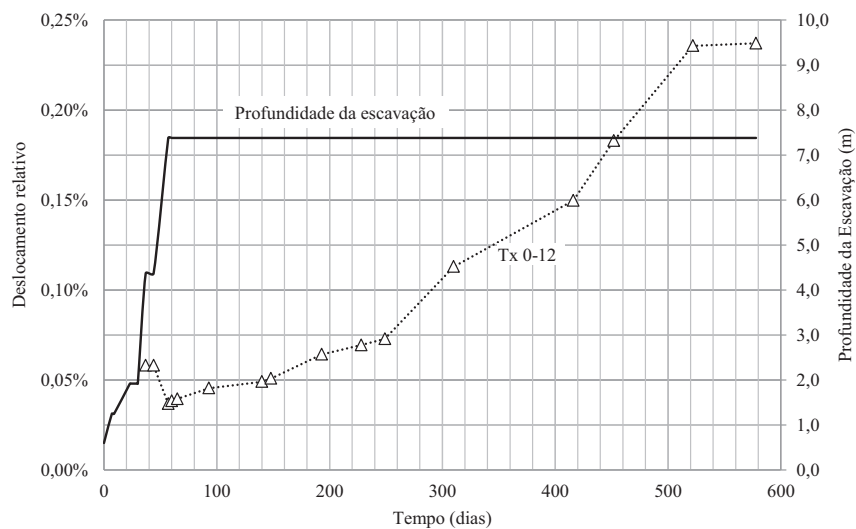
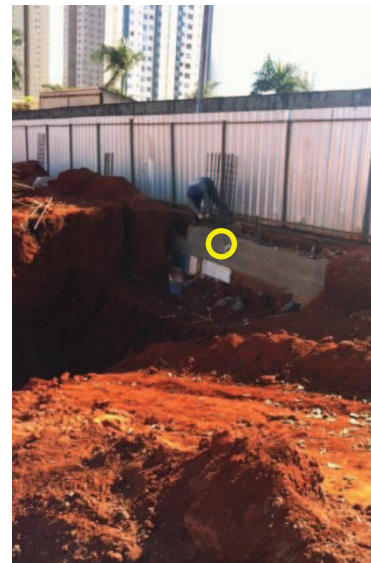


Figura 4.19 – Registros fotográficos durante monitoramento: Fotos A à P do EHHM 1



(a) Instalação do EHHM



(b) Substituição da cabeça de leitura



(c) Dia 17/06/2013



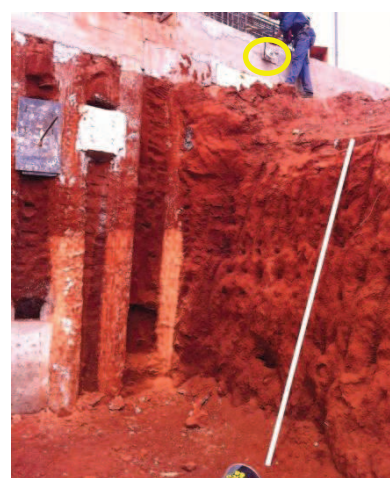
(d) Dia 21/06/2013



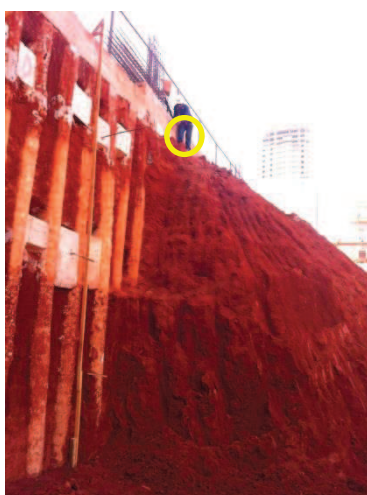
(e) Dia 01/07/2013



(f) Escavação na lateral direita



(g) Conexão dos tirantes passivos
com a contenção



(h) Escavação na lateral direita



(i) Dia 05/09/2013



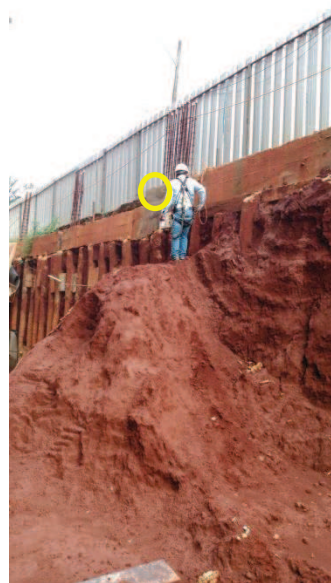
(j) Dia 22/10/2013



(k) Dia 14/12/2013



(l) Dia 18/01/2014



(m) Dia 10/04/2014



(n) Dia 25/07/2014



(o) Dia 30/08/2014



(p) Dia 08/11/2014

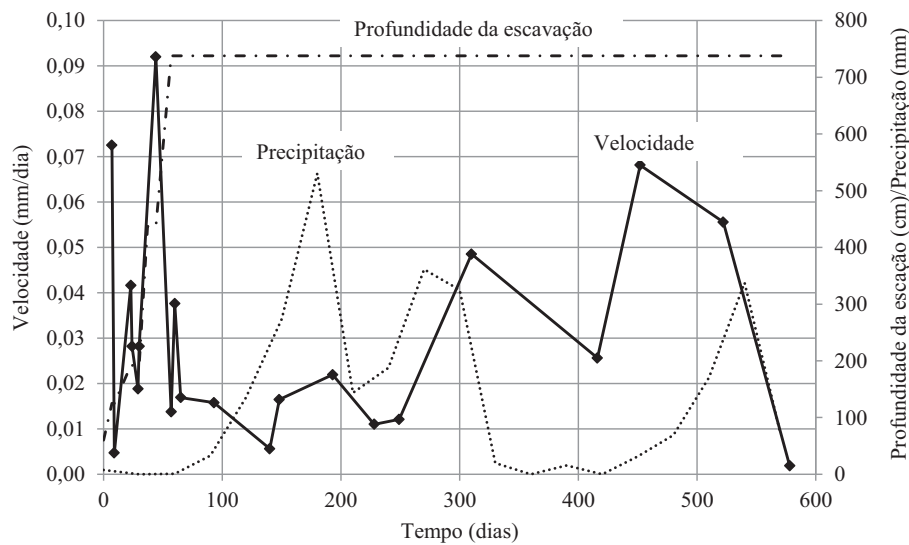
Tabela 4.8 – Registros observados durante monitoramento e identificação das etapas das fotos A – P do EHHM 1

Data	Dias	Foto	Observações
04/06/2013	0	A	Instalação do instrumento
11/06/2013	7	B	Substituição da cabeça de leitura
13/06/2013	9	-	Escavação lateral direita
17/06/2013	NM	C	Não alterou a geometria da escavação
21/06/2013	NM	D	Escavação lateral direita
27/06/2013	23	-	Não alterou a geometria da escavação
28/06/2013	24	-	Não alterou a geometria da escavação
01/07/2013	NM	E	Não alterou a geometria da escavação
03/07/2013	29	-	Execução dos tirantes
04/07/2013	30	-	Não alterou a geometria da escavação
11/07/2013	37	F	Escavação lateral direita
18/07/2013	44	G	Cravação com bate estaca/Execução do tirante
31/07/2013	57	H	Escavação lateral direita
03/08/2013	60	-	Não alterou a geometria da escavação
08/08/2013	65	-	Não alterou a geometria da escavação
05/09/2013	93	I	Não alterou a geometria da escavação
22/10/2013	140	J	Não alterou a geometria da escavação
30/10/2013	148	-	Não alterou a geometria da escavação
14/12/2013	193	K	Não alterou a geometria da escavação
18/01/2014	228	L	Não alterou a geometria da escavação
08/02/2014	249	-	Não alterou a geometria da escavação
10/04/2014	310	M	Escavação da berma
25/07/2014	416	N	Escavação da berma
30/08/2014	452	O	Escavação da berma
08/11/2014	522	P	Lajes Subsolo 1 e 2 travando a contenção*
03/01/2015	578	-	Não alterou a geometria da escavação

*Concretagem da laje do subsolo 2 foi realizada em 17/09/2014, concretagem da laje do subsolo 1 foi realizada em 09/10/2014

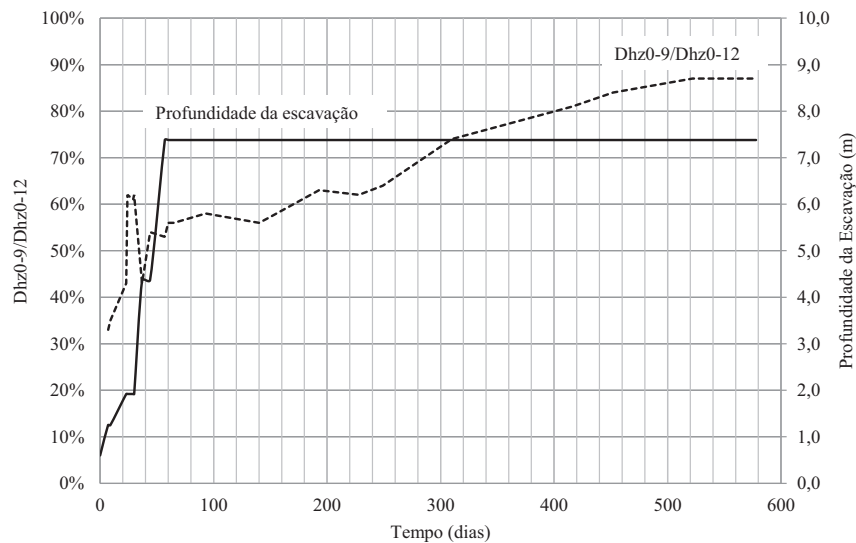
A Figura 4.20 permite analisar o efeito do tempo nos deslocamentos horizontais utilizando a velocidade dos deslocamentos durante o monitoramento para o ponto fixo a 12 m no interior do maciço. Não foi considerado o valor medido no 37º dia de monitoramento. Observa-se redução na velocidade para o período entre o 60º e 249º dias, onde não houve escavação adicional (Tabela 4.8), variando entre 0,017 e 0,006 mm/dia. Já nos primeiros 60 dias, observa-se aumento na velocidade durante a escavação, assim como no período chuvoso, conforme analisado anteriormente. O pico de velocidade no 452º dia refere-se à escavação da berma.

Figura 4.20 – Velocidade dos deslocamentos horizontais do EHHM 1



Na Figura 4.21 foram calculadas as porcentagens dos deslocamentos horizontais do ponto 9 m em relação aos deslocamentos horizontais do ponto fixado a 12 m (corrigido) do maciço (Dhz0-9/Dhz0-12). Conforme dito anteriormente, os incrementos de deslocamentos foram equivalentes quando analisados na Figura 4.16, porém observa-se que durante o monitoramento a diferença entre os pontos 9 e 12 m aumentou de 33%, no início das medições, para 87% ao final. Tal efeito ocorreu porque durante o processo de escavação, a cunha de movimentação do solo passou a afetar uma zona maior do interior do maciço. Enquanto a profundidade de escavação de 1,25 m, no 7º dia, afetou uma zona mais próxima do maciço em relação à parede de contenção (menor que raio de 9 m), a diferença de deslocamento do ponto a 9 e 12 m da parede de contenção foi de 33%. Já com a profundidade de 7,38 m, a zona de influencia devido a escavação afetou uma área maior do maciço, deslocando com maior intensidade o ponto a 9 m que no início da escavação. Entre o 93º e 148º dia de monitoramento (Figuras 4.19i a k) não houve variação da geometria de escavação e a porcentagem da diferença de deslocamento entre os pontos permaneceu em torno de 57%.

Figura 4.21 – Evolução dos deslocamentos horizontais entre 9 e 12 m no interior do maciço do EHHM 1



4.2.4.2. Análises EHHM 2

A evolução dos deslocamentos horizontais e verticais medidos com o EHHM 2, a respectiva profundidade de escavação ao longo do tempo e a precipitação são apresentados na Figura 4.22. O monitoramento do ponto a 9 metros no interior do maciço foi interrompido após 45 dias quando houve a troca do extensômetro e o encaixe do mesmo não foi compatível com o novo.

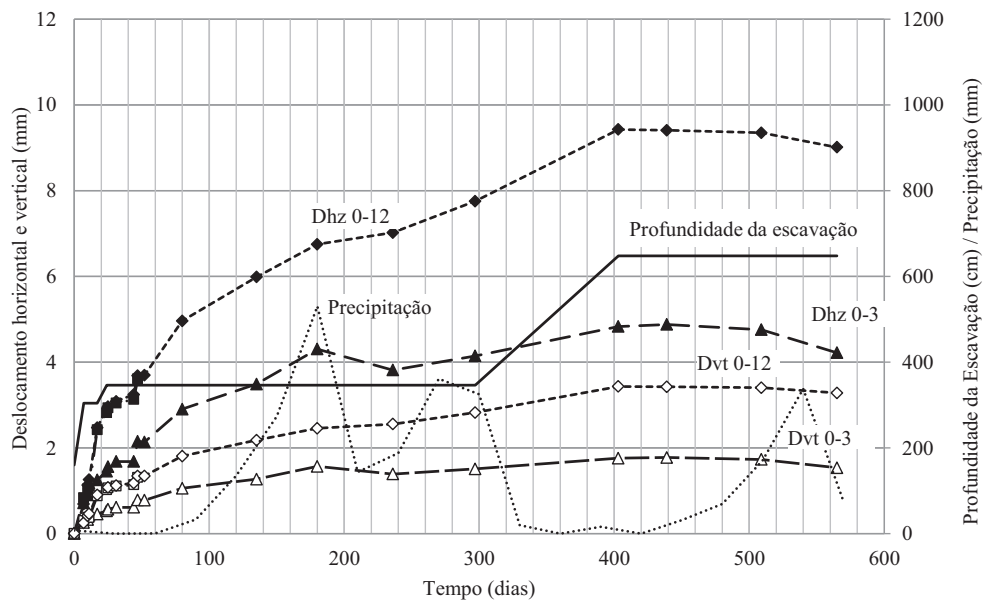
No processo construtivo do EHHM 2 ocorreram duas fases de escavação principais: a primeira compreendida entre o 1° e 24° dia de medição referente a instalação do tirante passivo e escavação até a cota da rampa provisória de tráfego da obra, conforme Figuras 4.25a à i e a segunda, observada no 403° dia de leitura, refere-se à escavação da rampa provisória e travamento da contenção com as lajes do subsolo conforme apresentado nas Figuras 4.25j à l. Entre as duas etapas de escavação houve um intervalo de tempo de 273 dias sem escavação. Na segunda etapa de escavação mediu-se incremento de deslocamento horizontal no ponto fixo a 12m de 1,68 mm provocado pela escavação da cota 3,46 para 6,48 m.

No 180° dia de monitoramento pode-se observar um pico de deslocamento que pode ser efeito das chuvas conforme analisado para o EHHM 1.

Também nota-se redução dos deslocamentos horizontais após o 403º dia com o travamento com as lajes do subsolo onde mediu-se deslocamento igual a 9,43 mm no ponto fixo 12, enquanto no último dia de leitura mediu-se 9,01 mm, computando uma redução de 0,42 mm.

Nos deslocamentos verticais dos pontos monitorados mediu-se recalque máximo de 3,43 mm no 410º dia.

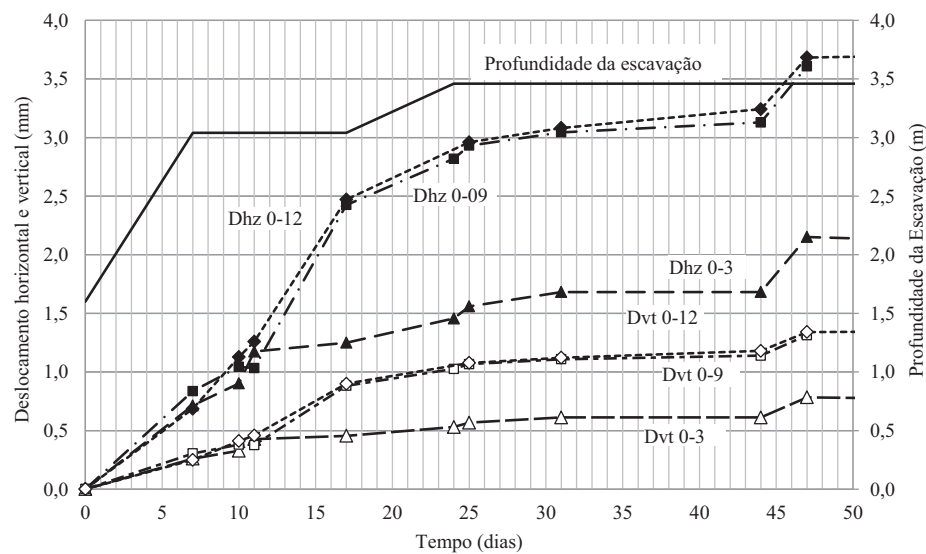
Figura 4.22 – Evolução dos deslocamentos, profundidade da escavação e precipitação do EHHM 2



Na Figura 4.23 são apresentados os dados apenas dos primeiros 50 dias do monitoramento daqueles apresentados na Figura 4.22 para melhor análise do comportamento. Neste gráfico é possível observar que a evolução dos deslocamentos no ponto a 9 m no interior do maciço foram parecidos àqueles do ponto a 12 m, ou seja, nesta fase de escavação estes pontos encontravam-se praticamente indesejáveis, onde os três metros do maciço de solo que separam os pontos 9 e 12 tiveram deslocamento relativo praticamente nulo. Também nota-se que até o 11º dia de medição o comportamento dos pontos 3, 9 e 12 m do EHHM foram equivalentes, com deslocamento médio de 1,16 mm para escavação entre as profundidades 1,60 e 3,04 m. Após este período observa-se aumento brusco de deslocamento para a leitura seguinte que pode ter sido motivada pelo tráfego intenso de caminhões próximo à região, visto que não houve chuvas intensas, escavação do solo neste intervalo ou outro fator considerável.

Entre o 31° e 80° dia houve a construção do muro conforme apresentado nas Figuras 4.25f e g aferindo sobrecarga à estrutura de contenção na região onde foi instalada o EHHM 2 que pode ter provocado aumento de velocidade de deslocamento brusco observado entre as leituras do 44° e 46° dia, mas também, essa aceleração nos deslocamentos pode ter sido motivada pelo tráfego na rampa.

Figura 4.23 – Evolução dos deslocamentos e profundidade da escavação para os 50° primeiros dias do EHHM 2



O deslocamento relativo horizontal ($\delta h_z/H_e$) ao longo do tempo de monitoramento para o ponto fixado a 12 m no interior do maciço é apresentado na Figura 4.24. Observa-se aumento contínuo da taxa com o tempo até o 297° dia de medição com posterior queda ocasionada pela escavação.

O deslocamento relativo lateral igual a 0,22% no 297° dia de medição é semelhante àquela obtida através do EHHM 1 (0,23%), porém nota-se que esta evolução dos deslocamentos ao longo das medições foram maiores no EHHM 1 que no EHHM 2, ou seja, menores escavações provocaram maiores deslocamentos. Tal fato pode ter ocorrido devido a presença da berma próxima ao EHHM 1 que não permitiu a escavação uniforme, impedindo maiores deslocamentos. Além disso, o tráfego de caminhões da rampa provisória de acesso à obra, próxima ao EHHM 2 (Figura 4.25f), pode ter influenciado em maiores deslocamentos durante as medições conforme observado por Finno *et al.* (1989).

Figura 4.24 – Evolução do deslocamento relativo e profundidade da escavação do EHHM 2

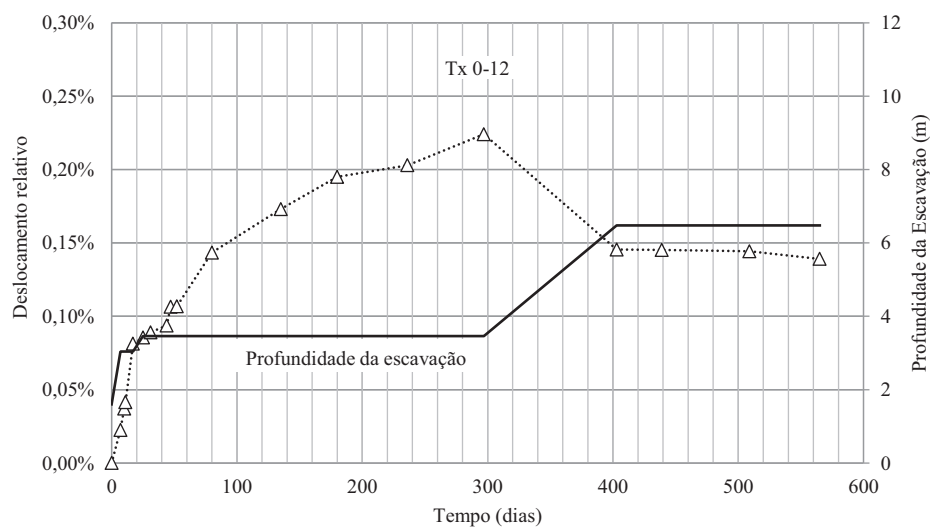


Figura 4.25 – Registros fotográficos das etapas monitoradas: fotos A à L do EHHM 2



(a) Instalação do Instrumento



(b) Escavação



(c) Dia 28/06/2013



(d) Dia 03/07/2013



(e) Dia 11/07/2013



(f) Dia 18/07/2013



(g) Dia 05/09/2013



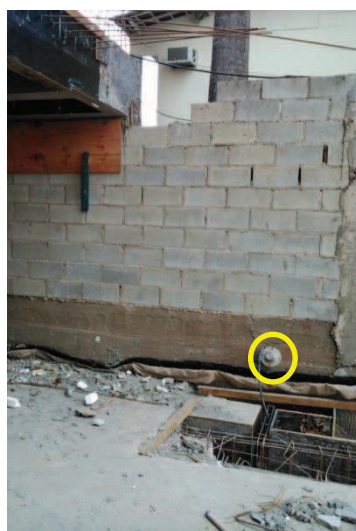
(h) Dia 22/10/2013



(i) Dia 08/02/2014



(j) Escavação



(k) Execução da laje



(l) Execução da rampa

Tabela 4.9 – Registros observados durante monitoramento e identificação das etapas das fotos A - L do EHHM 2

Data	Dias	Foto	Observações
17/06/2013	0	A	Instalação do instrumento
24/06/2013	7	B	Escavação e substituição da cabeça de leitura
27/06/2013	10	-	Execução dos tirantes
28/06/2013	11	C	Não alterou a geometria da escavação
04/07/2013	17	-	Não alterou a geometria da escavação
11/07/2013	24	E	Escavação da rampa de acesso
12/07/2013	25	-	Não alterou a geometria da escavação
18/07/2013	31	F	Não alterou a geometria da escavação
31/07/2013	44	-	Não alterou a geometria da escavação
03/08/2013	47	-	Não alterou a geometria da escavação
08/08/2013	52	-	Não alterou a geometria da escavação
05/09/2013	80	G	Não alterou a geometria da escavação
30/10/2013	135	-	Não alterou a geometria da escavação
14/12/2013	180	-	Não alterou a geometria da escavação
08/02/2014	236	I	Não alterou a geometria da escavação
10/04/2014	297	J	Escavação
25/07/2014	403	-	Laje do subsolo 1 travando contenção*
30/08/2014	439	K	Laje do térreo travando contenção**
08/11/2014	509	L	Execução da rampa de concreto
03/01/2015	565	-	Não alterou a geometria da escavação

*concretagem da laje do subsolo 1 em 15/07/2014

**concretagem da laje do térreo em 05/08/2014

Na Figura 4.26 são apresentadas as velocidades dos deslocamentos horizontais com o tempo para o ponto fixo a 12 m. É possível notar que o período de maior velocidade nos deslocamentos ocorreu próximo à primeira fase de escavação e posteriormente observa-se velocidade reduzida mesmo diante da segunda fase de escavação e das chuvas, onde entende-se que as partículas de solo teve uma acomodação mais lenta. Também nota-se que após o travamento das lajes, a velocidade dos deslocamentos foi praticamente nula.

Na Figura 4.27 são apresentados os cálculos das porcentagens dos deslocamentos horizontais dos pontos fixos a 3 m em relação ao ponto fixo a 12 m no interior do maciço (Dhz0-3/Dhz0-12), onde os deslocamentos foram semelhantes nos primeiros dias de monitoramentos. Após este período, observa-se constância das porcentagens entre o 25° e 236° dia de monitoramento, em torno de 56%.

Figura 4.26 – Velocidade dos deslocamentos do EHHM 2

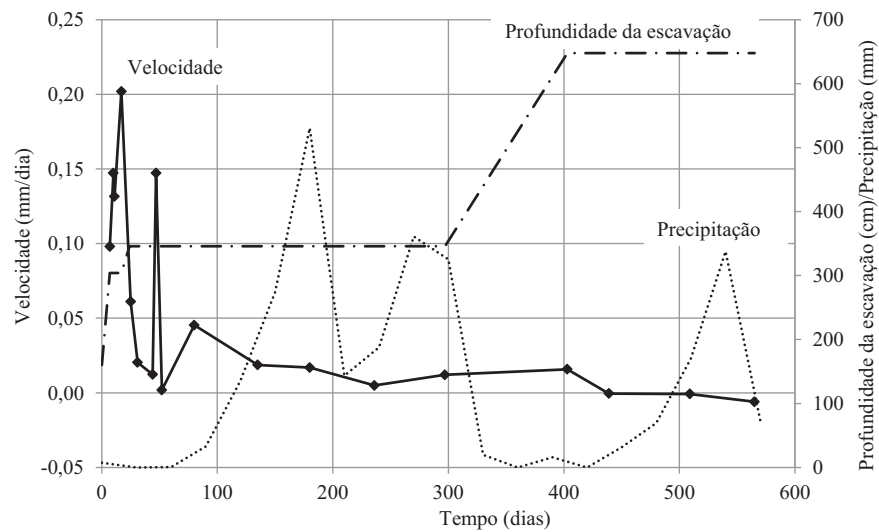
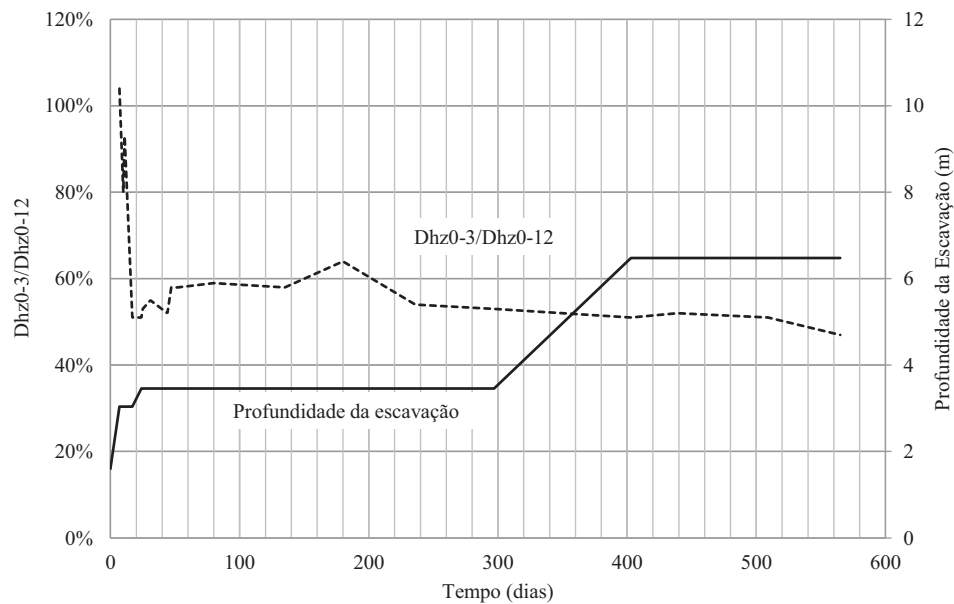


Figura 4.27 – Evolução dos deslocamentos horizontais entre 3 e 12 m no interior do maciço do EHHM 2



4.2.4.3. Análises EHHM3

A Figura 4.28 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais e verticais da parede de contenção para o EHHM 3 nos pontos fixos a 3, 9 e 15 m no interior do maciço e a respectiva profundidade de escavação e precipitação. Os registros fotográficos e observados são

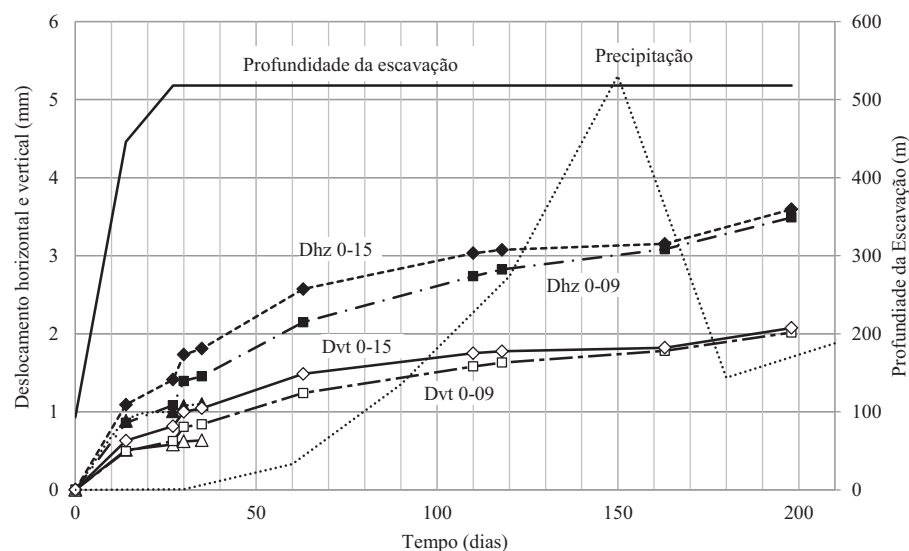
apresentados na Figura 4.30 e Tabela 4.10, respectivamente. O ponto fixo a três metros no interior do maciço teve medições interrompidas devido a troca do extensômetro.

A última leitura foi realizada antes do travamento das lajes, pois o EHHM encontrava-se no nível da laje, inviabilizando seu funcionamento após concretagem da mesma (Figura 4.30 g).

Assim como observado nos EHHM's 1 e 2, os deslocamentos relativos também foram maiores para os pontos instalados mais distantes da região escavada. A partir do 110º dia, os deslocamentos dos pontos fixos 9 m e 15 m convergiram entre si, com o ponto instalado a 9 m deslocando mais que aquele instalado a 15 m.

Entre os 30º e 198º dias mediu-se incremento de deslocamento horizontal de 1,86 mm em relação ao ponto fixo a 15 m no maciço. Neste período não houve nova etapa de escavação, sendo portanto deslocamentos provocados pela ação do tempo e precipitação. Com isso, o deslocamento horizontal máximo da parede de contenção em relação ao ponto 15 m foi medido igual a 3,59 mm e o recalque máximo foi igual a 2,08 mm no 198º dia.

Figura 4.28 – Evolução dos deslocamentos, profundidade da escavação do EHHM 3 e precipitação



É importante ressaltar, para as análises com os EHHMs 1, 2 e 3, que apesar das ancoragens das hastes de maior comprimento estarem além da PIZ, não se pode afirmar que as mesmas são indeslocáveis, pois podem ter sofrido pequenos deslocamentos. Com isso, não se

desconsidera a possibilidade do paramento da contenção ter se deslocado um pouco a mais que os valores medidos nestas hastes.

A Figura 4.29 apresenta o deslocamento relativo horizontal (δ_{hz}/H_e) ao longo do tempo para o ponto 15 m no interior do maciço, com valor máximo de 0,07% durante o período de monitoramento. Estes valores foram consideravelmente menores que os observados para o EHHM 1 e 2 devido aos fatores externos intervenientes (tráfego, construção vizinha) que afetaram os deslocamentos dos 2 primeiros EHHMs, enquanto apenas a escavação e o tempo governaram o comportamento do EHHM 3.

Figura 4.29 – Evolução do deslocamento relativo e profundidade da escavação do EHHM 3

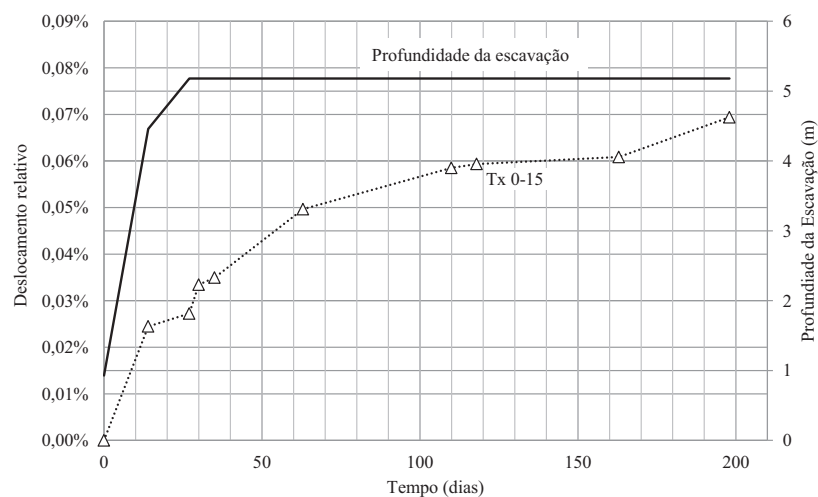


Figura 4.30 – Registros fotográficos das etapas monitoradas: fotos A à G do EHHM 3



(a) Substit. da cabeça

(b) Dia 18/07/2013

(c) Dia 31/07/2013



(d) Dia 05/09/2013



(e) Dia 22/10/2013



(f) Dia 18/01/2014



(g) Dia 08/02/2014

Tabela 4.10 – Registros observados durante monitoramento e identificação das etapas das fotos A à G do EHHM

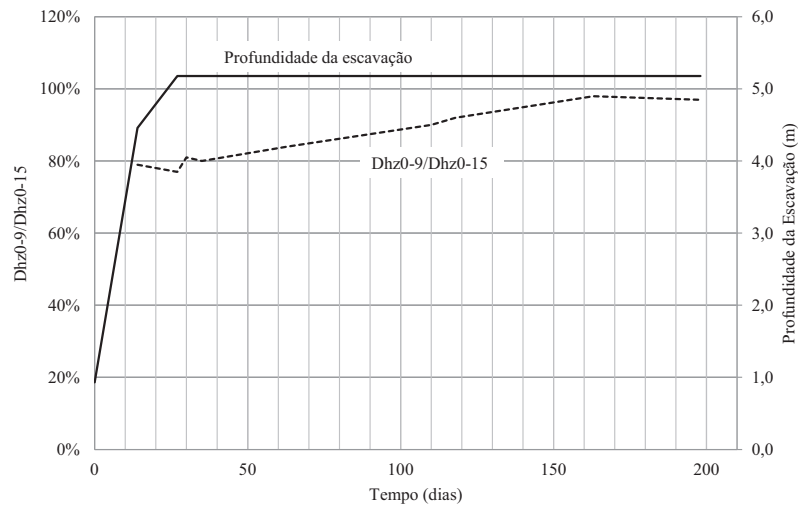
3

Data	Dias	Foto	Observações
04/07/2013	0	A	Substituição da cabeça de leitura
11/07/2013	7	-	Escavação
18/07/2013	14	B	Escavação
31/07/2013	27	C	Escavação
03/08/2013	30	-	Não alterou a geometria da escavação
08/08/2013	35	-	Não alterou a geometria da escavação
05/09/2013	63	D	Não alterou a geometria da escavação
22/10/2013	110	E	Não alterou a geometria da escavação
30/10/2013	118	-	Não alterou a geometria da escavação
14/12/2013	163	-	Não alterou a geometria da escavação
18/01/2014	198	F	Não alterou a geometria da escavação
08/02/2014	NM	G	Lajes Subsolo 1 e 2 travando a contenção*

*concretagem da laje do subsolo 2 em 23/01/2014, concretagem da laje do subsolo 1 em 04/02/2014

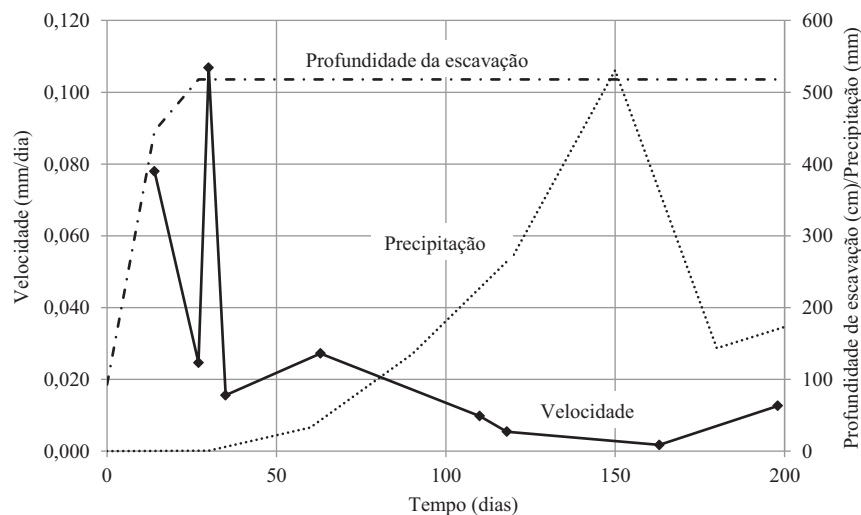
Na Figura 4.31 são apresentadas as porcentagens de deslocamentos em relação ao ponto fixo a 15m e o ponto 9 m. Conforme observado anteriormente, o deslocamento no ponto 9 convergiu com o ponto 15, variando de 79%, no início das medições, a 97%, ao final das medições.

Figura 4.31 – Evolução dos deslocamentos horizontais entre 9 e 15 m no interior do maciço do EHHM 3



Na Figura 4.32 são apresentadas as velocidades de deslocamentos relativos ao ponto instalado a 15 m no interior do maciço, com a profundidade de escavação e precipitação. Assim como observado para os EHHM's 1 e 2 a velocidade foi maior durante a o período de escavação do solo, sendo esta não uniforme. No período sem escavação, observou velocidades menores entre 0,002 e 0,027 mm/dia.

Figura 4.32 – Velocidade dos deslocamentos do EHHM 3



Entre os 163° e 198° dias de leitura, observa-se aumento na velocidade dos deslocamentos, que não ocorreu no período de chuvas intensas no período imediatamente anterior (118° e

163°), o que permite-se suspeitar que a infiltração da água no maciço foi mais lenta que observada nos resultados dos EHHMs anteriores.

4.2.5. Resultados do monitoramento com medições topográficas

O monitoramento com medições topográficas foi realizado em quatro campanhas de leitura, sendo a primeira dia 02/07/2013, para referência das leituras (dia 0). Em seguida foram realizadas as campanhas de leituras com intervalo de tempos de 5 (07/07/2013), 12 (14/07/2013) e 33 (04/08/2013) dias em relação à primeira.

Os valores do deslocamento horizontal foram calculados com a mediana dos seis valores obtidos em cada ponto monitorado para cada campanha. Preferiu-se adotar mediana à média do conjunto de valores, pois observou-se grande dispersão entre os seis valores das coordenadas x e y da leitura do dia 02/07/2013. Segundo Bussab e Morettin (2013) a média e o desvio padrão podem não ser medidas adequadas para representar um conjunto de dados, pois são afetados, de forma exagerada, por valores extremos. Ainda segundo os autores, apenas com estes dois valores não se tem ideia da simetria ou assimetria da distribuição de dados. No apêndice E são apresentados as coordenadas x, y, z medidas pela estação total, a mediana (q_2), primeiro e terceiro quartis (q_1 , q_3) e a distância interquartil de cada dado.

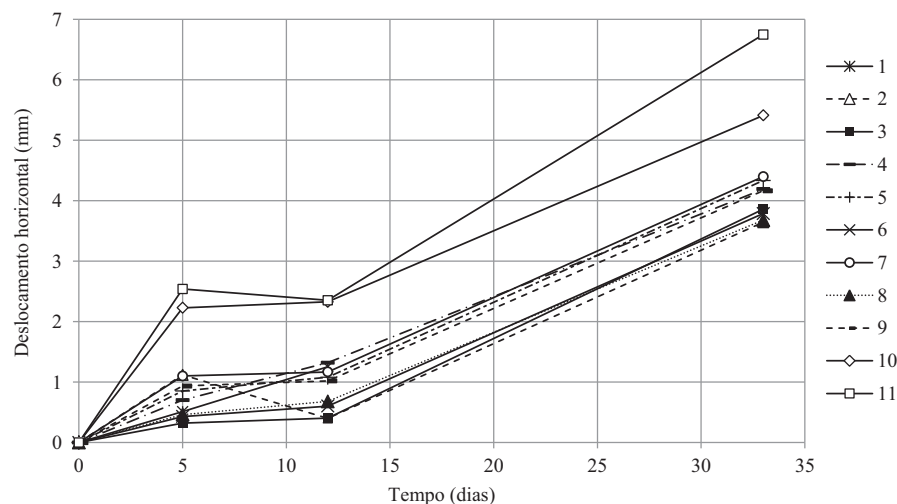
As análises dos resultados estão concentradas nos pontos monitorados de 1 a 11, não sendo possível analisar os valores entre os pontos 12 a 24 por notar grandes diferenças interquartis dos deslocamentos horizontais na primeira leitura que inviabilizaram sua análise como valores confiáveis implicando em valores irreais de deslocamentos da parede de contenção quando comparados com as campanhas de leitura seguintes. Tal fato foi consequência de problemas com a calibração da Estação Total, que foi aferida entre a primeira (leitura de referência) e segunda campanha de leitura. Com isso, não foi possível comparar os resultados obtidos com aqueles medidos através do EHHM, já que os pontos topográficos próximos ao EHHM 2, compreendem de 12 à 18.

A Figura 4.33 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais no topo da parede de contenção para os pontos 1 a 11 (Figura 3.1) durante o monitoramento. A profundidade de escavação nas campanhas de leitura em cada ponto são apresentadas na Tabela 4.11 e as Figuras 4.35 à 4.38 são os registros fotográficos no momento da leitura.

Entre os pontos 1 a 9 observou comportamento semelhante dos deslocamentos horizontais monitorados, onde no 5º dia (Figura 4.33) obteve-se deslocamentos entre 0,51 e 1,12 mm para escavações entre 3 e 4 m que representa pequeno deslocamento relativo ($\delta h_z/H_e$) entre 0,01% e 0,03%. No 12º dia de medição, não houve escavação observando pequenos incrementos de deslocamentos horizontais (0,07 mm a 0,74 mm). No 33º dia manteve-se a profundidade da escavação, porém observou maiores incrementos de deslocamento que no 12º dia (entre 2,87 e 3,46 mm). Obteve-se velocidade média de deslocamento horizontal ($\Delta\delta h/\Delta\text{tempo}$) dos pontos 1 a 9 de 0,143 mm/dia, 0,024mm/dia e 0,151 mm/dia nas campanhas do 5º, 12º e 33º dia, respectivamente.

Nos pontos 10 e 11 observou maiores deslocamentos horizontais, para um mesmo incremento de escavação que os pontos 1 a 9. Conforme apresentado na Figura 3.1, os pontos 10 e 11 estão situados próximos à quina convexa da parede de contenção conferindo menor rigidez lateral à contenção ocasionando maiores deslocamentos. A diferença da magnitude dos deslocamentos entre os pontos 1 a 9 e 10 e 11 demonstram o efeito tridimensional no comportamento dos deslocamentos conforme citado por Ou (2006).

Figura 4.33 – Evolução do deslocamento horizontal dos pontos 1 à 11



Na Figura 4.34 apresenta-se o gráfico da evolução dos recalques (deslocamentos verticais) onde os valores medidos são pequenos, variando entre -0,35 e 0,05 mm (sendo que deslocamentos negativos indicam que os pontos monitorados estão abaixo da cota

inicialmente monitorada) para os pontos 1 a 11, sendo valores fora da precisão da Estação Total utilizada igual a 2 mm.

Figura 4.34 – Evolução dos deslocamentos verticais dos pontos 1 a 11

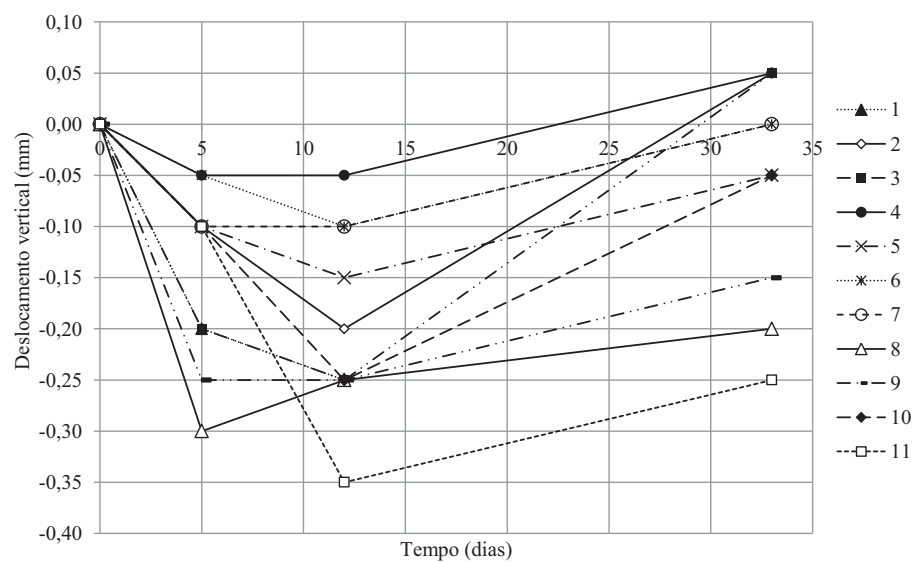


Figura 4.35 – Registro durante a primeira campanha de leitura



Figura 4.36 – Registro durante a segunda campanha de leitura



Figura 4.37 – Registro durante a terceira campanha de leitura



Figura 4.38 – Registro durante a quarta campanha de leitura



A Tabela 4.11 apresenta os deslocamentos nas direções x, y e z em cada ponto de monitoramento (1 a 11) nas campanhas de leitura com a respectiva profundidade de escavação. O deslocamento horizontal resultante é apresentado na 5ª coluna. O deslocamento vertical é representado pelo deslocamento na direção z. Na 8ª coluna são apresentados as taxas de deslocamento ($\delta h/\Delta H$) que foram calculadas utilizando como referência a profundidade de escavação da primeira leitura.

Apesar de ser um tipo de instrumentação bastante utilizada em monitoramento de deslocamentos de estruturas de contenção, as medições topográficas não apresentaram resultados confiáveis de deslocamento, visto que a precisão de uma Estação Total é milimétrica, neste caso igual a ± 2 mm, sendo portanto uma ferramenta indicada para controle de grandes deslocamentos ou deslocamentos exagerados.

Tabela 4.11 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, deslocamento relativo, velocidade dos deslocamentos dos pontos 1 a 11, onde NM: não medido

Ponto	Tempo	Deslocamento hz (mm)			Δz	Prof Esc (m)	$(\delta h/\Delta H)$ %	$\Delta \delta h/\Delta \text{tempo}$ (mm/dia)
		Δy	Δx	Desloc. Resultante				
1	0	0	0	0	0	3,4	-	-
	5	0,5	-0,1	0,51	-0,2	6,98	0,01%	0,1
	12	1,25	-0,1	1,25	-0,25	6,98	0,04%	0,11
	33	NM	NM	-	-	-	-	-
2	0	0	0	0	0	3,4	-	-
	5	-1	-0,5	1,12	-0,1	6,98	0,03%	0,22
	12	0,4	0	0,4	-0,2	6,98	0,01%	-0,1
	33	2,65	-2,5	3,64	0,05	6,98	0,10%	0,15
3	0	0	0	0	0	3,4	-	-
	5	-0,25	-0,2	0,32	-0,2	6,98	0,01%	0,06
	12	0,4	0,05	0,4	-0,25	6,98	0,01%	0,01
	33	2,9	-2,55	3,86	0,05	6,98	0,11%	0,16
4	0	0	0	0	0	3,8	-	-
	5	0,05	-0,7	0,7	-0,05	6,98	0,02%	0,14
	12	1,05	-0,8	1,32	-0,05	6,98	0,04%	0,09
	33	3,6	-2,15	4,19	0,05	6,98	0,13%	0,14
5	0	0	0	0	0	3,8	-	-
	5	0,55	-0,65	0,85	-0,1	6,98	0,03%	0,17
	12	0,25	-1,05	1,08	-0,15	6,98	0,03%	0,03
	33	3,35	-2,75	4,33	-0,05	6,98	0,14%	0,15

Tabela 4.11 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, deslocamento relativo, velocidade dos deslocamentos dos pontos 1 a 11, onde NM: não medido (continuação)

Ponto	Tempo	Deslocamento hz (mm)			Δz	Prof Esc (m)	$(\delta h/\Delta H)$ %	$\Delta \delta h/\Delta \text{tempo}$ (mm/dia)
		Δy	Δx	Desloc. Resultante				
6	0	0	0	0	0	3,8	-	-
	5	0,35	-0,25	0,43	-0,05	6,98	0,01%	0,09
	12	0,45	-0,4	0,6	-0,1	6,98	0,02%	0,02
	33	2,8	-2,55	3,79	0	6,98	0,12%	0,15
7	0	0	0	0	0	3,8	-	-
	0	0	0	0	0	3,8	-	-
	5	1,1	-0,05	1,1	-0,1	6,98	0,03%	0,22
	12	0,2	-1,15	1,17	-0,1	6,98	0,04%	0,01
8	33	3,55	-2,6	4,4	0	6,98	0,14%	0,15
	0	0	0	0	0	3	-	-
	5	0,35	-0,3	0,46	-0,3	6,98	0,01%	0,09
	12	-0,2	-0,65	0,68	-0,25	6,98	0,02%	0,03
9	33	2,5	-2,7	3,68	-0,2	6,98	0,09%	0,14
	0	0	0	0	0	3	-	-
	5	0,9	0,25	0,93	-0,25	6,98	0,02%	0,19
	12	1	0,2	1,02	-0,25	6,98	0,03%	0,01
10	33	4,15	0,35	4,16	-0,15	6,98	0,10%	0,15
	0	0	0	0	0	2,65	-	-
	5	2,2	0,35	2,23	-0,1	6,98	0,05%	0,45
	12	2,3	0,35	2,33	-0,25	6,98	0,05%	0,01
11	33	5,3	-1,1	5,41	-0,05	6,98	0,13%	0,15
	0	0	0	0	0	2,65	-	-
	5	2,5	0,45	2,54	-0,1	6,98	0,06%	0,51
	12	2,35	0,1	2,35	-0,35	6,98	0,05%	-0,03
	33	6,65	-1,15	6,75	-0,25	6,98	0,16%	0,21

4.3. RETROANÁLISES UTILIZANDO O PROGRAMA *SHEETING CHECK*

A seguir são apresentados a caracterização do perfil geotécnico adotados, a análise dos deslocamentos medidos com EHHM adotados para retro análise e o resultado da retro análise.

4.3.1. Caracterização do perfil geotécnico

Duas camadas de solo definem o perfil geotécnico estudado. Para caracterizar a primeira camada de solo adotou-se o peso específico natural médio igual a 14,7 kN/m³ obtido a partir dos ensaios de laboratório da amostra 5. O ângulo de atrito efetivo foi adotado igual a 36° conforme obtido no ensaio de cisalhamento inundado. Para a segunda camada, adotou-se o valor de 18,5 kN/m³ para peso específico natural e 21,1 kN/m³ para peso específico saturado, conforme valores medidos em laboratório. Para coesão aparente do solo foi adotado o perfil da Figura 4.14 para a primeira camada de solo. Para a segunda camada, adotou-se 5 kPa de coesão efetiva, pela proximidade do lençol freático, e 40° para ângulo de atrito.

Considerou-se o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) constante ao longo da camada, definido pela equação de Jaky (equação 4.2), desconsiderando o efeito da sucção. Assim, têm-se valores iguais a 0,41 para a primeira camada, e 0,36 para a segunda camada.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.2)$$

Onde: K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; ϕ' = ângulo de atrito efetivo.

4.3.2. Análise dos deslocamentos medidos com EHHM para retro análise

A retro análise foi realizada considerando as medições obtidas através dos EHHM's, já que as mesmas parecem mais acuradas que as medições topográficas.

Nas Figuras 4.16, 4.22 e 4.28, observa-se que os deslocamentos horizontais não foram estabilizados antes de um novo processo de escavação. Os deslocamentos nos EHHM's 1 e 2 só apresentaram tendência de estabilização após a instalação das lajes de travamento. Apenas o EHHM 3 teve deslocamentos estabilizados antes da instalação das lajes. Desta forma, pode-se admitir que os deslocamentos seriam maiores caso fosse aguardada a estabilização dos mesmos devido à escavação antes de nova etapa de escavação, sendo necessário tempo considerável para que isto ocorra.

Como a formulação do programa utilizado não possui análise de fluência ou análise de consolidação, que permitiria avaliar o fator tempo na evolução dos deslocamentos, a compatibilização dos deslocamentos medidos foi realizada apenas para a última fase de

medição dos EHHM's, antes da instalação das lajes, considerando o deslocamento medido sendo o deslocamento horizontal máximo, no ponto medido. A Tabela 4.12 apresenta os valores medidos em campo referentes ao monitoramento da haste de maior comprimento de cada EHHM a serem retroanalizados, considerando-os indeslocáveis. Os deslocamentos foram comparados com aqueles obtidos no programa referente à mesma cota de instalação do EHHM (metade da viga de coroamento).

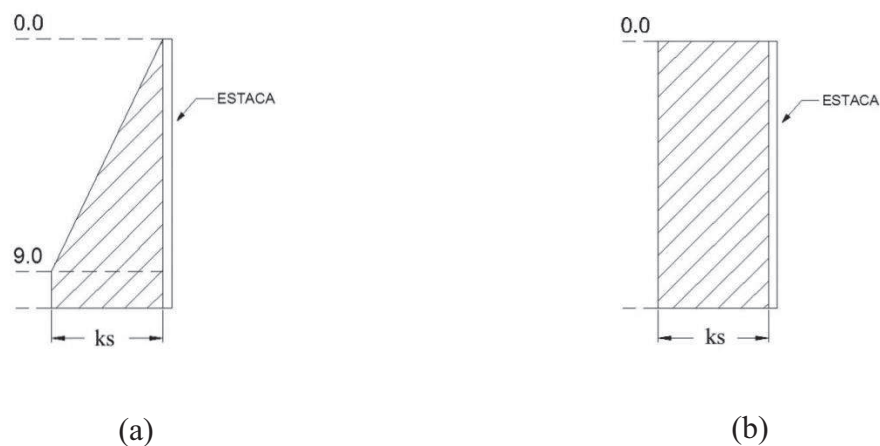
Tabela 4.12 – Deslocamentos horizontais medidos a serem retro analisados

Deslocamentos horizontais (mm)	
EHHM 1	13,00
EHHM 2	9,43
EHHM 3	3,15

4.3.3. Resultado da retro análise com *Shetting Check*

Para retro análise buscou-se encontrar os módulos de reação do solo, k_s , compatíveis com deslocamentos horizontais medidos em campo a partir da instrumentação com os três EHHM's. A distribuição de k_s ao longo da estrutura de contenção foi considerada de duas formas: variável e constante, conforme apresentado na Figura 4.39. Na primeira distribuição, a segunda camada de solo, que é bastante rígida, com pedregulhos maiores que 2 cm, adotou-se distribuição constante.

Figura 4.39 – Distribuições de k_s (a) variável e (b) constante



A Tabela 4.13 apresenta os valores de k_s obtidos na distribuição variável e constante para os três EHHM's considerando parâmetros de coesão aparente. Também são apresentados os valores de deslocamentos do programa e medidos em campo. Os EHHM's 1 e 2 tiveram valores para k_s próximos, para o EHHM 3, os valores divergiram, sendo maiores que aqueles obtidos para os dois primeiros, ou seja, mais rígido.

Dentre os três EHHMs, o terceiro foi aquele que os deslocamentos medidos sofreram menor interferência de fatores atípicos, como escavação do terreno vizinho próximo ao EHHM 1 e rampa provisória próxima ao EHHM 2. Com isso, pode-se considerar que o valor da rigidez (k_s) encontrada no EHHM 3 é o que mais se assemelha com a condição real de solo estudada.

Tabela 4.13 – Valores de k_s para distribuição variável e constante

k_s variável (MN/m³)			
n° EHHM	1	2	3
k_s (MN/m ³)	5,00	3,60	22,00
δh programa (mm)	13,29	9,69	3,24
δh medido (mm)	13,00	9,43	3,15
k_s constante (MN/m³)			
n° EHHM	1	2	3
k_s (MN/m ³)	0,75	0,62	2,20
δh programa (mm)	12,88	9,25	3,02
δh medido (mm)	13,00	9,43	3,15

A partir dos valores de módulo de reação, k_s , encontrados, pode-se verificar o módulo oedométrico através da fórmula de Schmitt (Tabela 2.1). A Tabela 4.14 apresenta os valores obtidos de módulo oedométrico, considerando módulo de Young do concreto utilizado igual a 30.000 MPa e momento de inércia equivalente a $1,05 \times 10^{-3}$ m⁴/m. Para a distribuição de k_s variável tomou-se o valor de k_s na profundidade de amostragem do solo ensaiado, 5 m. Os valores encontrados variam entre 0,95 e 8,88 MPa.

Avaliando os módulos oedométricos obtidos a partir dos ensaios de laboratório de adensamentos natural e inundado, no intervalo de tensão referente à profundidade de retirada da amostra (entre 50 e 100 kPa), encontra-se 2,17 MPa e 0,94 MPa, para o solo inundado e natural, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 4.5. Sabe-se que o valor de módulo oedométrico para o ensaio com amostra na condição natural foi obtido para uma amostra de solo com valor de índice de vazios (1,42) bem superior à média (1,19) encontrada para o solo,

que provoca módulo oedométrico reduzido em relação àquele que seria obtido para uma amostra com valores de índice de vazios inferiores. Já o ensaio inundado, a amostra ensaiada obtinha valor de índice de vazios (1,01) próximo à média do solo natural. Comparando o módulo oedométrico obtido com o programa e medido em ensaio de adensamento inundado, encontrou-se valores bastante próximos, sendo portanto uma estimativa de k_s coerente com o tipo de solo estudado.

Vale ressaltar que o módulo oedométrico retro analisado, portanto na condição natural, deve ser superior àquele obtido no ensaio de adensamento inundado devido à presença de sucção.

Tabela 4.14 – Valores de módulo oedométrico para distribuição de k_s constante e variável com solo na condição natural

n° EHHM	1	2	3
Eoed (MPa) p/ k_s constante	1,09	0,95	2,45
Eoed (MPa) p/ k_s variável	2,92	2,28	8,88

Na Figura 4.40 são apresentados os perfis das deformadas da parede de contenção nas distribuições de k_s variável e constante para os 3 EHHMs. O perfil de deformação observado apresenta tendência de formato côncavo característico de argilas médias a moles, com exceção do perfil que caracteriza duas linhas de tirante passivos com k_s na distribuição variável, onde o deslocamento no topo da escavação foi maior ou ligeiramente inferior às etapas de escavação seguintes.

É possível observar que a distribuição de k_s constante implica em maiores deslocamentos da parede de contenção que na distribuição variável, sendo que eles representam os dois extremos da distribuição de k_s para contenção. Observa-se também que o deslocamento máximo ocorreu próximo à cota final de escavação conforme observado por Moorman (2004) e, sequencialmente, nota-se redução e/ou estabilização dos deslocamentos abaixo do nível de escavação da contenção, não ocorrendo o efeito “*kicking*”.

Também é possível avaliar o efeito da sucção matricial na deformada da parede de contenção. O deslocamento horizontal máximo do perfil aumentou entre 3 e 69% com a saturação do solo.

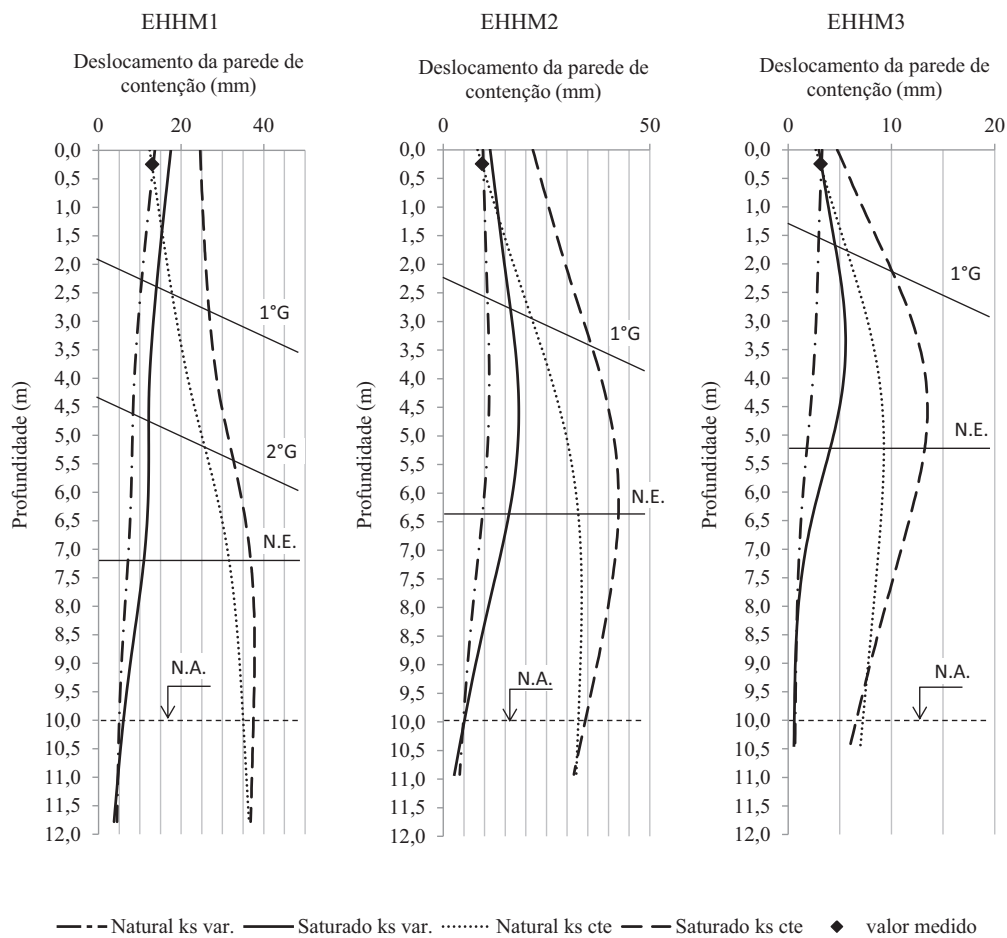
A Tabela 4.15 apresenta os deslocamentos horizontais máximos obtidos para cada caso e os respectivos deslocamentos relativos horizontais ($\delta h_{\text{máx}}/H_e$) que variam entre 0,06 e 0,66%,

porém pode-se analisar o EHHM 3 com deslocamentos entre 0,06 e 0,26%, sendo valores menores ou próximos ao limite inferior sugerido por Ou (1993) e observado por Kung *et al.* (2007) para diferentes métodos executivos, tipos de solo e tipos de estrutura de contenção, mas foram semelhantes aquelas observados por Long (2001), Moorman (2004) em argilas moles. Referentes aos valores medidos no país, foram próximos aqueles observados por Massad (2006) em São Paulo/SP.

Tabela 4.15 – Valores de deslocamentos horizontais máximos obtidos e respectivos deslocamentos relativos

n° EHHM	1	Desl. Rel. 1	2	Desl. Rel. 2	3	Desl. Rel. 3
$\delta h_{\text{máx}}$ para k_s variável (mm)	13,63	0,18%	11,14	0,17%	3,29	0,06%
$\delta h_{\text{máx}}$ saturado para k_s var (mm)	17,50	0,24%	18,30	0,28%	5,57	0,11%
$\delta h_{\text{máx}}$ para k_s constante (mm)	36,44	0,49%	33,52	0,52%	9,27	0,18%
$\delta h_{\text{máx}}$ saturado para k_s cte (mm)	37,79	0,51%	42,46	0,66%	13,50	0,26%

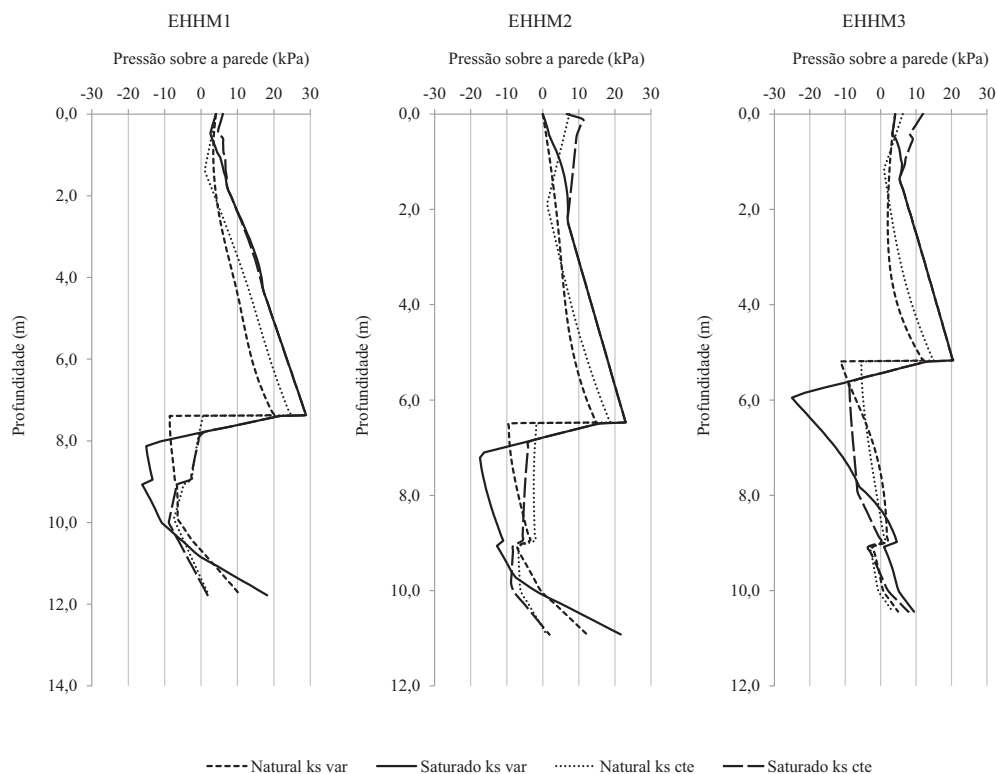
Figura 4.40 – Perfis de deformada analisados para condição de solo natural e saturada, sendo 1°G = primeira linha de tirante, 2°G = segunda linha de tirante, N.E. = nível da escavação, N.A. = nível do lençol freático.



Na Figura 4.41 são apresentados os perfis de empuxo de terra nas condições de solo saturada e não saturada para os três EHHMs onde observa-se redução do empuxo sobre a parede de contenção para o solo na condição não saturada devido ao ganho de resistência do solo na presença de sucção.

Através da retroanálise realizada é possível analisar o efeito que a presença de sucção no solo infere à estrutura de contenção, reduzindo as deformações e o empuxo sobre o paramento. Apesar do tipo de análise numérica adotada ser limitada pelas considerações simplificadas da interação solo-estrutura que são governadas basicamente pelo módulo de reação do solo (k_s) obtida através de formulações empíricas e por rigidezes dos elementos envolvidos é possível obter resultados coerentes através da implementação correta dos parâmetros do solo e da estrutura de contenção.

Figura 4.41 – Pressão de terra sobre a parede de contenção



CAPÍTULO 5

CONCLUSÃO & SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este estudo procurou entender o comportamento tensão-deformação de uma estrutura de contenção em Goiânia através da instrumentação para monitoramento dos deslocamentos laterais para um solo não saturado. A seguir são apresentadas as conclusões.

5.1. PERFIL GEOTÉCNICO

O perfil de solo estudado é típico da cidade de Goiânia definido em duas camadas, sendo a primeira camada composta por uma argila de baixa compressibilidade e a segunda camada um pedregulho siltoso. Nas duas camadas foi identificada a agregação de argilo-minerais que é típico de solos tropicais da região.

No solo da primeira camada observou grande variabilidade de índices de vazios, com valores entre 1,58 e 0,93. Esta variabilidade interferiu na determinação dos parâmetros de resistência do solo. Para o ensaio de adensamento do solo na umidade natural, o alto valor de índice de vazios da amostra resultou em maiores índices de compressibilidade do que no ensaio com um segundo corpo de prova na condição saturada, que tinha menor índice de vazios, não permitindo verificar o efeito da sucção nos ensaios de adensamento.

No ensaio de cisalhamento direto é possível notar a presença da sucção no solo na condição natural, resultando em resistências ao cisalhamento maiores que as do solo inundado. Os resultados indicaram também que este ensaio na umidade natural não oferece um método adequado para avaliar o aumento de resistência em amostras de solo em função da sucção, pois não permite identificar a trajetória de tensão da amostra durante o ensaio, que em um momento pode estar próxima da saturação (tensão efetiva) e em outro momento estar na condição não saturada.

5.2. CCSA E PERFIL DE SUÇÃO

A CCSA do solo tem formato bimodal característico de solos da região, devido à presença de elevado grau de agregação conforme verificado na curva granulométrica, que implica em dois tamanhos de poros bem definidos no solo.

Em relação à obtenção da CCSA, a técnica de papel filtro se mostrou bastante coerente com o potenciômetro, enquanto a Tempe Cell teve valores sensíveis à variabilidade dos corpos de prova. Ressalta-se que a divergência entre as curvas de secagem para baixos valores de sucção (inferior a 100 kPa) pode ser reflexo da grande variabilidade dos índices de vazios das amostras, enquanto a divergência entre as curvas de molhagem e secagem é reflexo da histerese. Para altos valores de sucção, o trecho da CCSA é bastante próximo aos solos da região. (Camapum de Carvalho, 2005).

Para definir o perfil de coesão aparente foi adotado o modelo conservador hiperbólico modificado proposto por Kuhn (2014), que apresenta uma tensão de pico e seguinte redução para uma tensão última que implica em coesão próxima a 11 kPa. Seriam necessários mais pontos para sucções altas para definir com segurança o modelo mais coerente ao solo.

O perfil de sucção obtido mostra-se à direita do perfil de pressão hidrostático do solo, sendo coerente ao estado de secagem do solo apresentado nos dados pluviométricos observados no momento de medição do perfil de umidade.

5.3. INSTRUMENTAÇÕES ADOTADAS

Para instrumentação utilizou-se o EHHM e medições topográficas. O EHHM apresentou resultados adequados de análises dos deslocamentos da parede de contenção, enquanto as medições topográficas tiveram resultados não confiáveis devido a erros na calibração do equipamento e baixa precisão da Estação Total para medições que eram da ordem milimétrica.

Com o EHHM foi possível monitorar deformação em pontos específicos no interior do maciço, onde percebeu-se que à medida que aumenta a escavação, a zona de influência da deformação do solo aumenta. Devido ao longo do tempo do processo de escavação até o travamento da contenção com as lajes do subsolo foi possível monitorar o efeito do tempo e

das chuvas (com infiltração de água no solo) nos deslocamentos. Dos três EHHM's instalados pode-se notar que o intenso tráfego aumentou os deslocamentos do EHHM 2, no EHHM1 nota-se o efeito da retirada da berma, enquanto o EHHM 3 mediu valores de deslocamentos afetados apenas pelo tempo e escavação. Pode-se concluir que o deslocamento é bastante afetado por efeitos além da escavação.

5.4. RETRO ANÁLISE

Para a retro análise conclui-se que:

- ◆ Os módulos de reação do solo encontrados são maiores para a retro análise do EHHM 3 que para os demais, devido as questões discutidas anteriormente;
- ◆ A distribuição de k_s ao longo da profundidade da estaca define perfis de deformação da parede de contenção bastante diferentes;
- ◆ A presença da sucção no solo reduz consideravelmente a deformação da parede de contenção, porém a distribuição de k_s foi um fator mais determinante na deformação;
- ◆ A formulação de k_s de Schmitt mostrou coerência com os valores de módulo oedométrico medidos em laboratório;
- ◆ Os deslocamentos relativos horizontais máximos ($\delta_{hzm\acute{a}x}/H_e$) variam entre 0,06 e 0,66%. Se analisado apenas o EHHM 3, que sofreu menor interferência de fatores atípicos, o deslocamento relativo está entre 0,06 e 0,26%, sendo valores próximos para aqueles observados por Moorman (2004);
- ◆ O empuxo ativo nas contenções reduziu com a presença da sucção.

5.5. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para pesquisas futuras sugere-se:

- ◆ Estudo da CCSA no solo natural da região, buscando encontrar a curva de trajetória de secagem mais condizente com o solo, que permita julgar com mais ênfase a aplicação da Tempe Cell para este tipo de solo;

- ◆ Realizar ensaios de compressão diametral com solo natural da região para avaliar o modelo de resistência ao cisalhamento que mais se aplica;
- ◆ Instrumentar sistemas de contenção com diferentes tipos de parede em solos similares buscando verificar a rigidez da estrutura nos deslocamentos;
- ◆ Instrumentar obras de contenção buscando formar um banco de dados que seja um auxílio para elaboração de projetos de contenção em Goiânia;
- ◆ Instrumentar uma estrutura de contenção, com características similares à monitorada neste trabalho, através de inclinômetros permitindo avaliar o perfil de deslocamento da parede de contenção e comparar com a instrumentação EHHM utilizada nesta pesquisa;
- ◆ Retro analisar os valores medidos em campo com ferramenta numérica que possibilite estudar o efeito tridimensional da escavação do EHHM 1;
- ◆ Retro analisar os valores medidos em campo com ferramenta numérica que aplica o método de elementos finitos, comparando com o modelo de vigas utilizado neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostra de solo-preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, RJ, 1986a, 9p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, RJ, 1986b, 9p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, RJ, 1994, 3p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1984a, 6p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 1984b, 6p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 1984c, 3p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Solo – Determinação de massa específica. Rio de Janeiro, RJ, 1984b, 6p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 2001, 17p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB-2887**: Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática. Rio de Janeiro, RJ, 1988, 4p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB-3336**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, RJ, 1990, 13p.
- ANGELIM, R. R. **Desempenho de ensaios pressiométricos em aterros compactados de barragens de terra na estimativa de parâmetros geotécnicos**. 291p., Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília (UNB), Brasília, 2011.
- ASTM International: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS: D3080/D3080M: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. USA, 2012, 9p.
- BLACKBURN, J. T. FINNO, R. J. Three-dimensional responses observed in an internally braced excavation in soft clay. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 1364-1373, 2007.
- BUSSAD, W. O.; MORETTIN, P. A. **Estatística Básica**. 8º Edição. São Paulo: Editora Sariva. 2013. 548 p.
- BOWLES, J. E.; **Foundation Analysis and Design**. Fifth Edition. New York: The MacGraw-Hill Companies, Inc., 1997. 1207p.

CAMAMPUM DE CARVALHO, J. Relato: propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Paulo, SP, 2005.

CAMAMPUM DE CARVALHO, J. Comunicação pessoal, 2015.

CARVALHO, E. T. L. **Avaliação geotécnica de poços de infiltração de águas pluviais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Brasília, 2013.

CONCIANI, R. CASTRO, B. C., RIBEIRO JR., I., CONCIANI, W. Avaliação de desempenho de um muro de contenção de estacas hélice contínua justapostas. **3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste (GEOCENTRO)**. p.13-20. 2013.

DAS, B. M. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. 4 Edición. México: Internacional Thomson Editores, 1999. 862 p.

DIAS, C. D. **Comportamento hidro-mecânico de escavações em condições não saturadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, DNER-IE 004: Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras indeformadas. 1994. 11p.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1988. 577p.

FINNO, R. J.; ATMATZIDIS, D. K.; PERKINS, S. B. Observed performance of a deep excavation in clay. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 1045-1064, 1989.

FINNO, R. J.; LANGOUSIS, M.; WINTER, D. G.; SMITH, M. W.; CHIN, K. H. Real time monitoring at the Olive 8 excavation. Seventh International Symposium on Field Measurement in Geomechanics – ASCE, USA, 2007.

FREDLUND, D. G. **Comparison of soil suction and one-dimensional consolidation characteristics of a highly plastic clay**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil de Alberta, Edmonton, Alberta, 1964.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993. 517 p.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p. 521-532, 1994.

GITIRANA JR., G.; FREDLUND, D. G. Soil-water characteristic curve equation with independent properties, **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 209-212, 2004.

GOH, S.H.; SEMPLE, R. M., TAMRO, G.J. Comparison of finite element and continuous beam methods for excavation support design. **Structure Congress – ASCE**, p.1-12, 2005.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES J. L.; FROTA R. G. Q.; CARVALHO C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e Prática**, Brasil: Editora Pini, Ltda. 1998. 751p.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**, New York: John Wiley & Sons, Inc. 416p. 1980.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. <http://www.inmet.gov.br/portal/> , 2013-2014.

- KUNG, G. T. C., JUANG, C. H., HSIAO E. C. L., HASHASH, Y. M. A. Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 1090-0241, 2007.
- KUHN, V. O. **Resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado considerando altas sucções**. 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.
- KOUTSOFTAS, D. C. State of practice: excavation in soft soils. **Geotechnical Engineering State of the Art and Practice**, San Francisco, p.678-728, 2012.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1969. 548p.
- LAM, S. S. Y. **Ground movements due to excavation in clay: physical and analytical models**. 2010. Dissertation (Doctor of Philosophy) – Churchill College, University of Cambridge, Cambridge, 2010.
- LIU, G. B.; NG, C. W. W.; WANG, Z. W. Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 1004-1013, 2005.
- LONG, M. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavation. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 203-224, 2001.
- MARINHO, F. A. M. Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro. *In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*. Foz do Iguaçu-PR, 9p. 1994.
- MASSAD, F. **Escavações a céu aberto em solos tropicais: Região Centro-Sul do Brasil**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 96p.
- MATOS, M. A. Grandes Escavações Urbanas, Novos Desenvolvimentos para controle e previsão dos movimentos induzidos em depósitos de solos moles. Palestra. . **XXVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG**, Goiânia, 2014.
- MEDEIROS, A. G. B. **Análise numérica de estrutura de contenção em balanço e grampeadas do tipo “estaca justaposta” assentes em solo poroso do DF**. 135f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília (UNB), Brasília, 2005.
- MESCOLIN, H. C.; RIBEIRO, J. A. Z.; MATOS, S. F. Comportamento dos extensômetros múltiplo de haste após a manutenção geral. **XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens**, Salvador, 2003.
- MIROLIUBOV, I.; ENGALITCHEV, S.; SERGUIEVSKI, N.; ALMAMETOV, F.; KURITSIN, N.; SMIRNOV-VASILIEV, K.; IACHINA, L. **Problemas de resistência dos materiais**. Moscou: Editora Mir, 1978. 465 f.
- MONACO, P.; MARCHETTI, S. Evaluation of the coefficient of subgrade reaction for design of multipropped diaphragm walls from DMT moduli. **ISC-2 on Geotechnical Site Characterization**, Rotterdam, p.993-1002, 2004.
- MOH, Z.C.; SONG T.F. Instrumentation for deep excavation monitoring: a case study. **Sixth Southeast Asian Conference on Soil Engineering**, Taipei, v 2, p 337-353, 1980.

MOORMANN, C. Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. **Soils and Foundations**, Japan, v 44, n 1, p. 87-89, 2004

MOTA, R. J. **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO**. 128f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília (UNB), Brasília, 2008.

OLIVEIRA, L. H.; COSTA, Y. D.; SANTOS, F. A.; COSTA, C. M. Acompanhamento de deslocamentos horizontais de uma cortina de estacas espaçadas atirantada. **XXVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Getotécnica – COBRAMSEG**, Goiânia, 2014.

OLIVEIRA, O.M.; BIM, R.; ESPÍNDOLA, M. S. Aspectos geotécnicos do escorregamento de encosta da rodovia sc-401/Florianópolis **XXVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Getotécnica – COBRAMSEG**, Porto de Galinhas, 2012

OU, C.Y., **Deep Excavation: Theory and Prattice**. London: Taylor & Francis Group, 2006. 527p.

PINTO, F. G; MELLO, M. A.; ARAGÃO, L. A.; MARQUES, M. E. Uso de extensômetro de fibra óptica em inclinometria a fim de propor dispositivo de alarme de movimento de massa. **XXVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Getotécnica – COBRAMSEG**, Goiânia, 2014.

POULOS H.G.; CARTER J.P., SMALL J.C.; **Foundation and retaining structures: research and practice**. Sydney, 2001. 80p.

RESENDE, C. **Estudo de grampos em cortinas em solos tropicais na cidade de Goiânia**. 124f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

ROCHA, M. F. **Influência do perfil de sucção em obras de contenção em solos não saturados**. 2013. 279f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

TAWFIK, E.F.; HAMID, T.B.; AGGOUR, M.S. Design of cantilever retaining walls in unsaturated soils using AASHTO load and resistance factor design (LRFD) method. **Probabilistic applications in geotechnical engineering – ASCE**, 10 p., 2007.

TERZAGHI, K.. Evaluation of coefficient of subgrade reaction, *Geotechnique*, vol 5, n 4, p. 297-326, 1955.

TERZAGHI, K.. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1943. 503 p.

WHITTLE, A. J., HASHASH, Y. M., WHITMAN, R. V. Analysis of deep excavation in Boston. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering – ASCE**, p. 69-90, 1993.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. Model for prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, p. 379-392, 1996.

VEIGA, L. A., ZANETTI, M. A., FAGGION, P. L., Fundamentos de Topografia. Universidade Federal do Paraná. 274 p. .2012.

TOPCON CORPORATION. **Instructional manual: Pulse Total Station GPT 7500**; Revisão 3; Japan: JSIMA, 2007. 129p.

Geotechnical Software Suite GEO5: USER'S GUIDE. Version 14. FINE LTD, 2012. 1092 p.

ZANLORENZI, M.I.; OLIVEIRA, I.C.; HEUKO, E.L. Deslizamentos de encostas devido a precipitações intensas – estudo de caso dos eventos ocorridos em uma pch no litoral do Paraná. **XXVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Getotécnica – COBRAMSEG**, Porto de Galinhas, 2012.

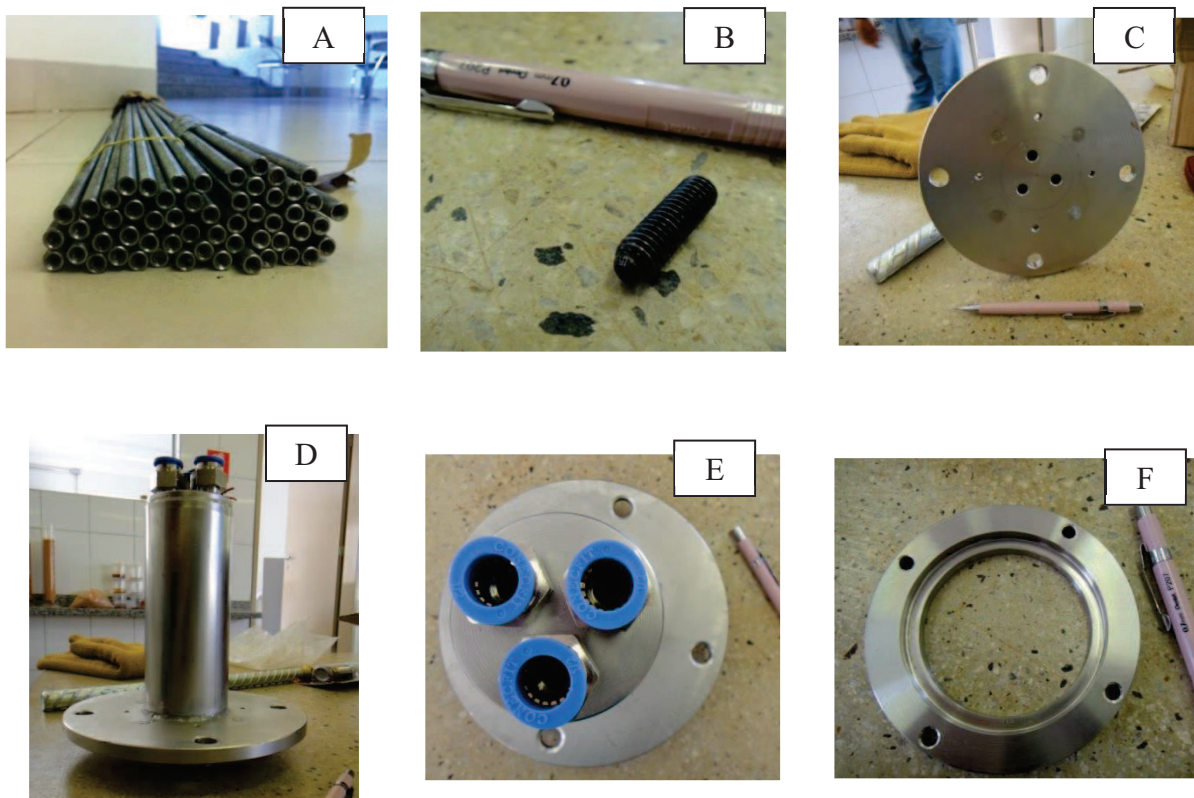
ZOU, Y., GUO, YURONG, G., ZOU, X. Simplified analysis for flexible retaining walls. **Computing in Civil and Building Engineering**. ASCE. p. 1482-1488. 2000.

APÊNDICE A – DESCRIÇÃO, MONTAGEM, INSTALAÇÃO DO EHHM

DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

A Figura A.1 apresenta os componentes para um conjunto EHHM com três hastes. A Tabela A.1 apresenta o nome de cada componente. Cada conjunto EHHM é composto por uma cabeça de referência, hastes, chumbadores, revestimento plástico para as hastes e conjunto de relógio comparador e calibrador.

Figura A.1 – Componentes de um conjunto de EHHM



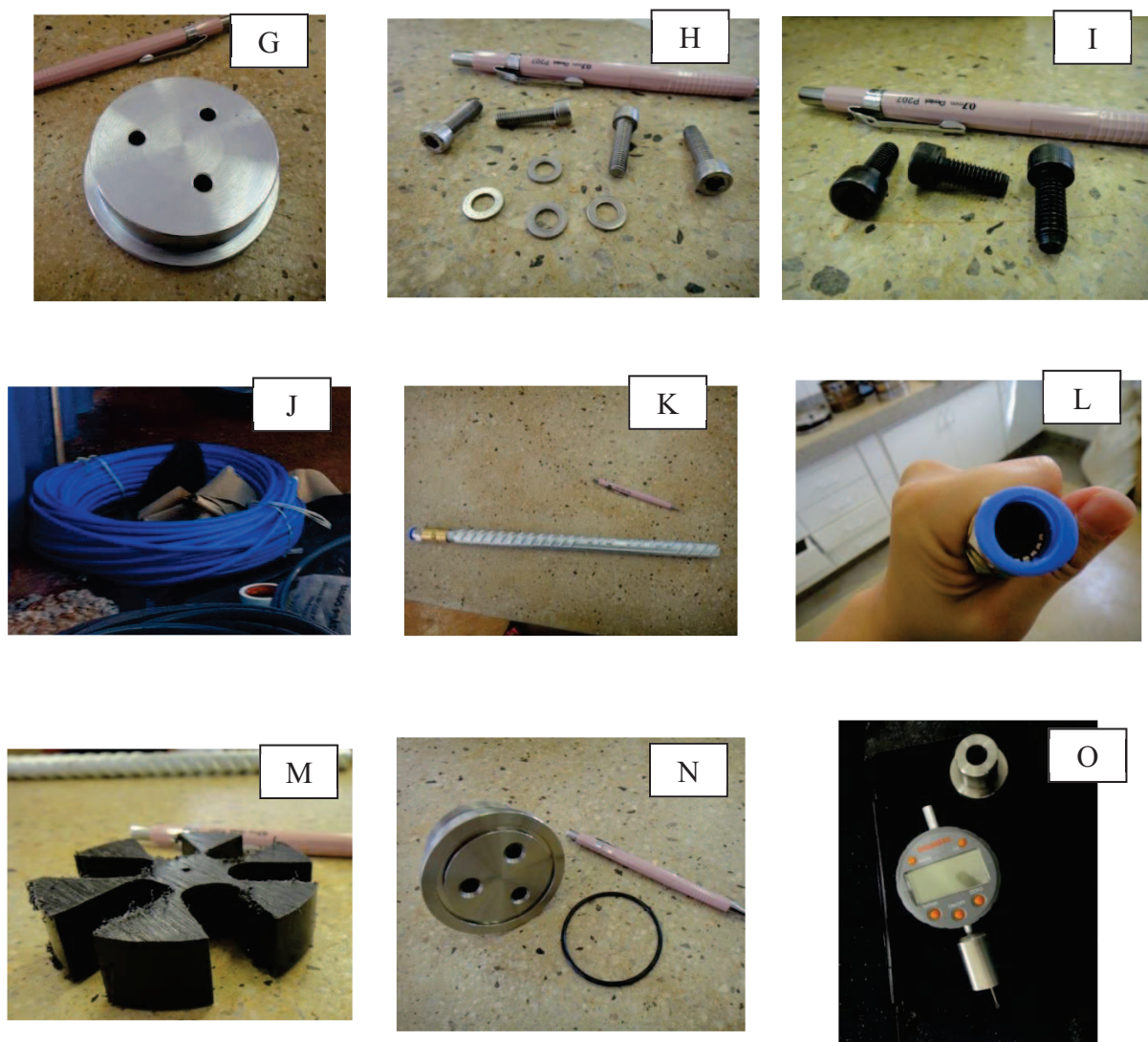


Tabela A.1 – Identificação dos componentes da Figura A.1

Hastes nos comprimentos de 2 m	A
Parafusos M6 x 20 mm sem cabeça	B
Cabeça de referência para três hastes em aço inox 304	C, D, E
Anel colar de fixação	F
Gabarito de montagem	G
Parafusos e porcas de fixação da cabeça	H
Parafuso M6 x 20 mm com cabeça allen preta	I
Tubo plástico Ø13mm para revestimento	J
Três chumbadores para três hastes	K, L
Espaçador	M
Cabeça de leitura com tampa	N
Relógio comparador, com graduação de 0,01 mm	O

MONTAGEM

Em cada extremidade de haste há uma rosca fêmea M6 onde roquea-se os parafusos M6 x 20 mm sem cabeça allen, que funcionam como prisioneiros juntando uma haste à outra até o comprimento total (Figura A.2). Esse procedimento é repetido para as três hastes. Utiliza-se um trava rosca anaeróbico para conexão de parafuso com a haste para garantir perfeita fixação. Tomou-se a precaução de sempre remover restos de cola nas hastes com estopa para evitar mal funcionamento do equipamento após instalação.

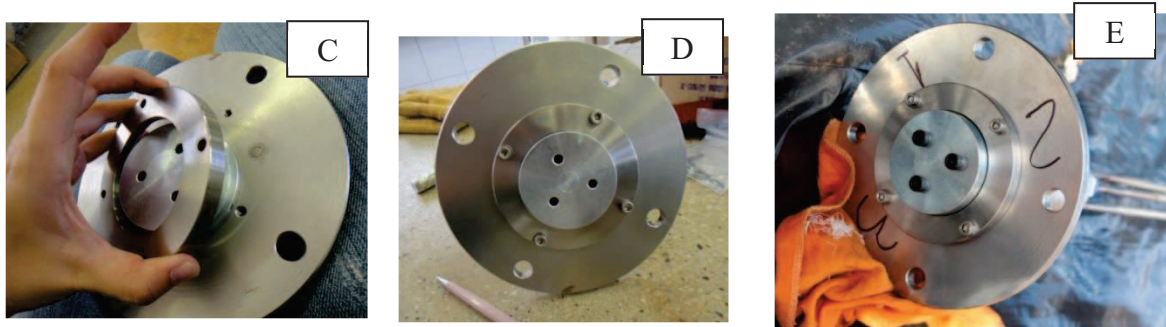
Isoladamente, monta-se a cabeça de referência, gabarito de montagem e anel colar de fixação conforme apresentado nas Figuras A2C, A2D, fixando os parafusos e porcas.

Com os parafusos M6 x 20 mm com cabeça allen pretos prende-se as primeiras hastes montadas aos seus furos no gabarito de montagem conforme apresentado na Figura A2E. É importante identificar com números, a cabeça de referência de acordo com seu comprimento, sendo a haste mais longa identificada pelo número 1, haste de comprimento intermediário pelo número 2 e haste número 3 a de menor comprimento.

Com as hastes montadas, introduz-se o revestimento (tubo plástico) passando graxa na haste. Quando toda a haste é revestida, conecta-se a mangueira na cabeça de referência que possui um engate rápido. Em seguida corta-se o revestimento 10 cm maior que a haste, empurrando o revestimento até a ponta da haste aparecer e coloca-se o chumbador forçando o revestimento contra o chumbador para que este se prenda ao engate rápido da ponta do chumbador (Figura A3A).

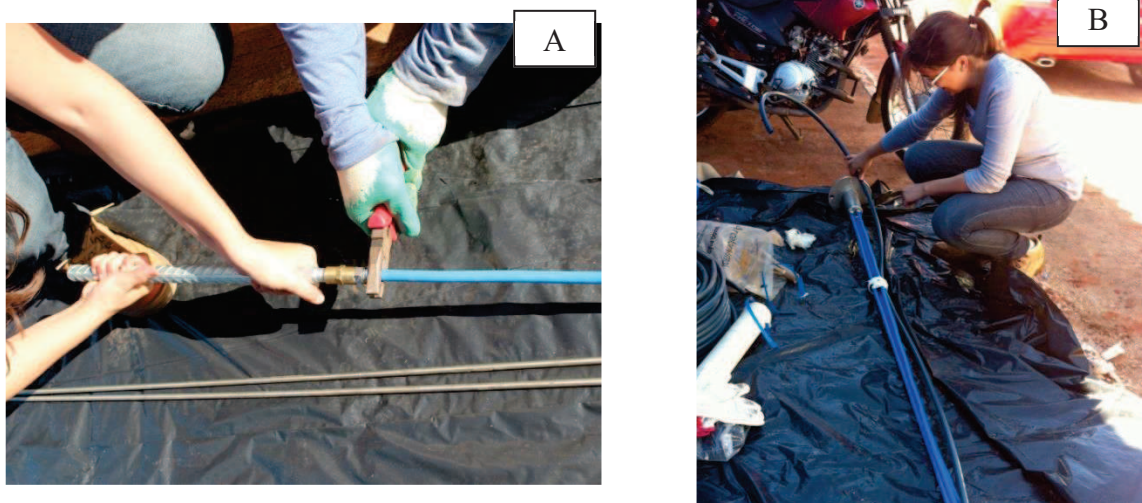
Figura A.2 – Montagem do EHHM (a) encaixe das hastes (b) ligação entre as hastes (c) montagem da cabeça de referência (d) cabeça de leitura montada (e) EHHM após montagem





Posteriormente, posiciona-se tubo de auxílio para injeção da calda de cimento e fixam-se os espaçadores a cada metro (Figura A.B).

Figura A.3 – Detalhes da montagem (a) Conexão da ancoragem à haste (b) EHHM após montagem



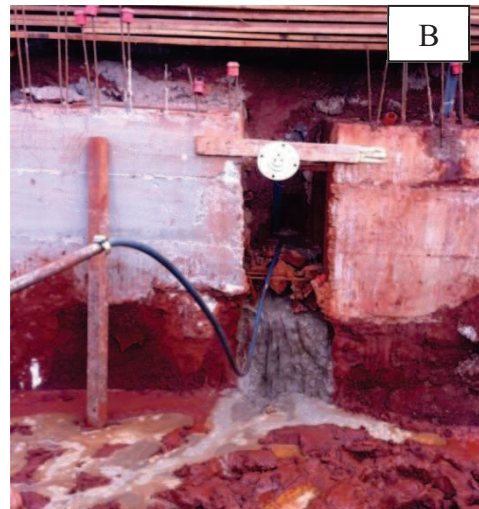
INSTALAÇÃO

Optou-se por instalar as cabeças de leitura dos EHHMs nas vigas de coroamento das estacas de contenção para evitar perda de medições durante a escavação do terreno. Para isso, escavou-se apenas o necessário para posicionar haste da perfuratriz hidráulica na inclinação sugerida com a horizontal. Executou-se o furo com diâmetro igual a 10 cm e profundidade igual a maior haste do EHHM mais 1 m e posteriormente posicionou-se o equipamento no furo conforme apresentado na Figura A.4A.

Através da mangueira preta, instalada junto ao equipamento, conectou-se o mangote e fez-se a injeção da calda de cimento por gravidade do fundo para boca do furo até derramar calda (Figura A4B). No primeiro conjunto EHHM instalado a calda de cimento não vazou pela boca, pois percebeu-se que a mesma desviava por caminho interno ao maciço antes de atingir os primeiros três metros do furo.

Com a cabeça de referência apoiada concretou-se a viga de coroamento e após cura do concreto a cabeça de montagem foi trocada pela cabeça de leitura. Para isto, retirou-se o parafusos com cabeça allen pretos e o gabarito de montagem. As pontas das hastas receberam os parafusos de inox com suas cabeças retificadas, fixadas com trava rosca para evitar interferências nas leituras.

Figura A.4 – Detalhes da instalação (a) posicionamento do EHHM (b) preenchimento do furo com calda de cimento



Após todas as hastas terem sido completadas com suas cabeças de apoio, coloca-se a cabeça de leitura centralizando as cabeças de apoio com os furos da cabeça de leitura, de forma que cada haste fique em seu furo.

As leituras são realizadas encaixando o adaptador do relógio comparador no encaixe de cada cabeça. Cada leitura foi documentada com foto para identificar e descrever a situação da obra no momento monitorado. Inicialmente, o relógio comparador fornecido pelo fabricante do equipamento para as leituras tinha cursor de 25 mm, mas durante as medidas notou-se a necessidade em trocar por um relógio comparador por outro com cursor maior, trocado pelo

fabricante por um com cursor de 50 mm. Nesta troca, o novo encaixe do extensômetro tinha o diâmetro menor que alguns encaixes da cabeça de leitura, com isso, a partir da troca do relógio, algumas hastes deixaram de ser monitoradas.

APÊNDICE B – VALORES DO PERFIL DE UMIDADE E SUCÇÃO

A Tabela B.1 apresenta os valores da umidade gravimétrica e de sucção na trajetória de secagem obtidos ao longo da profundidade. A sucção foi obtida a partir da curva de ajuste da CCSA de secagem.

Tabela B.1 – Valores de umidade e sucção para o perfil do solo

Profundidade (m)	Umidade gravimétrica (%)	Sucção (kPa)
0 - 0,5	17,0	4213
0,5 - 1	19,4	1880
1 - 1,5	19,7	1590
1,5 - 2	19,6	1683
2 - 2,5	20,7	874
2,5 - 3	21,9	413
3 - 3,5	20,2	1185
3,5 - 4	21,3	601
4 - 4,5	21,1	682
4,5 - 5	22,3	321
5 - 5,5	25,6	41
5,5 - 6	21,1	682
6 - 6,5	21,1	682
6,5 - 7	22,1	364
7 - 7,5	22,1	364
7,5 - 8	26,6	22
8 - 8,5	23,5	153
8,5 - 9	23,7	135
9 - 9,5	28,8	-
9,5 - 10,25	28,7	-

APÊNDICE C – DADOS OBTIDOS COM EHHM

As Tabelas C.1 a C.3 apresentam os dados monitorados através do EHHM.

Tabela C.1 – Coleta de dados EHHM 1

TABELA DE COLETA DE DADOS								
		REFERÊNCIA						TARA EXT NOVO
		LEITURA (mm):1		LEITURA (mm):2		LEITURA (mm):3		
DATA:	TEMP:	Ext 25mm	Ext 50mm	Ext 25mm	Ext 50mm	Ext 25mm	Ext 50mm	
11/06/2013	23	0,00		3,76		3,40		Não medido
13/06/2013	23	0,00		3,75		3,39		Não medido
27/06/2013	24	0,00		3,44		2,77		Não medido
28/06/2013	24	0,00		3,20		2,74		Não medido
03/07/2013	21	0,00		3,15		2,64		Não medido
04/07/2013	24	0,00		3,12		2,61		Não medido
11/07/2013		0,00		2,77		1,24		Não medido
18/07/2013	29	0,00		2,48		1,78		Não medido
31/07/2013		0,00		2,40		1,59		Não medido
03/08/2013	22	0,00		2,24		1,47		Não medido
08/08/2013		0,00		2,19	30,31	1,38	29,53	25,13
05/09/2013		0,00			29,93		28,97	25,15
22/10/2013	26	0,00			29,83		28,69	25,17
30/10/2013					29,73		28,55	25,17
14/12/2013					28,80		27,50	25,16
18/01/2014					28,63		27,09	25,16
08/02/2014		0 -		0,38	28,35	0	26,82	24,96
10/04/2014					25,44		23,67	24,96
25/07/2014					22,44		20,24	24,98
30/08/2014					19,94		17,63	24,95
08/11/2014					15,90		13,49	24,98
03/01/2015					15,87		13,38	24,96

Tabela C.2 – Tabela coleta de dados EHHM 2

TABELA DE COLETA DE DADOS								
		REFERÊNCIA						TARA EXT NOVO
		LEITURA (mm):1		LEITURA (mm):2		LEITURA (mm):3		
DATA:	TEMP	Ext 25mm	Ext 50mm	Ext 25mm	Ext 50mm	Ext 25mm	Ext 50mm	
24/06/2013	26	3,18		3,05		3,21		Não medido
27/06/2013	24	2,98		2,83		2,74		Não medido
28/06/2013	24	2,69		2,84		2,60		Não medido
03/07/2013	25	2,03		0,82		0,64		Não medido
04/07/2013	26	2,61		1,36		1,31		Não medido
11/07/2013	Não medido	2,39		0,94		Não medido		Não medido
12/07/2013	Não medido	2,28		0,82		0,79		Não medido
18/07/2013	29	2,15		0,70		0,66		Não medido
31/07/2013	Não medido	2,15		0,61		0,49		Não medido
03/08/2013	23,5	1,65		0,10		0,02		Não medido
08/08/2013	Não medido	1,67	29,66	0,05		0,01	28,08	25,13
05/09/2013	Não medido		28,91		Não medido		26,72	25,15
22/10/2013	26		27,65		Não medido		25,45	25,17
30/10/2013	Não medido		28,29		Não medido		25,63	25,17
14/12/2013	Não medido		27,42		Não medido		24,82	25,16
18/01/2014	Não medido		24,28		Não medido		21,21	25,16
08/02/2014	Não medido		27,94		Não medido		24,53	24,96
10/04/2014	Não medido		27,59		Não medido		23,75	24,96
25/07/2014	Não medido		26,86		Não medido		21,97	24,98
30/08/2014	Não medido		26,81		Não medido		21,99	24,95
08/11/2014	Não medido		26,94		Não medido		22,05	24,98
03/01/2015	Não medido		27,51		Não medido		22,41	24,91

Tabela C.3 – Tabela coleta de dados EHHM 3

TABELA DE COLETA DE DADOS								
		REFERÊNCIA						TARA EXT NOVO
		LEITURA (mm):1		LEITURA (mm):2		LEITURA (mm):3		
DATA:	TEMP	Ext 25mm	Ext 50mm	Ext 25mm	Ext 50mm	Ext 25mm	Ext 50mm	
04/07/2013	24	3,00		3,48		3,99		Não medido
11/07/2013	Não medido							Não medido
18/07/2013	29	1,98		2,49		2,73		Não medido
31/07/2013	Não medido	1,84		2,23		2,36		Não medido
03/08/2013	23	1,76		1,87		1,99		Não medido
08/08/2013	Não medido	1,73		1,80	29,78	1,90	29,87	25,13
05/09/2013	Não medido		Não medido		29,06		29,08	25,15
22/10/2013	26		Não medido		28,38		28,55	25,17
30/10/2013	Não medido		Não medido		28,28		28,50	25,17
14/12/2013	Não medido		Não medido		27,98		28,41	25,17
18/01/2014	Não medido		Não medido		27,51		27,90	25,16
08/02/2014	Não medido		Não medido		25,91		25,36	24,96
10/04/2014	Não medido		Não medido		25,91		25,36	24,96
25/07/2014	Não medido		Não medido		22,16		21,27	24,98

APÊNDICE D – TABELAS DE ANÁLISES EHHM

As Tabelas D.1 a D.3 apresentam os valores de deslocamentos dos EHHM's 1 a 3 apresentados nos gráficos no capítulos de resultados.

Tabela D.1 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, deslocamentos horizontais corrigidos, taxa de deslocamento corrigido, porcentagem entre deslocamentos 9 e 12, velocidade dos deslocamentos

Tempo (dias)	Dhz (mm)		Dvert (mm)		Prof Esc lat. direita (m)	Tx 0-12 (m/m)	Dhz 0-12 corrigido (mm)	Tx 0-12 corrigida (m/m)	Dvt 0-12 corrigido	$\Delta\delta h/\Delta tempo$ (mm/dia)
	Dhz 0-9	Dhz 0-12	Dvt 0-9	Dvt 0-12						
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00%				-
7	0,17	0,51	0,06	0,18	1,25	0,04%				0,072
9	0,18	0,52	0,06	0,19	1,25	0,04%				0,005
23	0,47	1,10	0,17	0,40	1,92	0,06%				0,042
24	0,70	1,13	0,25	0,41	1,92	0,06%				0,028
29	0,74	1,22	0,27	0,44	1,92	0,06%				0,019
30	0,77	1,25	0,28	0,45	1,92	0,07%				0,028
37	1,10	2,54	0,40	0,92	4,37	0,06%	2,54	0,06%	0,92	0,184
44	1,37	2,03	0,50	0,74	4,37	0,05%	2,54	0,06%	0,92	-0,072
57	1,45	2,21	0,53	0,80	7,38	0,03%	2,72	0,04%	0,99	0,014
60	1,60	2,32	0,58	0,84	7,38	0,03%	2,83	0,04%	1,03	0,038
65	1,64	2,41	0,60	0,88	7,38	0,03%	2,91	0,04%	1,06	0,017
93	1,95	2,85	0,71	1,04	7,38	0,04%	3,35	0,05%	1,22	0,016
140	2,04	3,11	0,74	1,13	7,38	0,04%	3,62	0,05%	1,32	0,006
148	2,13	3,24	0,78	1,18	7,38	0,04%	3,75	0,05%	1,36	0,016
193	3,01	4,23	1,09	1,54	7,38	0,06%	4,74	0,06%	1,72	0,022
228	3,17	4,61	1,15	1,68	7,38	0,06%	5,12	0,07%	1,86	0,011
249	3,43	4,87	1,25	1,77	7,38	0,07%	5,38	0,07%	1,96	0,012
310	6,16	7,83	2,24	2,85	7,38	0,11%	8,34	0,11%	3,03	0,049
416	8,98	10,54	3,27	4,02	7,38	0,14%	11,05	0,15%	4,21	0,026
452	11,33	13,00	4,12	4,91	7,38	0,18%	13,50	0,18%	5,10	0,068
522	15,13	16,89	5,51	6,33	7,38	0,23%	17,39	0,24%	6,52	0,056
578	15,16	16,99	5,52	6,37	7,38	0,23%	17,50	0,24%	6,55	0,002

Tabela D.2 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, porcentagem entre deslocamentos 3 com 12 e 9 com 12, velocidade dos deslocamentos

Tempo (dias)	Dhz (mm)			Dvert (mm)			Prof Esc (m)	Tx 0-12 (m/m)	$\Delta\delta h/\Delta\text{tempo}$ (mm/dia)
	Dhz 0-3	Dhz 0-9	Dhz 0- 12	Dvt 0-3	Dvt 0-9	Dvt 0-12			
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60	0,00%	-
7	0,71	0,84	0,69	0,26	0,30	0,25	3,04	0,02%	0,098
10	0,90	1,04	1,13	0,33	0,38	0,41	3,04	0,04%	0,147
11	1,17	1,03	1,26	0,43	0,38	0,46	3,04	0,04%	0,132
16	1,79	2,93	3,10	0,65	1,07	1,13	3,04	0,10%	-
17	1,25	2,42	2,47	0,45	0,88	0,90	3,04	0,08%	0,202
24	1,46	2,82	NM	0,53	1,03	NM	3,46	-	-
25	1,56	2,93	2,96	0,57	1,07	1,08	3,46	0,08%	0,061
31	1,68	3,04	3,08	0,61	1,11	1,12	3,46	0,09%	0,020
44	1,68	3,13	3,24	0,61	1,14	1,18	3,46	0,09%	0,012
47	2,15	3,61	3,68	0,78	1,31	1,34	3,46	0,09%	0,147
52	2,13	-	3,69	0,78	-	1,34	3,46	0,11%	0,002
80	2,90	-	4,96	1,06	-	1,81	3,46	0,11%	0,045
127	4,09	-	6,15	1,49	-	2,24	3,46	0,14%	-
135	3,49	-	5,99	1,27	-	2,18	3,46	0,18%	0,019
180	4,30	-	6,75	1,57	-	2,46	3,46	0,17%	0,017
215	7,25	-	10,14	2,64	-	3,69	3,46	0,19%	-
236	3,82	-	7,02	1,39	-	2,55	3,46	0,29%	0,005
297	4,14	-	7,75	1,51	-	2,82	3,46	0,20%	0,012
403	4,83	-	9,43	1,76	-	3,43	6,48	0,22%	0,016
439	4,88	-	9,41	1,78	-	3,42	6,48	0,15%	-0,001
509	4,75	-	9,35	1,73	-	3,40	6,48	0,15%	-0,001
565	4,22	-	9,01	1,54	-	3,28	6,48	0,14%	-0,006

Tabela D.3 – Valores dos deslocamentos horizontais, verticais, taxa de deslocamento, porcentagem entre deslocamentos 3 com 15 e 9 com 15, velocidade dos deslocamentos

Tempo (dias)	Dhz (mm)			Dvert (mm)			Prof Esc (m)	Tx 0-15 (m/m)	$\Delta\delta h/\Delta\text{tempo}$ (mm/dia)
	Dhz 0-3	Dhz 0-9	Dhz 0-15	Dvt 0-3	Dvt 0-9	Dvt 0-15			
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,93	0,00%	-
14	0,88	0,86	1,09	0,51	0,50	0,63	4,46	0,02%	0,078
27	1,00	1,08	1,41	0,58	0,63	0,81	5,18	0,03%	0,025
30	1,07	1,39	1,73	0,62	0,81	1,00	5,18	0,03%	0,107
35	1,10	1,45	1,81	0,64	0,84	1,05	5,18	0,03%	0,016
63	-	2,15	2,57	-	1,24	1,49	5,18	0,05%	0,027
110	-	2,74	3,03	-	1,58	1,75	5,18	0,06%	0,010
118	-	2,82	3,07	-	1,63	1,78	5,18	0,06%	0,005
163	-	3,08	3,15	-	1,78	1,82	5,18	0,06%	0,002
198	-	3,49	3,59	-	2,02	2,08	5,18	0,07%	0,013

APÊNDICE E – TABELAS DE COORDENADAS

As tabelas E.1 à E.4 apresentam os valores da coordenadas em metros de cada ponto monitorado (1 a 24) em quatro campanhas de leitura realizadas na instrumentação com Estação Total: d00 (medida direta), i00 (medida invertida), d60 (medida direta com plano horizontal rotacionado 60° em relação a d00), i60 (medida invertida com plano horizontal rotacionado 60° em relação a i00), d120 (medida direta com plano horizontal rotacionado 120° em relação a d00), i120 (medida invertida com plano horizontal rotacionado 120° em relação a i00). Estas coordenadas estão corrigidas pela movimentação da estação total. Também são apresentados o primeiro (q1), segundo (q2) e terceiro (q3) quartil e a diferença interquartil (dq) da análise das seis coordenadas em milímetros. O segundo quartil representa a mediana. As cotas são apresentadas em metro e a diferença interquartil (dq) em milímetros.

Tabela E.1 – Coordenadas em x, y e z dia 02/07/2013

Data 02/07/2013										
Norte (coordenada y)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	9.970,9871	9.970,9920	9.970,9954	9.970,9875	9.971,2425	9.970,9873	9970,9873	9970,9898	9970,9954	8,1
2	9.969,7664	9.969,7714	9.969,7758	9.969,7672	9.970,0194	9.969,7683	9969,7672	9969,7699	9969,7758	8,6
3	9.968,4669	9.968,4708	9.968,4751	9.968,4644	9.968,7156	9.968,4659	9968,4659	9968,4689	9968,4751	9,2
4	9.967,0869	9.967,0905	9.967,0952	9.967,0858	9.967,3347	9.967,0848	9967,0858	9967,0887	9967,0952	9,4
5	9.965,7982	9.965,8027	9.965,8074	9.965,7981	9.966,0467	9.965,7984	9965,7982	9965,8006	9965,8074	9,2
6	9.964,5737	9.964,5771	9.964,5817	9.964,5723	9.964,8193	9.964,5737	9964,5737	9964,5754	9964,5817	8,0
7	9.963,1451	9.963,1499	9.963,1552	9.963,1447	9.963,3908	9.963,1445	9963,1447	9963,1475	9963,1552	10,5
8	9.960,5145	9.960,5191	9.960,5216	9.960,5146	-	-	9960,5145	9960,5169	9960,5216	7,1
9	9.960,7881	9.960,7896	9.960,7950	9.960,7865	9.960,9935	9.960,7863	9960,7865	9960,7889	9960,7950	8,5
10	9.960,9362	9.960,9370	9.960,9436	9.960,9366	9.961,1335	9.960,9366	9960,9366	9960,9368	9960,9436	7,0
11	9.961,2349	9.961,2381	9.961,2424	9.961,2357	9.961,4196	9.961,2347	9961,2349	9961,2369	9961,2424	7,5
12	9.957,7092	9.957,7107	9.957,7159	9.957,9910	9.957,8837	9.957,7103	9957,7103	9957,7133	9957,8837	173,4
13	9.954,2351	9.954,2367	9.954,2407	9.954,5149	9.954,4090	9.954,2359	9954,2359	9954,2387	9954,4090	173,1
14	9.951,4303	9.951,4316	9.951,4359	9.951,7069	9.951,6006	9.952,3512	9951,4316	9951,5183	9951,7069	275,3
15	9.948,6823	9.948,6827	9.948,4972	9.948,9549	9.948,8529	9.949,5939	9948,6823	9948,7678	9948,9549	272,6
16	9.945,8862	9.945,8876	9.945,7043	9.946,1564	9.946,0554	9.946,7918	9945,8862	9945,9715	9946,1564	270,2
17	9.944,5158	-	9.944,3335	9.944,7845	9.944,6830	9.945,4174	9944,5158	9944,6830	9944,7845	268,7
18	9.941,0250	9.941,0263	9.940,8445	9.941,2920	9.941,1920	9.941,9172	9941,0250	9941,1092	9941,2920	267,0
19	9.927,3109	9.927,3149	-	9.927,5013	9.927,4304	9.927,9546	9927,3149	9927,4304	9927,5013	186,4
20	9.927,4505	9.927,4540	9.927,3316	9.927,6291	9.927,5620	9.928,0552	9927,4505	9927,5080	9927,6291	178,6
21	9.927,6226	9.927,6252	9.927,5116	9.927,7885	9.927,7264	9.928,1898	9927,6226	9927,6758	9927,7885	165,9
22	9.927,7183	9.927,7207	9.927,6129	9.927,8767	9.927,8171	9.928,2560	9927,7183	9927,7689	9927,8767	158,4
23	9.927,7831	9.927,7859	9.927,6835	9.927,9327	9.927,8761	9.928,2950	9927,7831	9927,8310	9927,9327	149,6
24	9.927,9062	9.927,9096	9.927,8146	9.928,0479	9.927,9951	9.928,3876	9927,9062	9927,9524	9928,0479	141,7

Data 02/07/2013										
Leste (coordenada x)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	5.048,8364	5.048,8388	5.048,8413	5.048,8357	5.048,9860	5.048,8360	5048,8360	5048,8376	5048,8413	5,3
2	5.048,5880	5.048,5906	5.048,5940	5.048,5868	5.048,7433	5.048,5877	5048,5877	5048,5893	5048,5940	6,3
3	5.048,3256	5.048,3273	5.048,3310	5.048,3243	5.048,4870	5.048,3245	5048,3245	5048,3265	5048,3310	6,5
4	5.048,0409	5.048,0431	5.048,0463	5.048,0399	5.048,2087	5.048,0390	5048,0399	5048,0420	5048,0463	6,4
5	5.047,7775	5.047,7810	5.047,7841	5.047,7777	5.047,9540	5.047,7772	5047,7775	5047,7794	5047,7841	6,6
6	5.047,5065	5.047,5090	5.047,5125	5.047,5059	5.047,6889	5.047,5065	5047,5065	5047,5078	5047,5125	6,0
7	5.047,2146	5.047,2179	5.047,2228	5.047,2151	5.047,4047	5.047,2129	5047,2146	5047,2165	5047,2228	8,2
8	5.042,4502	5.042,4534	5.042,4570	5.042,4500	-	-	5042,4500	5042,4518	5042,4570	7,0
9	5.039,7363	5.039,7366	5.039,7428	5.039,7341	5.039,9385	5.039,7342	5039,7342	5039,7365	5039,7428	8,6
10	5.038,0248	5.038,0258	5.038,0323	5.038,0243	5.038,2255	5.038,0243	5038,0243	5038,0253	5038,0323	8,0
11	5.035,5251	5.035,5274	5.035,5338	5.035,5244	5.035,7241	5.035,5236	5035,5244	5035,5263	5035,5338	9,4
12	5.033,5961	5.033,5983	5.033,6042	5.033,9475	5.033,8153	5.033,5969	5033,5969	5033,6013	5033,8153	218,4
13	5.033,2247	5.033,2270	5.033,2325	5.033,6061	5.033,4627	5.033,2258	5033,2258	5033,2298	5033,4627	236,9
14	5.032,8910	5.032,8918	5.032,8992	5.033,2944	5.033,1415	5.034,2111	5032,8918	5033,0204	5033,2944	402,6
15	5.032,5864	5.032,5862	5.032,2937	5.033,0120	5.032,8534	5.033,9798	5032,5862	5032,7199	5033,0120	425,8
16	5.032,2957	5.032,2966	5.031,9862	5.032,7428	5.032,5753	5.033,7651	5032,2957	5032,4360	5032,7428	447,1
17	5.032,1415	-	5.031,8232	5.032,6002	5.032,4254	5.033,6488	5032,1415	5032,4254	5032,6002	458,7
18	5.031,7474	5.031,7485	5.031,4094	5.032,2380	5.032,0539	5.033,3504	5031,7474	5031,9012	5032,2380	490,6
19	5.022,3814	5.022,3937	-	5.022,9883	5.022,7613	5.024,3704	5022,3937	5022,7613	5022,9883	594,6
20	5.021,0242	5.021,0327	5.020,6088	5.021,6301	5.021,4017	5.023,0066	5021,0242	5021,2172	5021,6301	605,9
21	5.019,6796	5.019,6864	5.019,2670	5.020,2807	5.020,0546	5.021,6580	5019,6796	5019,8705	5020,2807	601,1
22	5.018,6092	5.018,6161	5.018,1936	5.019,2111	5.018,9836	5.020,5817	5018,6092	5018,7999	5019,2111	601,9
23	5.017,6565	5.017,6670	5.017,2449	5.018,2600	5.018,0327	5.019,6331	5017,6565	5017,8499	5018,2600	603,5
24	5.016,4951	5.016,5072	5.016,0858	5.017,1009	5.016,8739	5.018,4721	5016,4951	5016,6906	5017,1009	605,8

Data 02/07/2013										
Cota (coordenada z)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	100,4184	100,4335	100,4331	100,4336	100,4337	100,4334	100,4331	100,4335	100,4336	0,5
2	100,4304	100,4306	100,4301	100,4306	100,4305	100,4304	100,4304	100,4305	100,4306	0,2
3	100,4379	100,4380	100,4375	100,4380	100,4379	100,4377	100,4377	100,4379	100,4380	0,3
4	100,4398	100,4402	100,4398	100,4400	100,4399	100,4396	100,4398	100,4399	100,4400	0,2
5	100,4356	100,4360	100,4357	100,4359	100,4358	100,4355	100,4356	100,4358	100,4359	0,3
6	100,4322	100,4324	100,4323	100,4325	100,4324	100,4323	100,4323	100,4324	100,4324	0,1
7	100,4277	100,4279	100,4277	100,4280	100,4279	100,4276	100,4277	100,4278	100,4279	0,2
8	100,5075	100,5077	100,5077	100,5077	-	-	100,5075	100,5077	100,5077	0,2
9	100,5854	100,5856	100,5857	100,5857	100,5857	100,5854	100,5854	100,5857	100,5857	0,3
10	100,6108	100,6108	100,6108	100,6109	100,6110	100,6105	100,6108	100,6108	100,6109	0,1
11	100,6323	100,6324	100,6324	100,6326	100,6324	100,6322	100,6323	100,6324	100,6324	0,1
12	100,6067	100,6069	100,6068	100,6068	100,6071	100,6063	100,6067	100,6068	100,6069	0,2
13	100,6051	100,6052	100,6050	100,6050	100,6041	100,6050	100,6050	100,6050	100,6051	0,1
14	100,5731	100,5735	100,5729	100,5732	100,5730	100,5729	100,5729	100,5731	100,5732	0,3
15	100,5553	100,5558	100,5551	100,5554	100,5552	100,5550	100,5551	100,5553	100,5554	0,3
16	100,6341	100,6345	100,6341	100,6347	100,6347	100,6342	100,6341	100,6344	100,6347	0,6
17	100,6456	-	100,6460	100,6462	100,6462	100,6455	100,6456	100,6460	100,6462	0,6
18	100,6049	100,6053	100,6053	100,6053	100,6056	100,6047	100,6049	100,6053	100,6053	0,4
19	100,5663	100,5666	-	100,5665	100,5668	100,5662	100,5663	100,5665	100,5666	0,3
20	100,5664	100,5667	100,5665	100,5664	100,5669	100,5659	100,5664	100,5665	100,5667	0,3
21	100,5672	100,5673	100,5674	100,5670	100,5674	100,5667	100,5670	100,5673	100,5674	0,4
22	100,5656	100,5659	100,5658	100,5657	100,5662	100,5657	100,5657	100,5658	100,5659	0,2
23	100,5426	100,5430	100,5428	100,5428	100,5432	100,5423	100,5426	100,5428	100,5430	0,4
24	100,5325	100,5326	100,5324	100,5325	100,5325	100,5323	100,5324	100,5325	100,5325	0,1

Tabela E.2 – Coordenadas em x, y e z dia 07/07/2013

Data 07/07/2013										
Norte (coordenada y)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	9970,9916	9970,9903	9970,9913	9970,9902	9970,9901	9970,9899	9970,9901	9970,9903	9970,9913	1,2
2	9969,7706	9969,7682	9969,7706	9969,7695	9969,7680	9969,7682	9969,7682	9969,7689	9969,7706	2,4
3	9968,4695	9968,4684	9968,4686	9968,4688	9968,4686	9968,4684	9968,4684	9968,4686	9968,4688	0,4
4	9967,0912	9967,0887	9967,0899	9967,0888	9967,0886	9967,0886	9967,0886	9967,0888	9967,0899	1,3
5	9965,8012	9965,8010	9965,8024	9965,8022	9965,7996	9965,8010	9965,8010	9965,8011	9965,8022	1,2
6	9964,5766	9964,5765	9964,5774	9964,5740	9964,5750	9964,5749	9964,5749	9964,5758	9964,5766	1,7
7	9963,1491	9963,1489	9963,1489	9963,1465	9963,1477	9963,1483	9963,1477	9963,1486	9963,1489	1,2
8	9960,5169	9960,5185	9960,5182	9960,5142	9960,5156	9960,5175	9960,5156	9960,5172	9960,5182	2,6
9	9960,7905	9960,7898	9960,7909	9960,7890	9960,7884	9960,7897	9960,7890	9960,7898	9960,7905	1,5
10	9960,9389	9960,9391	9960,9398	9960,9374	9960,9375	9960,9394	9960,9375	9960,9390	9960,9394	1,9
11	9961,2399	9961,2392	9961,2398	9961,2373	9961,2392	9961,2396	9961,2392	9961,2394	9961,2398	0,6
12	9957,7128	9957,7130	9957,7134	9957,7110	9957,7131	9957,7133	9957,7128	9957,7131	9957,7133	0,5
Data 07/07/2013										
Leste (coordenada x)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	5048,8376	5048,8371	5048,8381	5048,8373	5048,8374	5048,8378	5048,8373	5048,8375	5048,8378	0,5
2	5048,5898	5048,5885	5048,5898	5048,5889	5048,5887	5048,5885	5048,5885	5048,5888	5048,5898	1,3
3	5048,3272	5048,3264	5048,3261	5048,3258	5048,3261	5048,3264	5048,3261	5048,3263	5048,3264	0,3
4	5048,0426	5048,0412	5048,0419	5048,0410	5048,0413	5048,0413	5048,0412	5048,0413	5048,0419	0,7
5	5047,7786	5047,7787	5047,7792	5047,7796	5047,7782	5047,7787	5047,7786	5047,7787	5047,7792	0,6
6	5047,5075	5047,5077	5047,5089	5047,5063	5047,5073	5047,5075	5047,5073	5047,5075	5047,5077	0,4
7	5047,2167	5047,2169	5047,2169	5047,2153	5047,2162	5047,2154	5047,2154	5047,2165	5047,2169	1,5
8	5042,4518	5042,4522	5042,4525	5042,4506	5042,4512	5042,4512	5042,4512	5042,4515	5042,4522	1,0
9	5039,7379	5039,7366	5039,7374	5039,7355	5039,7361	5039,7368	5039,7361	5039,7367	5039,7374	1,3
10	5038,0261	5038,0258	5038,0270	5038,0238	5038,0255	5038,0255	5038,0255	5038,0257	5038,0261	0,6
11	5035,5277	5035,5267	5035,5279	5035,5249	5035,5267	5035,5263	5035,5263	5035,5267	5035,5277	1,4
12	5033,5983	5033,5982	5033,5978	5033,5947	5033,5964	5033,5963	5033,5963	5033,5971	5033,5982	1,9
Data 07/07/2013										
Cota (coordenada z)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	100,4323	100,4334	100,4332	100,4334	100,4332	100,4333	100,4332	100,4333	100,4334	0,2
2	100,4294	100,4305	100,4303	100,4305	100,4304	100,4303	100,4303	100,4304	100,4305	0,2
3	100,4367	100,4379	100,4377	100,4380	100,4377	100,4377	100,4377	100,4377	100,4379	0,2
4	100,4389	100,4399	100,4397	100,4398	100,4399	100,4398	100,4397	100,4398	100,4399	0,2
5	100,4344	100,4357	100,4356	100,4356	100,4357	100,4357	100,4356	100,4357	100,4357	0,1
6	100,4313	100,4324	100,4322	100,4324	100,4323	100,4323	100,4322	100,4323	100,4324	0,2
7	100,4268	100,4279	100,4277	100,4278	100,4277	100,4276	100,4276	100,4277	100,4278	0,2
8	100,5065	100,5076	100,5074	100,5076	100,5074	100,5074	100,5074	100,5074	100,5076	0,2
9	100,5845	100,5857	100,5853	100,5856	100,5855	100,5853	100,5853	100,5854	100,5856	0,3
10	100,6097	100,6107	100,6109	100,6107	100,6109	100,6106	100,6106	100,6107	100,6109	0,3
11	100,6311	100,6324	100,6323	100,6323	100,6323	100,6321	100,6321	100,6323	100,6323	0,2
12	100,6055	100,6068	100,6066	100,6066	100,6067	100,6064	100,6064	100,6066	100,6067	0,3

Tabela E.3 – Coordenadas em x, y e z dia 14/07/2013

Data 14/07/2013										
Norte (coordenada y)										
	d00	i00	d60	i60	d120	il20	q1	q2	q3	dq
1	9970,9890	9970,9923	9970,9910	9970,9912	9970,9885	9970,9911	9970,9890	9970,9910	9970,9912	2,2
2	9969,7693	9969,7718	9969,7704	9969,7703	9969,7674	9969,7703	9969,7693	9969,7703	9969,7704	1,1
3	9968,4682	9968,4709	9968,4694	9968,4692	9968,4666	9968,4694	9968,4682	9968,4693	9968,4694	1,2
4	9967,0898	9967,0911	9967,0898	9967,0909	9967,0882	9967,0882	9967,0882	9967,0898	9967,0909	2,7
5	9965,8010	9965,8034	9965,8007	9965,8016	9965,7991	9965,8007	9965,8007	9965,8008	9965,8016	0,9
6	9964,5751	9964,5785	9964,5763	9964,5759	9964,5735	9964,5759	9964,5751	9964,5759	9964,5763	1,2
7	9963,1478	9963,1510	9963,1475	9963,1484	9963,1458	9963,1477	9963,1475	9963,1477	9963,1484	0,9
8	9960,5168	9960,5198	9960,5165	9960,5166	9960,5146	9960,5173	9960,5165	9960,5167	9960,5173	0,8
9	9960,7893	9960,7926	9960,7893	9960,7913	9960,7877	9960,7905	9960,7893	9960,7899	9960,7913	2,0
10	9960,9387	9960,9408	9960,9387	9960,9396	9960,9377	9960,9399	9960,9387	9960,9391	9960,9399	1,2
11	9961,2386	9961,2418	9961,2391	9961,2402	9961,2385	9961,2395	9961,2386	9961,2393	9961,2402	1,6
12	9957,7112	9957,7146	9957,7123	9957,7131	9957,7113	9957,7126	9957,7113	9957,7124	9957,7131	1,8
13	9954,2377	9954,2401	9954,2379	9954,2387	9954,2361	9954,2374	9954,2374	9954,2378	9954,2387	1,3
14	9951,4326	9951,4342	9951,4323	9951,4336	9951,4312	9951,4337	9951,4323	9951,4331	9951,4337	1,4
15	9948,6830	9948,6863	9948,6841	9948,6846	9948,6813	9948,6841	9948,6830	9948,6841	9948,6846	1,6
16	9945,8883	9945,8903	9945,8886	9945,8889	9945,8870	9945,8889	9945,8883	9945,8887	9945,8889	0,6
17	9944,5180	9944,5201	9944,5183	9944,5182	9944,5177	9944,5183	9944,5180	9944,5182	9944,5183	0,3
18	9941,0269	9941,0097	9941,0265	9941,0278	9941,0252	9941,0284	9941,0252	9941,0267	9941,0278	2,6
19	9927,3141	9927,3163	9927,3151	9927,3152	9927,3147	9927,3154	9927,3147	9927,3151	9927,3154	0,7
20	9927,4543	9927,4555	9927,4558	9927,4556	9927,4546	9927,4555	9927,4546	9927,4555	9927,4556	1,0
21	9927,6257	9927,6277	9927,6260	9927,6270	9927,6257	9927,6265	9927,6257	9927,6262	9927,6270	1,3
22	9927,7213	9927,7229	9927,7222	9927,7224	9927,7215	9927,7230	9927,7215	9927,7223	9927,7229	1,4
23	9927,7871	9927,7884	9927,7865	9927,7890	9927,7863	9927,7875	9927,7865	9927,7873	9927,7884	1,9
24	9927,9105	9927,9115	9927,9105	9927,9113	9927,9101	9927,9113	9927,9105	9927,9109	9927,9113	0,8
Data 14/07/2013										
Leste (coordenada x)										
	d00	i00	d60	i60	d120	il20	q1	q2	q3	dq
1	5048,8357	5048,8381	5048,8378	5048,8374	5048,8365	5048,8376	5048,8365	5048,8375	5048,8378	1,3
2	5048,5883	5048,5896	5048,5892	5048,5894	5048,5888	5048,5894	5048,5888	5048,5893	5048,5894	0,6
3	5048,3257	5048,3267	5048,3265	5048,3268	5048,3256	5048,3265	5048,3257	5048,3265	5048,3267	1,0
4	5048,0412	5048,0418	5048,0412	5048,0420	5048,0411	5048,0411	5048,0411	5048,0412	5048,0418	0,7
5	5047,7778	5047,7795	5047,7783	5047,7795	5047,7781	5047,7783	5047,7781	5047,7783	5047,7795	1,4
6	5047,5062	5047,5090	5047,5071	5047,5076	5047,5060	5047,5076	5047,5062	5047,5074	5047,5076	1,4
7	5047,2151	5047,2181	5047,2154	5047,2166	5047,2153	5047,2153	5047,2153	5047,2154	5047,2166	1,3
8	5042,4511	5042,4520	5042,4514	5042,4512	5042,4493	5042,4505	5042,4505	5042,4512	5042,4514	0,9
9	5039,7363	5039,7387	5039,7363	5039,7381	5039,7359	5039,7370	5039,7363	5039,7367	5039,7381	1,8
10	5038,0253	5038,0269	5038,0253	5038,0263	5038,0245	5038,0260	5038,0253	5038,0257	5038,0263	1,0
11	5035,5263	5035,5286	5035,5259	5035,5266	5035,5264	5035,5255	5035,5259	5035,5264	5035,5266	0,7
12	5033,5970	5033,5993	5033,5961	5033,5971	5033,5952	5033,5959	5033,5959	5033,5966	5033,5971	1,2
13	5033,2251	5033,2284	5033,2250	5033,2278	5033,2246	5033,2253	5033,2250	5033,2252	5033,2278	2,8
14	5032,8916	5032,8939	5032,8901	5032,8926	5032,8891	5032,8925	5032,8901	5032,8921	5032,8926	2,5
15	5032,5862	5032,5893	5032,5872	5032,5869	5032,5855	5032,5872	5032,5862	5032,5871	5032,5872	1,0
16	5032,2945	5032,2986	5032,2961	5032,2959	5032,2935	5032,2959	5032,2945	5032,2959	5032,2961	1,6
17	5032,1420	5032,1444	5032,1418	5032,1419	5032,1404	5032,1418	5032,1418	5032,1419	5032,1420	0,2
18	5031,7480	5031,7149	5031,7464	5031,7494	5031,7453	5031,7491	5031,7453	5031,7472	5031,7491	3,8
19	5022,3852	5022,3903	5022,3849	5022,3868	5022,3850	5022,3848	5022,3849	5022,3851	5022,3868	1,9
20	5021,0259	5021,0294	5021,0254	5021,0274	5021,0239	5021,0256	5021,0254	5021,0258	5021,0274	2,0
21	5019,6796	5019,6847	5019,6795	5019,6830	5019,6796	5019,6812	5019,6796	5019,6804	5019,6830	3,4
22	5018,6074	5018,6126	5018,6090	5018,6108	5018,6073	5018,6107	5018,6074	5018,6099	5018,6108	3,4
23	5017,6600	5017,6653	5017,6602	5017,6688	5017,6602	5017,6618	5017,6602	5017,6610	5017,6653	5,1
24	5016,5004	5016,5038	5016,5004	5016,5020	5016,4986	5016,5002	5016,5002	5016,5004	5016,5020	1,8

Data 14/07/2013										
Cota (coordenada z)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
1	100,4332	100,4334	100,4332	100,4333	100,4331	100,4334	100,4332	100,4332	100,4334	0,2
2	100,4303	100,4305	100,4303	100,4303	100,4302	100,4303	100,4303	100,4303	100,4303	0,0
3	100,4377	100,4378	100,4377	100,4377	100,4377	100,4377	100,4377	100,4377	100,4377	0,0
4	100,4397	100,4400	100,4398	100,4399	100,4398	100,4399	100,4398	100,4398	100,4399	0,1
5	100,4355	100,4357	100,4355	100,4357	100,4356	100,4357	100,4355	100,4356	100,4357	0,2
6	100,4322	100,4324	100,4322	100,4323	100,4324	100,4323	100,4322	100,4323	100,4324	0,2
7	100,4277	100,4278	100,4276	100,4277	100,4278	100,4279	100,4277	100,4277	100,4278	0,1
8	100,5073	100,5077	100,5073	100,5075	100,5077	100,5075	100,5073	100,5075	100,5077	0,4
9	100,5855	100,5855	100,5852	100,5855	100,5854	100,5853	100,5853	100,5854	100,5855	0,2
10	100,6106	100,6107	100,6105	100,6105	100,6108	100,6106	100,6105	100,6106	100,6107	0,2
11	100,6321	100,6321	100,6321	100,6321	100,6322	100,6321	100,6321	100,6321	100,6321	0,0
12	100,6064	100,6066	100,6063	100,6064	100,6068	100,6062	100,6063	100,6064	100,6066	0,3
13	100,6050	100,6052	100,6050	100,6050	100,6049	100,6050	100,6050	100,6050	100,6050	0,0
14	100,5729	100,5731	100,5730	100,5731	100,5733	100,5728	100,5729	100,5730	100,5731	0,2
15	100,5553	100,5553	100,5555	100,5553	100,5553	100,5551	100,5553	100,5553	100,5553	0,0
16	100,6343	100,6345	100,6343	100,6343	100,6343	100,6343	100,6343	100,6343	100,6343	0,0
17	100,6458	100,6461	100,6459	100,6456	100,6460	100,6460	100,6458	100,6459	100,6460	0,2
18	100,6049	100,6052	100,6051	100,6051	100,6052	100,6052	100,6051	100,6051	100,6052	0,1
19	100,5662	100,5665	100,5665	100,5665	100,5665	100,5665	100,5665	100,5665	100,5665	0,0
20	100,5664	100,5667	100,5666	100,5664	100,5666	100,5662	100,5664	100,5665	100,5666	0,2
21	100,5670	100,5672	100,5673	100,5671	100,5673	100,5672	100,5671	100,5672	100,5673	0,2
22	100,5656	100,5659	100,5656	100,5658	100,5656	100,5656	100,5656	100,5656	100,5658	0,2
23	100,5426	100,5429	100,5427	100,5426	100,5428	100,5426	100,5426	100,5426	100,5428	0,2
24	100,5323	100,5325	100,5313	100,5325	100,5325	100,5324	100,5323	100,5324	100,5325	0,2

Tabela E.4 – Coordenadas em x, y, z dia 04/08/2013

Data 04/08/2013										
Norte (coordenada y)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
2	9969,7727	9969,7712	9969,7737	9969,7723	9969,7736	9969,7713	9969,7713	9969,7725	9969,7736	2,3
3	9968,4716	9968,4719	9968,4727	9968,4716	9968,4726	9968,4704	9968,4716	9968,4718	9968,4726	1,0
4	9967,0929	9967,0917	9967,0939	9967,0913	9967,0939	9967,0905	9967,0913	9967,0923	9967,0939	2,6
5	9965,8042	9965,8027	9965,8054	9965,8038	9965,8040	9965,8017	9965,8027	9965,8039	9965,8042	1,5
6	9964,5782	9964,5780	9964,5792	9964,5782	9964,5794	9964,5771	9964,5780	9964,5782	9964,5792	1,2
7	9963,1510	9963,1511	9963,1519	9963,1509	9963,1522	9963,1487	9963,1509	9963,1511	9963,1519	1,0
8	9960,5186	9960,5193	9960,5210	9960,5194	9960,5201	9960,5192	9960,5192	9960,5194	9960,5201	0,9
9	9960,7927	9960,7930	9960,7937	9960,7929	0,0053	9960,7936	9960,7929	9960,7930	9960,7936	0,7
10	9960,9418	9960,9424	-	-	9960,9431	9960,9416	9960,9416	9960,9421	9960,9431	1,5
11	9961,2423	9961,2442	9961,2446	9961,2437	9961,2434	9961,2409	9961,2423	9961,2436	9961,2442	1,9
12	9957,7145	9957,7151	9957,7159	9957,7145	9957,7163	9957,7119	9957,7145	9957,7148	9957,7159	1,4
13	9954,2409	9954,2406	9954,2415	9954,2396	9954,2423	9954,2404	9954,2404	9954,2408	9954,2415	1,1
14	9951,4357	9951,4355	9951,4366	9951,4347	9951,4371	9951,4344	9951,4347	9951,4356	9951,4366	1,9
15	9948,6867	9948,6873	9948,6870	9948,6863	9948,6878	9948,6855	9948,6863	9948,6869	9948,6873	1,0
16	9945,8914	9945,8908	9945,8918	9945,8914	9945,8918	9945,8904	9945,8908	9945,8914	9945,8918	1,0
17	9944,5194	9944,5201	9944,5215	9944,5203	9944,5209	9944,5192	9944,5194	9944,5202	9944,5209	1,5
18	9941,0288	9941,0292	9941,0306	9941,0292	9941,0306	9941,0298	9941,0292	9941,0295	9941,0306	1,4
19	9927,3178	9927,3171	9927,3178	9927,3163	9927,3183	9927,3171	9927,3171	9927,3175	9927,3178	0,7
20	9927,4579	9927,4575	9927,4579	9927,4570	9927,4580	9927,4566	9927,4570	9927,4577	9927,4579	0,9
21	9927,6286	9927,6291	9927,6287	9927,6284	9927,6304	9927,6283	9927,6284	9927,6287	9927,6291	0,7
22	9927,7247	9927,7247	9927,7252	9927,7245	9927,7254	9927,7247	9927,7247	9927,7247	9927,7252	0,5
23	9927,7902	9927,7899	9927,7903	9927,7897	9927,7909	9927,7890	9927,7897	9927,7901	9927,7903	0,6
24	9927,9133	9927,9140	9927,9143	9927,9131	9927,9139	9927,9133	9927,9133	9927,9136	9927,9140	0,7

Data 04/08/2013										
Leste (coordenada x)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
2	5048,5865	5048,5862	5048,5875	5048,5871	5048,5877	5048,5861	5048,5862	5048,5868	5048,5875	1,3
3	5048,3239	5048,3235	5048,3248	5048,3239	5048,3250	5048,3233	5048,3235	5048,3239	5048,3248	1,3
4	5048,0399	5048,0391	5048,0409	5048,0398	5048,0409	5048,0383	5048,0391	5048,0399	5048,0409	1,8
5	5047,7765	5047,7762	5047,7772	5047,7770	5047,7767	5047,7750	5047,7762	5047,7766	5047,7770	0,8
6	5047,5051	5047,5053	5047,5061	5047,5051	5047,5058	5047,5041	5047,5051	5047,5052	5047,5058	0,7
7	5047,2138	5047,2137	5047,2150	5047,2140	5047,2146	5047,2120	5047,2137	5047,2139	5047,2146	0,9
8	5042,4494	5042,4486	5042,4510	5042,4485	5042,4499	5042,4488	5042,4486	5042,4491	5042,4499	1,3
9	5039,7370	5039,7367	5039,7379	5039,7368	-	5039,7361	5039,7367	5039,7368	5039,7370	0,3
10	5038,0245	5038,0239	-	-	5038,0250	5038,0228	5038,0228	5038,0242	5038,0250	2,2
11	5035,5249	5035,5249	5035,5263	5035,5253	5035,5256	5035,5228	5035,5249	5035,5251	5035,5256	0,7
12	5033,5945	5033,5940	5033,5950	5033,5945	5033,5964	5033,5932	5033,5940	5033,5945	5033,5950	1,0
13	5033,2244	5033,2246	5033,2256	5033,2236	5033,2250	5033,2230	5033,2236	5033,2245	5033,2250	1,4
14	5032,8893	5032,8894	5032,8921	5032,8899	5032,8917	5032,8884	5032,8893	5032,8897	5032,8917	2,4
15	5032,5852	5032,5848	5032,5868	5032,5855	5032,5863	5032,5842	5032,5848	5032,5854	5032,5863	1,5
16	5032,2940	5032,2943	5032,2955	5032,2940	5032,2955	5032,2927	5032,2940	5032,2942	5032,2955	1,5
17	5032,1407	5032,1403	5032,1431	5032,1402	5032,1416	5032,1390	5032,1402	5032,1405	5032,1416	1,4
18	5031,7463	5031,7461	5031,7491	5031,7461	5031,7491	5031,7477	5031,7461	5031,7470	5031,7491	3,0
19	5022,3867	5022,3850	5022,3886	5022,3852	5022,3884	5022,3850	5022,3850	5022,3860	5022,3884	3,4
20	5021,0255	5021,0256	5021,0293	5021,0239	5021,0254	5021,0220	5021,0239	5021,0255	5021,0256	1,7
21	5019,6794	5019,6811	5019,6812	5019,6794	5019,6827	5019,6776	5019,6794	5019,6803	5019,6812	1,8
22	5018,6089	5018,6089	5018,6107	5018,6090	5018,6106	5018,6089	5018,6089	5018,6090	5018,6106	1,7
23	5017,6598	5017,6599	5017,6616	5017,6599	5017,6615	5017,6564	5017,6598	5017,6599	5017,6615	1,7
24	5016,5002	5016,5001	5016,5019	5016,5003	5016,5001	5016,4984	5016,5001	5016,5002	5016,5003	0,2

Data 04/08/2013										
Cota (coordenada z)										
	d00	i00	d60	i60	d120	i120	q1	q2	q3	dq
2	100,4306	100,4305	100,4305	100,4305	100,4304	100,4305	100,4305	100,4305	100,4305	0,0
3	100,4381	100,4378	100,4380	100,4379	100,4380	100,4378	100,4378	100,4380	100,4380	0,2
4	100,4401	100,4399	100,4400	100,4399	100,4398	100,4398	100,4398	100,4399	100,4400	0,2
5	100,4360	100,4357	100,4357	100,4357	100,4358	100,4355	100,4357	100,4357	100,4358	0,1
6	100,4325	100,4324	100,4323	100,4324	100,4322	100,4323	100,4323	100,4324	100,4324	0,1
7	100,4279	100,4278	100,4278	100,4277	100,4279	100,4277	100,4277	100,4278	100,4279	0,2
8	100,5076	100,5075	100,5074	100,5075	100,5076	100,5073	100,5074	100,5075	100,5076	0,2
9	100,5857	100,5853	100,5857	100,5853	-	100,5855	100,5853	100,5855	100,5857	0,4
10	100,6109	100,6106	-	-	100,6109	100,6105	100,6105	100,6108	100,6109	0,4
11	100,6322	100,6321	100,6323	100,6321	100,6322	100,6320	100,6321	100,6322	100,6322	0,1
12	100,6067	100,6066	100,6068	100,6066	100,6068	100,6062	100,6066	100,6067	100,6068	0,2
13	100,6052	100,6050	100,6051	100,6052	100,6052	100,6052	100,6051	100,6052	100,6052	0,1
14	100,5732	100,5730	100,5733	100,5730	100,5732	100,5728	100,5730	100,5731	100,5732	0,2
15	100,5555	100,5553	100,5553	100,5554	100,5555	100,5551	100,5553	100,5554	100,5555	0,2
16	100,6345	100,6343	100,6343	100,6343	100,6343	100,6341	100,6343	100,6343	100,6343	0,0
17	100,6460	100,6457	100,6460	100,6458	100,6458	100,6458	100,6458	100,6458	100,6460	0,2
18	100,6053	100,6051	100,6054	100,6052	100,6049	100,6050	100,6050	100,6052	100,6053	0,3
19	100,5666	100,5663	100,5667	100,5663	100,5666	100,5663	100,5663	100,5665	100,5666	0,3
20	100,5665	100,5664	100,5664	100,5663	100,5664	100,5662	100,5663	100,5664	100,5664	0,1
21	100,5673	100,5671	100,5673	100,5671	100,5672	100,5670	100,5671	100,5672	100,5673	0,2
22	100,5659	100,5657	100,5658	100,5657	100,5659	100,5654	100,5657	100,5658	100,5659	0,2
23	100,5428	100,5426	100,5427	100,5426	100,5426	100,5424	100,5426	100,5426	100,5427	0,1
24	100,5324	100,5323	100,5323	100,5323	100,5323	100,5321	100,5323	100,5323	100,5323	0,0

ANEXO A – FORMULAÇÃO DO MÉTODO DAS VIGAS SOBRE APOIO ELÁSTICO

O elemento básico de viga sem as molas possui quatro graus de liberdade (Figura AP.A1). Com isso, a equação do deslocamento em qualquer ponto da viga na direção y é dada por v , onde:

$$v = c_1 + c_2 \times x + c_3 \times x^2 + c_4 \times x^3 \quad (1)$$

As condições de contorno são:

$$v(0) = q_1 \quad (2)$$

$$v'(0) = \theta_1 \quad (3)$$

$$v(L) = q_2 \quad (4)$$

$$v'(L) = \theta_2 \quad (5)$$

Com isso, a equação do deslocamento no ponto x é dado por:

$$v(x) = [v][f_1, f_2, f_3, f_4] \times \begin{bmatrix} q_1 \\ \theta_1 \\ q_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

Onde:

$$f_1 = \frac{1}{l^3} \times (2x^3 - 3x^2l + l^3) \quad (7)$$

$$f_2 = \frac{1}{l^3} \times (-x^3l + 2x^2l^2 - xl^3) \quad (8)$$

$$f_3 = \frac{1}{l^3} \times (-2x^3 + 3x^2l) \quad (9)$$

$$f_4 = \frac{1}{l^3} \times (-x^3l + x^2l^2) \quad (10)$$

A equação 6 acima pode ser transformada em matriz com a forma $v=[f].[q]$, onde $[f]$ é chamado de fator de forma do deslocamento. De acordo com o princípio de trabalho virtual, podemos calcular a matriz de rigidez do elemento de viga $[K_b]$ como:

$$[K_b] = \int_V [B]^T \cdot [C] \cdot [B] dV = \int_0^L \left[\frac{d^2 f}{dx^2} \right]^T EI \left[\frac{d^2 f}{dx^2} \right] dx \quad (11)$$

$$[K_b] = \begin{bmatrix} 12EI/l^3 & -6EI/l^2 & -12EI/l^3 & -6EI/l^2 \\ -6EI/l^2 & 4EI/l & 6EI/l^2 & 2EI/l \\ -12EI/l^3 & 6EI/l^2 & 12EI/l^3 & 6EI/l^2 \\ -6EI/l^2 & 2EI/l & 6EI/l^2 & 4EI/l \end{bmatrix} \quad (12)$$

Onde: E é o módulo de elasticidade da parede e I o momento de inércia.

A viga com apoio elástico é a viga com as reações considerando a mola do solo apresentado na Figura AP.A1. A função de forma é a mesma obtida para a viga básica. De acordo com o princípio do trabalho virtual, a energia de deslocamento interno do elemento é dada por:

$$\delta U = \int [\delta \varepsilon]^T [\sigma] dV = \int [\delta v]^T k_h [v] dV = \int [\delta q]^T \cdot [f]^T k_h [q] [f] dV \quad (13)$$

E o trabalho externo dado por

$$\delta W = [\delta q]^T \cdot [P] \quad (14)$$

Como a energia total externa deve ser equivalente ao trabalho externo:

$$k_h \int [f]^T [f] dV \cdot [q] = [P] \quad (15)$$

Sabendo que

$$[K_r] \cdot [q] = [P] \quad (16)$$

Então

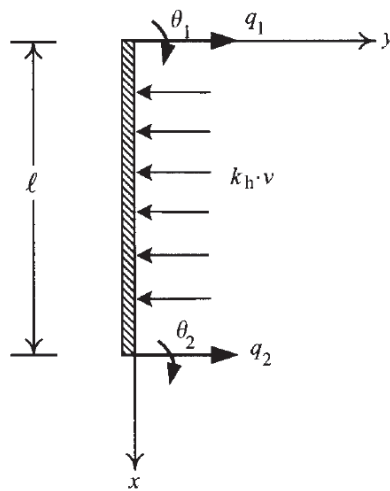
$$[K_r] = k_h \int [f]^T [f] dV \quad (17)$$

Onde $[K_r]$ é a matriz de rigidez das molas da viga:

$$[K_r] = \frac{k_h l}{420} \begin{bmatrix} 156 & -22l & 54 & 13l \\ -22l & 4l^2 & -13l & -3l^2 \\ 54 & -13l & 156 & 22l \\ 13l & -3l^2 & 22l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (18)$$

A matriz de rigidez do elemento de viga sobre apoio elástico $[K_e]$ é a soma da matriz de rigidez do elemento de viga $[K_b]$ e a matriz de rigidez da mola $[K_r]$.

Figura AP.A1 – Elemento de viga com apoios elásticos (Ou, 2006)



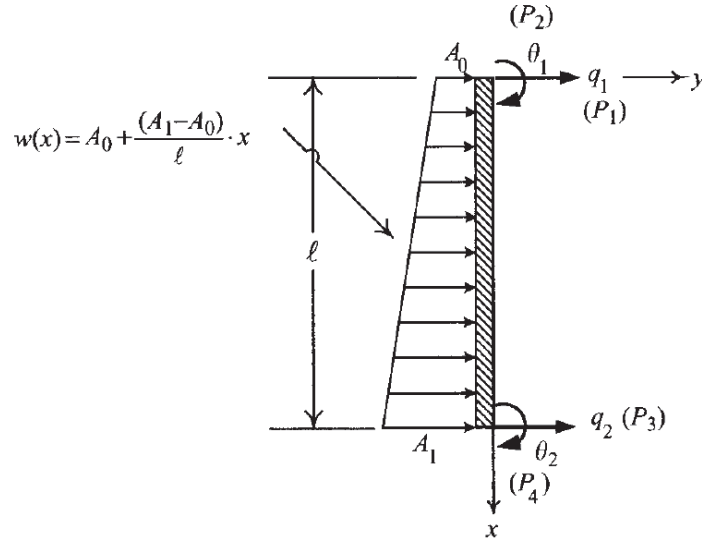
As forças externas agindo sobre o elemento de viga pode ser transformado em forças nodais, que podem ser obtidas pela equação 19.

$$[P] = \int_0^l [f]^T w(x) dx \quad (19)$$

Onde $[f]$ é o fator de forma do deslocamento e $w(x)$ é a pressão de terra, que é distribuída conforme Figura AP.A2 e pode ser expressada pela equação 20.

$$w(x) = A_0 + \frac{(A_1 - A_0)}{l} x \quad (20)$$

Figura AP.A2 – Pressão de terra sobre o elemento de viga transformado em forças nodais equivalentes



A força equivalente nodal em cada grau de liberdade é dada por:

$$P_1 = \int_0^l f_1 w(x) dx = \left(\frac{7}{20} A_0 + \frac{3}{20} A_1 \right) \cdot l \quad (21)$$

$$P_2 = \int_0^l f_2 w(x) dx = - \left(\frac{1}{20} A_0 + \frac{1}{30} A_1 \right) \cdot l^2 \quad (22)$$

$$P_3 = \int_0^l f_3 w(x) dx = \left(\frac{3}{20} A_0 + \frac{7}{20} A_1 \right) \cdot l \quad (23)$$

$$P_4 = \int_0^l f_4 w(x) dx = \left(\frac{1}{30} A_0 + \frac{1}{20} A_1 \right) \cdot l^2 \quad (24)$$

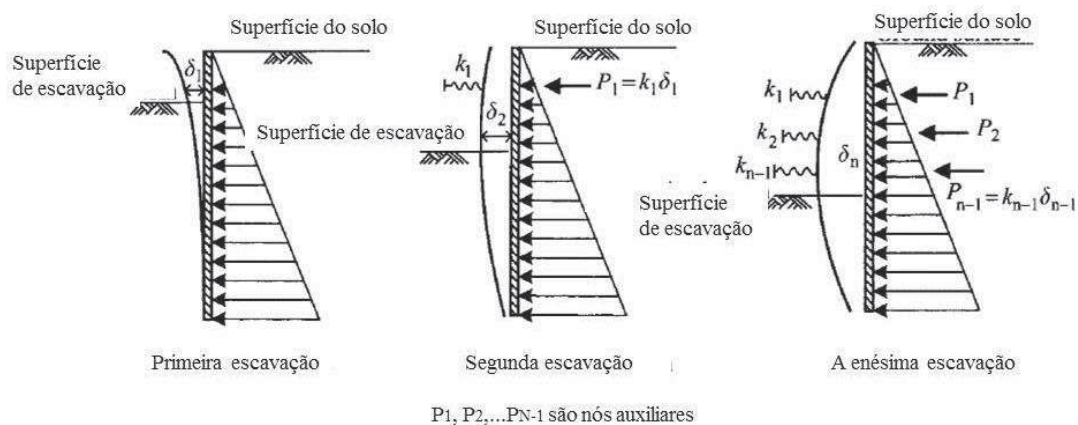
Com as combinações das matrizes de rigidezes dos elementos de viga com apoio elástico [Ke] obtemos a matriz de rigidez global [K]. Sobrepondo as forças nodais de todos os elementos de viga obtêm-se a matriz equivalente das forças externas [P0]. Considerando a matriz [q] sendo a matriz que representa os deslocamentos das forças nodais de todos os elementos, obtemos a relação força deslocamento da parede de contenção expressada segundo equação 25:

$$[K] \cdot [q] = [P_0] \quad (25)$$

A matriz de rigidez deve compreender a rigidez de todos os elementos estruturais incluindo lajes, grampos, tirantes. Como estes elementos são impostos após parte da escavação, a rigidez destes elementos são adicionados à parcela direita da equação 25, conforme apresentado na Figura AP.A3 e na equação 26.

$$[K] \cdot [q] = [P_0] + [P_{aux}] \quad (26)$$

Figura AP.A3 – Forças auxiliares (modificado de Ou, 2006)



ANEXO B – LAUDOS DE SONDAGEM

As Figuras AP.B1 a AP.B12 a seguir referem-se aos laudos de sondagem executados cuja localização é apresentada na Figura 3.1.

Figura AP.B1 – Laudo de sondagem SPT 01

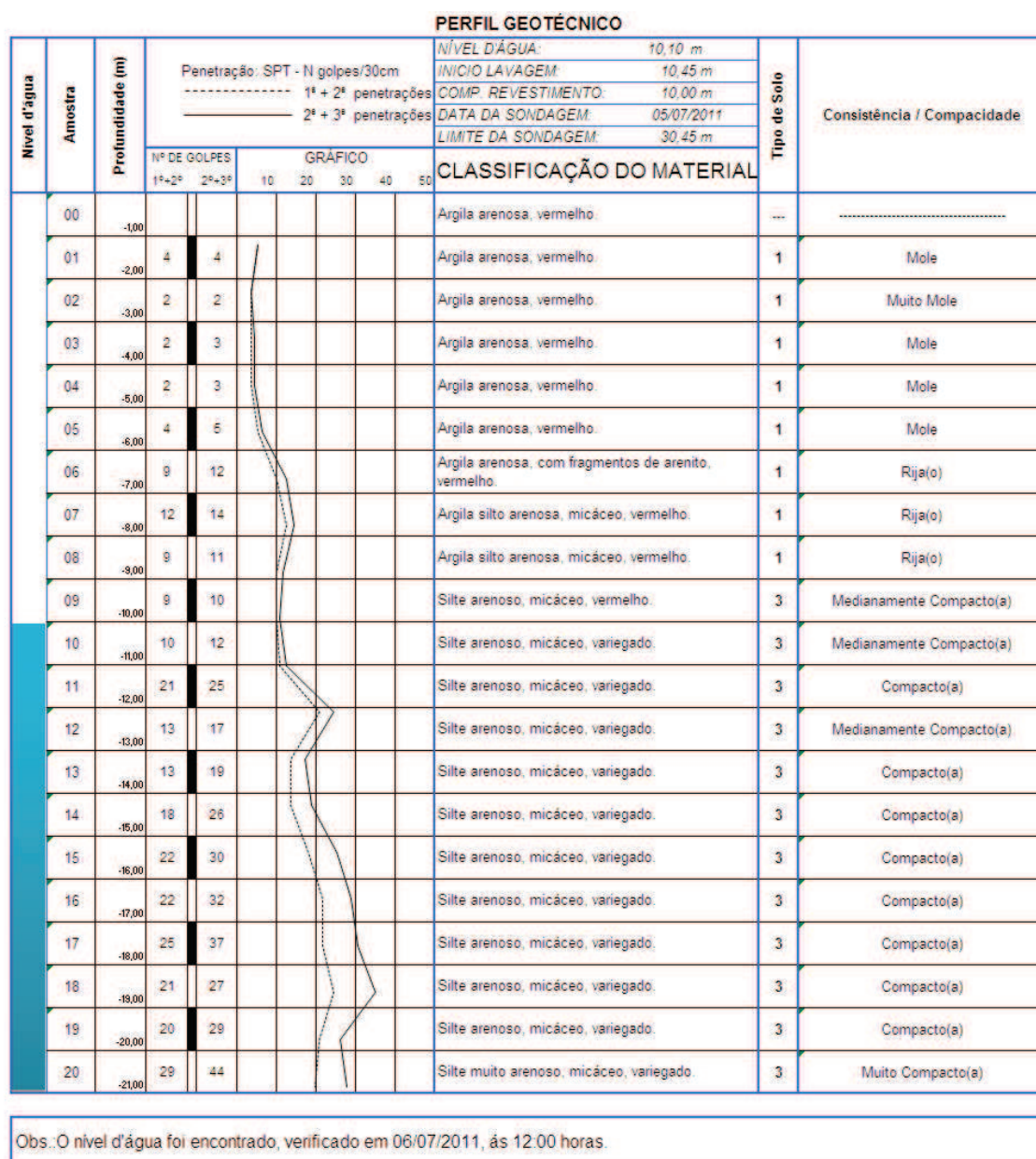


Figura AP.B2 – Laudo de sondagem SPT 01 (continuação)

PERFIL GEOTÉCNICO													
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		NÍVEL D'ÁGUA: 10,10 m					Tipo de Solo	Consistência / Compacidade		
			----- 1ª + 2ª penetrações		INÍCIO LAVAGEM: 10,45 m								
			----- 2ª + 3ª penetrações		COMP. REVESTIMENTO: 10,00 m								
			Nº DE GOLPES		DATA DA SONDAGEM: 05/07/2011					LÍMITE DA SONDAGEM: 30,45 m			
			1ª+2ª		2ª+3ª		GRÁFICO					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
					10	20	30	40	50				
	21	-22,00	23	30						3	Compacto(a)		
	22	-23,00	30	43						3	Muito Compacto(a)		
	23	-24,00	23	31						2	Dura(o)		
	24	-25,00	30	42						3	Muito Compacto(a)		
	25	-26,00	26	33						3	Compacto(a)		
	26	-27,00	29	43						3	Muito Compacto(a)		
	27	-28,00	27	40						3	Compacto(a)		
	28	-29,00	21	27						3	Compacto(a)		
	29	-30,00	28	40						3	Compacto(a)		
	30	-31,00	32	44						3	Muito Compacto(a)		
		-32,00											
		-33,00											
		-34,00											
		-35,00											
		-36,00											
		-37,00											
		-38,00											
		-39,00											
		-40,00											
		-41,00											
		-42,00											

Obs.:O nível d'água foi encontrado, verificado em 06/07/2011, às 12:00 horas.

Figura AP.B5 – Laudo de sondagem SPT 03

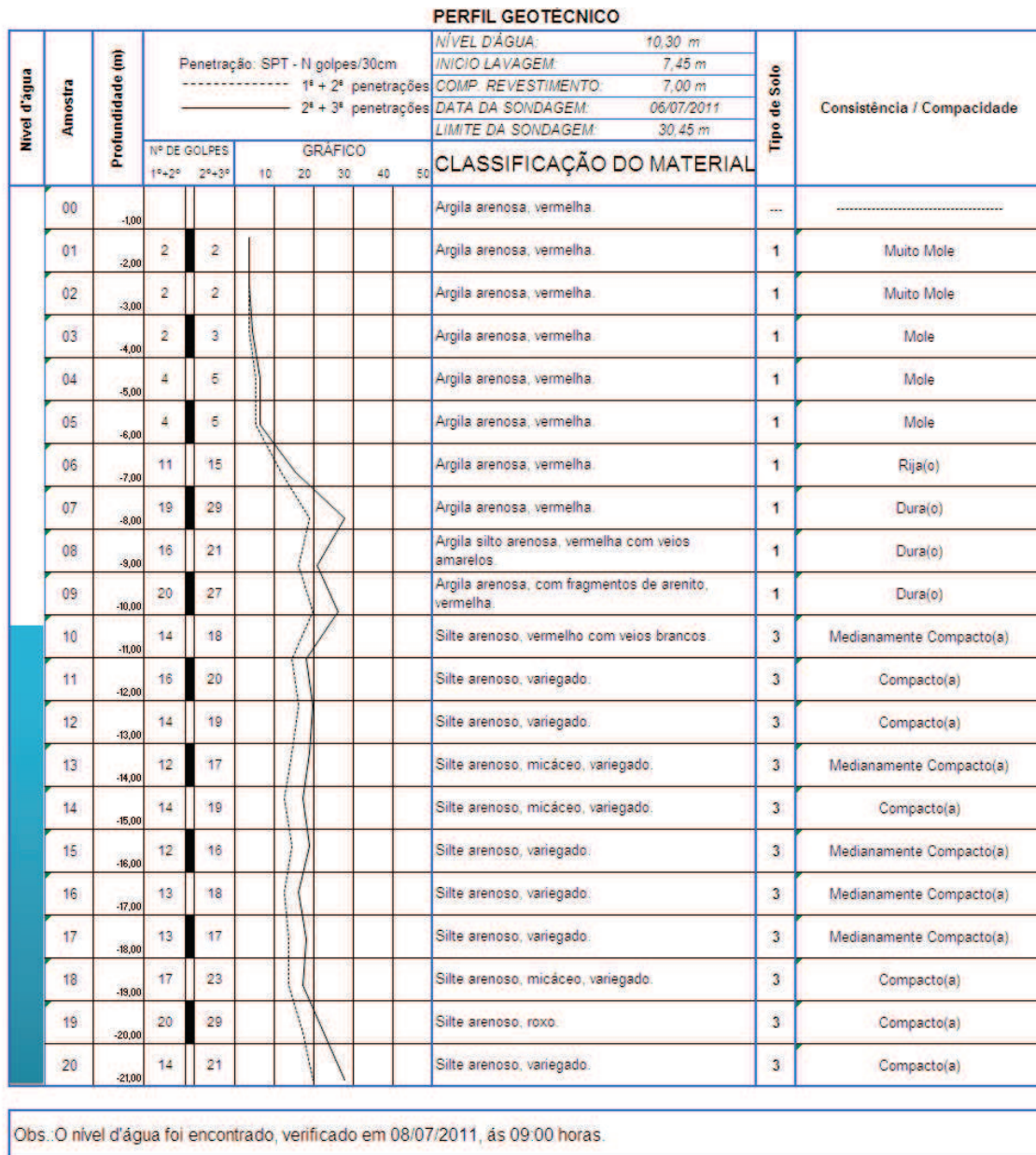


Figura AP.B9 – Laudo de sondagem SPT 05

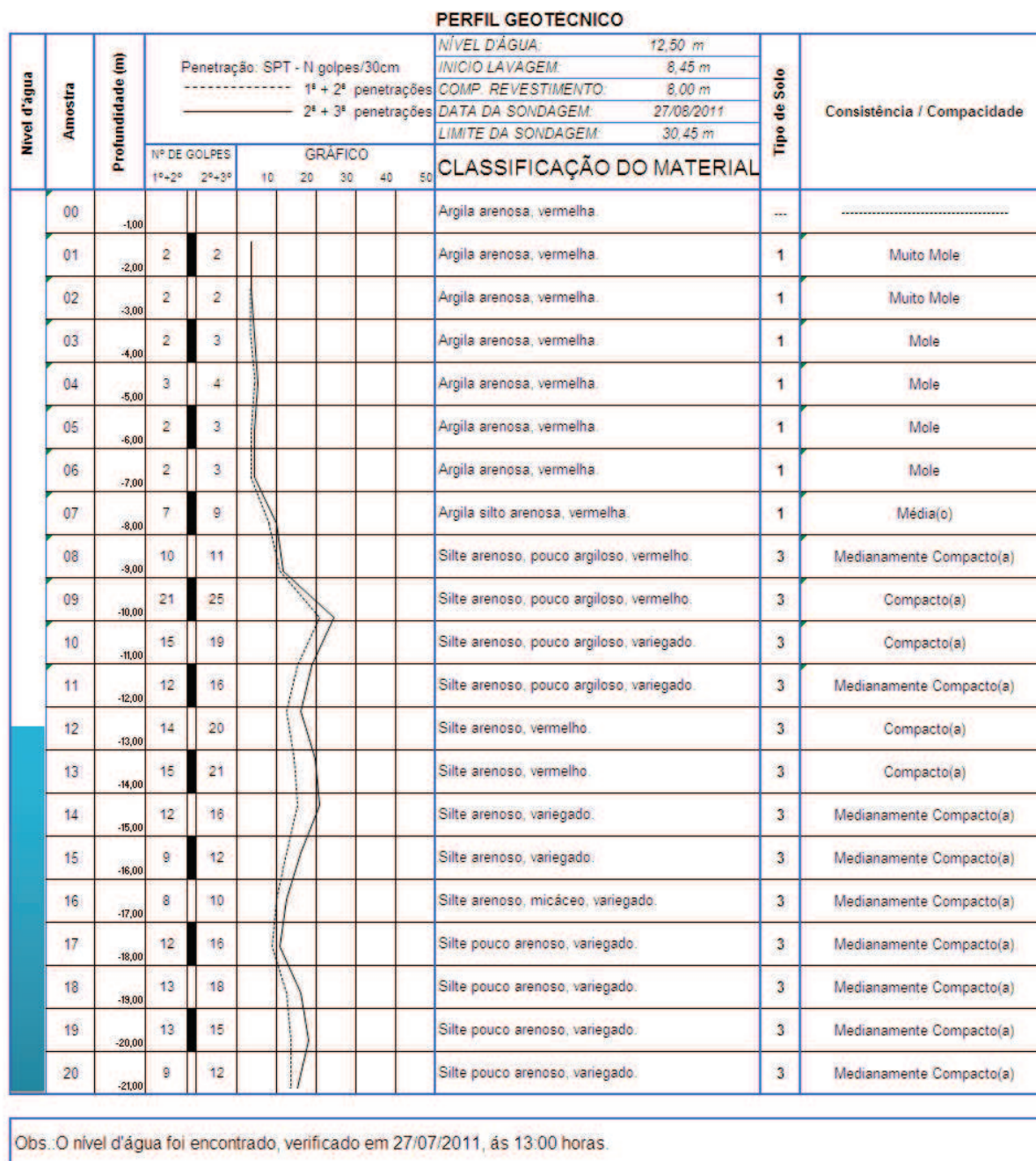


Figura AP.B10 – Laudo de sondagem SPT 05 (continuação)

PERFIL GEOTECNICO												
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		NÍVEL D'ÁGUA: 12,50 m					Tipo de Solo	Consistência / Compacidade	
			----- 1ª + 2ª penetrações		INÍCIO LAVAGEM: 8,45 m							
			————— 2ª + 3ª penetrações		COMP. REVESTIMENTO: 8,00 m							
			Nº DE GOLPES		DATA DA SONDADEM: 27/08/2011							
			1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50	LIMITE DA SONDADEM: 30,45 m		
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL												
	21	-22,00	10	14						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	22	-23,00	10	12						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	23	-24,00	10	14						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	24	-25,00	10	12						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Medianamente Compacto(a)
	25	-26,00	14	19						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
	26	-27,00	11	20						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
	27	-28,00	17	19						Silte pouco arenoso, amarelo.	3	Compacto(a)
	28	-29,00	20	23						Silte pouco arenoso, amarelo.	3	Compacto(a)
	29	-30,00	19	23						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
	30	-31,00	23	27						Silte pouco arenoso, variegado.	3	Compacto(a)
		-32,00										
		-33,00										
		-34,00										
		-35,00										
		-36,00										
		-37,00										
		-38,00										
		-39,00										
	-40,00											
	-41,00											
	-42,00											

Obs.:O nível d'água foi encontrado, verificado em 27/07/2011, às 13:00 horas.

AP.B12 – Laudo de sondagem SPT 06 (continuação)

PERFIL GEOTÉCNICO															
Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm					NÍVEL D'ÁGUA: 12,70 m					Tipo de Solo	Consistência / Compacidade	
			----- 1ª + 2ª penetrações					INÍCIO LAVAGEM: 8,45 m							
			————— 2ª + 3ª penetrações					COMP. REVESTIMENTO: 8,00 m							
			Nº DE GOLPES		GRÁFICO					DATA DA SONDAAGEM: 29/08/2011					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50	LÍMITE DA SONDAAGEM: 27,30 m					
	21	-22,00	23	36									3	Compacto(a)	
	22	-23,00	26	42									3	Muito Compacto(a)	
	23	-24,00	22	35									3	Compacto(a)	
	24	-25,00	25	39									3	Compacto(a)	
	25	-26,00	31	48											
	26	-27,00	33	48									3	Muito Compacto(a)	
	27	-28,00	44	26/15									3	Muito Compacto(a)	
		-29,00													
		-30,00													
		-31,00													
		-32,00													
		-33,00													
		-34,00													
		-35,00													
		-36,00													
		-37,00													
		-38,00													
		-39,00													
		-40,00													
		-41,00													
		-42,00													

Obs.:O nível d'água foi encontrado, verificado em 29/08/2011, às 17:30 horas.

ANEXO C – AJUSTE DA ESTAÇÃO TOTAL

O procedimento para ajuste da Estação Total foi realizada conforme explanado abaixo conforme manual TOPCON (2007).

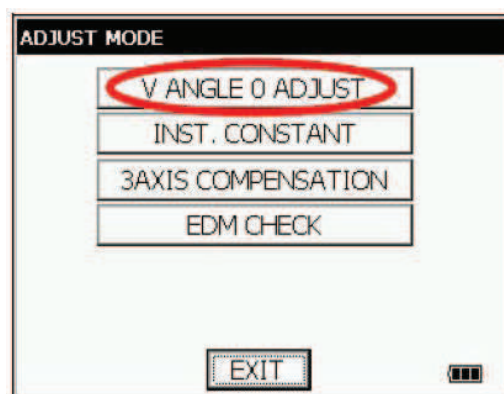
- ◆ Nivelou o instrumento corretamente sobre o tripé
- ◆ Apertou o ícone “ADJUST”

Figura AP.C1 – Painel de configurações da Estação Total



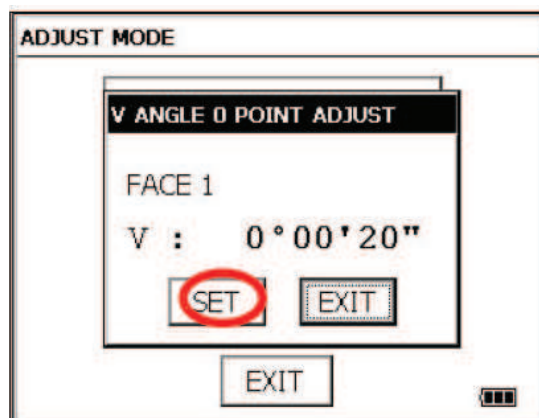
- ◆ Apertou o ícone “V ANGLE 0 ADJUST”

Figura AP.C2 – Painel de Ajuste do tipo de configuração



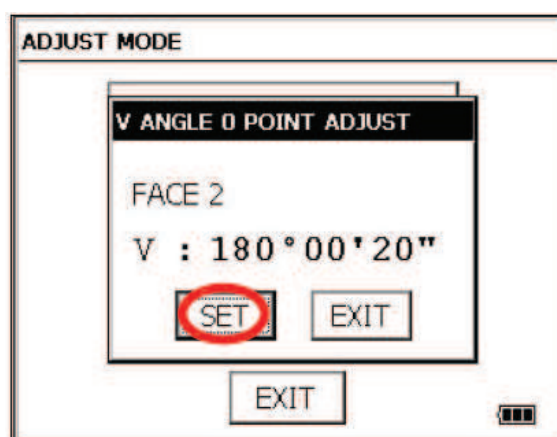
- ◆ Colimou o telescópio na posição direta no alvo A
- ◆ Apertou a chave “SET”

Figura AP.C3 – Painel de ajuste do ângulo vertical



- ◆ Colimou o telescópio na posição invertida no alvo A
- ◆ Apertou a chave “SET”.

Figura AP.C4 – Painel de ajuste



Checou se a soma do ângulo medido na posição direta e invertida coincide em 360° numa nova medida ao alvo “A”.