



**Rebecca Pezzodipane Cobe**

**Comportamento de um aterro construído  
sobre solo mole e sua influência no esta-  
queamento adjacente**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão  
Co-Orientador: Prof. Sandro Salvador Sandroni

Rio de Janeiro  
Novembro de 2017



**Rebecca Pezzodipane Cobe**

**Comportamento de um aterro construído  
sobre solo mole e sua influência no  
estaqueamento adjacente**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Sandro Salvador Sandroni**

Co-Orientador

Geoprojetos Ltda

**Prof. Pedricto Rocha Filho**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Francisco de Rezende Lopes**

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Prof. Márcio da Silveira Carvalho**

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 17 de novembro de 2017.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, da orientadora e da universidade.

### **Rebecca Pezzodipane Cobe**

Graduou-se em Engenharia Civil pela Ufes (Universidade Federal do Espírito Santo) em Vitória, Espírito Santo em agosto de 2015. Ingressou no mestrado na PUC-Rio em agosto de 2015, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Solos Moles, com base em um estudo de caso.

#### Ficha Catalográfica

Cobe, Rebecca Pezzodipane

Comportamento de um aterro construído sobre solo mole e sua influência no estaqueamento adjacente / Rebecca Pezzodipane Cobe ; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão ; co-orientador: Sandro Salvador Sandroni. – 2017.  
145 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2017.  
Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Solos moles. 3. Aterros. 4. Sobrecarga assimétrica. 5. Deslocamentos horizontais em estacas. I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Sandroni, Sandro Salvador. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Aos meus pais, Glória e Fernando.

## Agradecimentos

A Deus, por me guiar constantemente em todas as decisões e por iluminar o meu caminho durante mais esta caminhada.

Aos meus pais, por estimularem os meus estudos e, principalmente, por não medirem esforços para que eu chegasse a conclusão de mais esta etapa da minha vida.

Aos meus orientadores, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão e Sandro Salvador Sandroni, pela oportunidade, pelo apoio e por todas as orientações e ensinamentos dados ao longo de todo o projeto.

Ao ex-professor e amigo Patrício José Moreira Pires, por ter sido um grande incentivador do meu mestrado na PUC-Rio.

A todos os professores da engenharia civil da PUC-Rio pelos enriquecedores ensinamentos.

Aos funcionários do departamento, pela colaboração ao longo dos anos na PUC-Rio e pelo convívio prazeroso.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

Aos colegas da Geoconsult, em especial aos mestres Prof. Uberescilas Polido e Hugo França, pela disponibilização dos dados do aterro e pela presteza em me ajudar em todos os momentos que precisei. Aproveito a oportunidade para parabenizá-los pela brilhante iniciativa na realização do aterro experimental.

Ao Fernando Oliveira e Yargo Pezzim, pelo apoio e pela boa vontade em me ajudar.

À Thaís Klein e Raylane Castoldi, pelo companheirismo ao longo do tempo que convivemos juntas no Rio de Janeiro.

À minha família, pela torcida e apoio de sempre.

Aos amigos do mestrado, por todo conhecimento compartilhado e pela convivência diária.

Aos amigos da vida, por toda a compreensão e pelos momentos de descontração, que tornam a caminhada mais leve.

Por fim, agradeço ao meu namorado Ciro Loyola, que me acompanhou ao longo de mais esta jornada, por toda a compreensão e apoio.

## Resumo

Cobe, Rebecca Pezzodipane; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Orientador); Sandroni, Sandro Salvador (Co-orientador). **Comportamento de um aterro construído sobre solo mole e sua influência no estaqueamento adjacente**. Rio de Janeiro, 2017. 145 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Este estudo analisa o caso de um aterro experimental construído em escala real ao lado de um estaqueamento, em um terreno composto por uma espessa camada de argila mole, situado na baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro. No local do aterro, foi realizada uma vasta investigação geotécnica e um monitoramento composto por placas de recalque, piezômetros e inclinômetros instalados ao longo da profundidade do terreno e das estacas adjacentes ao aterro. O movimento horizontal do solo na extremidade do aterro devido à natureza assimétrica do carregamento gera esforços ao longo da profundidade das estacas instaladas na adjacência dessa sobrecarga. Esse fenômeno, conhecido na literatura brasileira como “Efeito Tschebotarioff” é influenciado por diversos fatores, entre eles pelo adensamento do solo, pelo efeito de grupo e pela distância do estaqueamento em relação à base do aterro, cujas análises de suas influências fazem parte do objetivo desse trabalho. A influência do adensamento no desenvolvimento dos deslocamentos horizontais em profundidade foi analisada com base nos resultados obtidos por meio da instrumentação de campo. Já as influências do efeito de grupo e da distância do estaqueamento em relação à base do aterro foram analisadas por meio de uma análise numérica bidimensional utilizando o programa Plaxis 2D. Os resultados da instrumentação mostraram que a razão entre os deslocamentos horizontais máximos e os recalques é de cerca de 0,16 ao longo de todo o alteamento do aterro. Com relação à modelagem numérica, seus resultados mostraram que o efeito de grupo pode reduzir os deslocamentos horizontais nas estacas traseiras em cerca de 14% e os momentos fletores em até 58%. Além disso, foi observado que os deslocamentos horizontais e esforços nas estacas somente podem ser considerados desprezíveis a partir de distâncias correspondentes a cerca de 2,5 vezes a espessura de solo mole.

## Palavras-chave

Solos moles; aterros; sobrecarga assimétrica; deslocamentos horizontais em estacas

## Abstract

Cobe, Rebecca Pezzodipane; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Advisor); Sandroni, Sandro Salvador (Co-Advisor). **Behavior of an embankment constructed on a soft clay foundation and its influence on the adjacent piles.** Rio de Janeiro, 2017. 145 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This study analyzes the case of an experimental embankment constructed in real scale alongside a pile group in a field composed of a thick layer of soft clay, located in the lowland of Jacarepaguá, Rio de Janeiro. The monitoring of the experiment was composed by settlement plates, piezometers and inclinometers installed throughout the depth of the ground and piles adjacent to the embankment. The horizontal movement of the soil at the border of the embankment generates stresses along the depth of the piles installed adjacent to the surcharge due to the asymmetric nature of this load. This phenomenon, known in the Brazilian literature as the "Tschebotarioff Effect", is influenced by several factors. In this work, the influence factors that were studied are the soil consolidation, the group effect and the distance of the piles from the base of the embankment. The influence of the consolidation on the development of deep horizontal displacements was analyzed based on the results obtained through field instrumentation. On the other hand, the influence of the group effect and the distance of the piles from the embankment base were analyzed using a two-dimensional numerical analysis in the Plaxis 2D program. The results of the instrumentation showed that the ratio between the maximum horizontal displacements and the settlements is around 0,16 throughout the entire embankment elevation. Regarding numerical modeling, their results showed that the group effect can reduce horizontal displacements in the rear piles by around 14% and the bending moments by up to 58%. In addition, it has been observed that horizontal displacements and stresses on the piles can only be considered negligible from distances corresponding to about 2.5 times the soft soil thickness.

## Keywords

Soft soils; embankments; asymmetric surcharges; pile horizontal displacements

# Sumário

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>Introdução.....</b>  | <b>21</b> |
| 1.1      | Objetivos.....  | 22        |
| 1.2      | Estrutura do trabalho .....   | 23        |
| <b>2</b> | <b>Revisão Bibliográfica.....</b>   | <b>24</b> |
| 2.1      | Comportamento de aterros sobre solos moles.....   | 24        |
| 2.1.1    | Estimativa da poropressão .....   | 30        |
| 2.1.2    | Análise dos deslocamentos horizontais .....   | 32        |
| 2.1.3    | Análise da estabilidade de aterros .....  | 35        |
| 2.2      | Efeito de sobrecargas assimétricas em estacas.....  | 37        |
| 2.2.1    | Principais fatores de influência .....  | 40        |
| 2.2.1.1. | Intensidade do carregamento .....   | 40        |
| 2.2.1.2. | Fator de segurança.....   | 40        |
| 2.2.1.3. | Características da camada compressível.....   | 42        |
| 2.2.1.4. | Características das estacas .....   | 43        |
| 2.2.1.5. | Distância das estacas à sobrecarga .....  | 43        |
| 2.2.1.6. | Efeito de grupo .....   | 44        |
| 2.2.1.7. | Tempo/Adensamento.....  | 45        |
| <b>3</b> | <b>Estudo de Caso .....</b>   | <b>48</b> |
| 3.1      | Configuração do aterro experimental .....   | 48        |
| 3.1.1    | Aterro .....  | 51        |
| 3.1.2    | Estaqueamento.....  | 54        |
| 3.1.3    | Instrumentação .....  | 57        |
| 3.1.3.1. | Placas de Recalque .....  | 57        |
| 3.1.3.2. | Piezômetros.....  | 57        |
| 3.1.3.3. | Inclinômetros .....   | 59        |
| 3.1.4    | Investigação geotécnica .....   | 62        |
| 3.1.4.1. | Perfil do Terreno .....   | 65        |
| 3.1.4.2. | Caracterização do solo mole.....  | 72        |
| <b>4</b> | <b>Análise dos resultados da instrumentação de campo.....</b>   | <b>76</b> |
| 4.1      | Poropressões .....  | 76        |
| 4.2      | Deslocamentos.....  | 85        |
| 4.2.1    | Deslocamentos verticais .....   | 85        |
| 4.2.2    | Deslocamentos horizontais .....   | 86        |
| 4.2.2.1. | Evolução dos deslocamentos horizontais máximos .....  | 88        |
| 4.2.2.2. | Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos<br>diferentes inclinômetros do teste .....             | 90        |
| 4.2.2.3. | Variação dos perfis de deslocamentos horizontais ao longo do<br>tempo .....                                 | 94        |
| 4.2.2.4. | Avaliação da relação entre os deslocamentos horizontais máxi-<br>mos e os recalques ao longo do tempo ..... | 99        |



|          |  |     |
|----------|--|-----|
| 4.3      | Análise da estabilidade do aterro.....   | 101 |
| 5        | Modelo Numérico .....  | 106 |
| 5.1      | Geometria .....  | 106 |
| 5.2      | Modelos Constitutivos .....  | 109 |
| 5.3      | Sequência construtiva .....  | 111 |
| 5.4      | Estimativa dos parâmetros.....   | 112 |
| 5.4.1    | Camadas simuladas com modelo <i>Hardening Soil</i> .....   | 112 |
| 5.4.1.1. | Parâmetros relativos à permeabilidade .....  | 113 |
| 5.4.1.2. | Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento .....   | 114 |
| 5.4.1.3. | Parâmetros relativos à deformabilidade do solo.....  | 115 |
| 5.4.1.4. | Faixa de valores estimada para os parâmetros das camadas<br>modeladas com o modelo <i>Hardening Soil</i> .....                         | 116 |
| 5.4.2    | Camadas simuladas com modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....  | 117 |
| 5.4.2.1. | Parâmetros relativos à permeabilidade .....  | 118 |
| 5.4.2.2. | Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento .....   | 119 |
| 5.4.2.3. | Parâmetros relativos à compressibilidade.....  | 119 |
| 5.4.2.4. | Faixa de valores adotada para os parâmetros das camadas<br>modeladas com o modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....                         | 120 |
| 5.5      | Ajuste dos parâmetros.....   | 121 |
| 6        | Análise Numérica .....   | 122 |
| 6.1      | Comparação dos resultados da análise numérica com os resulta-<br>dos medidos pela instrumentação de campo .....                        | 122 |
| 6.2      | Análises paramétricas para avaliação dos fatores de influência<br>nos esforços desenvolvidos ao longo da profundidade das estacas..... | 126 |
| 6.2.1    | Efeito de grupo.....   | 127 |
| 6.2.2    | Efeito da distância em relação à base do aterro .....  | 133 |
| 7        | Considerações finais .....   | 138 |
| 7.1      | Conclusões .....   | 138 |
| 7.2      | Sugestões para pesquisas futuras .....   | 140 |
|          | Referências Bibliográficas .....   | 141 |

## Lista de Figuras

|  |    |
|--|----|
| Figura 2.1 – Fases do comportamento das argilas de fundação: a) Construção - não drenada, b) longo prazo - drenada. (Tavenas e Leroueil, 1980) .....     | 24 |
| Figura 2.2 – Variação da poropressão com o acréscimo de tensão vertical (Leroueil <i>et al.</i> , 1978b) .....   | 26 |
| Figura 2.3 – Trajetórias de tensões totais e efetivas na fundação de um aterro durante sua construção (Tavenas <i>et al.</i> , 1979) .....               | 27 |
| Figura 2.4 – Comparação das poropressões medidas com as estimadas por diferentes métodos (Tavenas e Leroueil, 1980) .....                                | 29 |
| Figura 2.5 – Perfis de deslocamento horizontal medidos e estimados (Tavenas <i>et al.</i> , 1979) .....  | 30 |
| Figura 2.6 – Compilação da poropressão medida nas argilas de fundação de aterros nos primeiros estágios do carregamento (Tavenas e Leroueil, 1980) ..... | 31 |
| Figura 2.7 – Definição da geometria e parâmetros de deformação (Tavenas <i>et al.</i> , 1979) .....  | 32 |
| Figura 2.8 – Relação entre os deslocamentos horizontais máximos e os recalques durante a fase de construção do aterro (Tavenas e Leroueil, 1980) .....   | 33 |
| Figura 2.9 – Relação entre os deslocamentos horizontais máximos e os recalques após o final da construção (Tavenas e Leroueil, 1980) .....               | 34 |
| Figura 2.10 – Definição de $V_v/V_h$ para a) aterro de pequena largura e b) aterro de grande largura.....  | 36 |
| Figura 2.11 – Exemplos de ocorrência do fenômeno de “Efeito Tschebotarioff” (Kuralowicz, 2006).....  | 38 |
| Figura 2.12 – Desenvolvimento dos deslocamentos horizontais e momentos fletores com o aumento do carregamento (Stewart <i>et al.</i> , 1994a) .....      | 41 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.13 – Variação do fator de grupo com o espaçamento relativo entre estacas (Qin e Guo, 2012) .....   | 45 |
| Figura 3.1 – Localização do aterro experimental.....  | 48 |
| Figura 3.2 – Projeção em 3D do aterro experimental.....   | 49 |
| Figura 3.3 – Planta baixa do aterro experimental.....   | 50 |
| Figura 3.4 – Corte vertical AA indicado na Figura 3.3 .....   | 51 |
| Figura 3.5 – Foto da face envelopada do talude adjacente ao estaqueamento (Geoconsult) .....  | 52 |
| Figura 3.6 – Seções transversais das estacas .....  | 54 |
| Figura 3.7 – Foto da grelha de vigas que interligam os blocos de coroamento das estacas (Geoconsult).....   | 55 |
| Figura 3.8 – Seção transversal da viga .....  | 56 |
| Figura 3.9 – Croquis de instalação dos piezômetros elétricos (Oliveira, 2015) .....   | 59 |
| Figura 3.10 – Foto com detalhe do inclinômetro IV11 instalado no interior da uma estaca E12 (Geoconsult).....   | 61 |
| Figura 3.11 – Posição das ilhas de investigação complementares .....  | 64 |
| Figura 3.12 – Corte vertical BB indicado na Figura 3.3 .....  | 65 |
| Figura 3.13 – Gráficos com NSPT, umidade e limites de Atterberg ao longo da profundidade.....   | 66 |
| Figura 3.14 – Resultados do ensaio de piezocone CPTu01 ao longo da profundidade .....   | 67 |
| Figura 3.15 – Classificação das camadas do terreno com base nos índices $I_{CRW}$ e $I_c$ .....   | 71 |
| Figura 3.16 – Gráficos que relacionam a razão de sobreadensamento (OCR) e a resistência não drenada ( $S_u$ ) ao longo das camadas de solo mole .....         | 75 |
| Figura 4.1 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de $z=6,9m$ .....  | 77 |
| Figura 4.2 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de $z=10,9m$ ..... | 77 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 4.3 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de $z=13,9\text{m}$ .....            | 78 |
| Figura 4.4 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de $z=19,9\text{m}$ .....            | 78 |
| Figura 4.5 – Variação da carga piezométrica ao longo da profundidade durante o alteamento aterro para os piezômetros posicionados nas verticais PZ1 e PZ2 .....                 | 80 |
| Figura 4.6 – Variação do parâmetro $B$ ao longo do alteamento do aterro....   | 81 |
| Figura 4.7 – Ábaco do fator de influência da tensão vertical em aterros extensos (Osterbeg, 1957) .....   | 82 |
| Figura 4.8 – Parâmetro $B$ obtido nos piezômetros posicionados na vertical PZ1 ao longo da camada de argila mole espessa .....  | 84 |
| Figura 4.9 – Variação da tensão efetiva ao longo do alteamento do aterro .....  | 85 |
| Figura 4.10 – Recalques induzidos pelo alteamento do aterro, medidos pelas placas de recalque PR1, PR2 e PR3 .....  | 86 |
| Figura 4.11 – Localização dos inclinômetros.....  | 87 |
| Figura 4.12 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos ao longo do tempo/alteamento do aterro.....  | 89 |
| Figura 4.13 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 29/06/2013 (2 dias após a execução do alteamento para a altura de aterro de 2,20m) .....        | 91 |
| Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 10/07/2013 (imediatamente após a execução do alteamento para a altura de aterro de 4,55m) ..... | 91 |
| Figura 4.15 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 01/08/2013 (imediatamente após a execução do alteamento para a altura de aterro de 6,40m) ..... | 92 |
| Figura 4.16 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 02/09/2013 (33 dias após a execução do alteamento para a altura de aterro de 6,40m) .....       | 92 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 4.17 – Variação dos perfis de deslocamentos horizontais medido pelo inclinômetro IV4 (instalado no terreno) ao longo dos alteamentos do aterro .....  | 95  |
| Figura 4.18 – Variação dos perfis de deslocamentos horizontais medido pelo inclinômetro IV7 (instalado no interior da estaca E9) ao longo dos alteamentos do aterro .....                                    | 96  |
| Figura 4.19 – Comparação dos perfis de deslocamentos horizontais normalizados obtidos no inclinômetro IV4 com a curva proposta por Bourges e Mieussens (1979).....   | 98  |
| Figura 4.20 – Relação dos deslocamentos horizontais medidos nos IV4 e IV8 com o recalque medido pela PR1 .....   | 100 |
| Figura 4.21 – Relação $V_v/V_h$ ao longo do tempo/alteamento do aterro .....   | 102 |
| Figura 4.22 – Relação $dV_v/dV_h$ ao longo do tempo/alteamento do aterro ..  | 103 |
| Figura 4.23 – Relação $V_v/V_h$ iniciada a partir do 10º dia do alteamento do aterro .....   | 104 |
| Figura 4.24 – Relação $V_v/V_h$ iniciada a partir do 25º dia do alteamento do aterro .....   | 104 |
| Figura 4.25 – Análise da estabilidade do aterro pelo método do equilíbrio limite .....   | 105 |
| Figura 5.1 – Cortina contínua equivalente.....   | 107 |
| Figura 5.2 – Curvas de interação $M_p \times N$ das estacas pré-moldadas $\varnothing 50\text{cm}$ e $\varnothing 60\text{cm}$ .....   | 109 |
| Figura 5.3 – Variação de $\alpha$ em função da densidade relativa (Kulhawy e Mayne, 1990) .....  | 115 |
| Figura 6.1 – Geometria utilizada na modelagem numérica para simulação do aterro experimental .....   | 122 |
| Figura 6.2 – Malha deformada obtida na modelagem no último estágio do alteamento (fase 22), com as deformações escalados em 3 vezes .....  | 123 |
| Figura 6.3 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 29/06/13 (2 dias após o alteamento para uma altura de aterro de 2,20m).....      | 123 |
| Figura 6.4 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 10/07/13 (imediatamente após o alteamento para uma altura de aterro de 4,55m) .. | 124 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 6.5 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 31/07/13 (imediatamente após o alteamento para uma altura de aterro de 6,40m) .. | 124 |
| Figura 6.6 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 02/09/13 (33 dias após o alteamento para uma altura de aterro de 6,40m) .....    | 125 |
| Figura 6.7 – Geometrias utilizadas para análise do efeito “sombra” .....   | 128 |
| Figura 6.8 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estacas E3 para as 3 geometrias modeladas para a altura de aterro de 3,05m (fase 10) .....                             | 129 |
| Figura 6.9 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momento fletores da fileira de estacas E3 para as 3 geometrias modeladas para a altura de aterro de 6,40m (fase 20) .....                              | 129 |
| Figura 6.10 – Geometrias utilizadas para análise do efeito das estacas traseiras na estaca mais próxima ao aterro .....  | 131 |
| Figura 6.11 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estacas E1 para as 3 geometrias modeladas e altura de aterro de 3,05m (fase 10) .....                                 | 132 |
| Figura 6.12 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estacas E1 para as 3 geometrias modeladas e altura de aterro de 6,40m (fase 20) .....                                 | 133 |
| Figura 6.13 – Geometria da fileira de estaca posicionada a uma distância de 3,0m da base do aterro (distância mínima adotada nas análises paramétricas) .....  | 134 |
| Figura 6.14 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estaca a diferentes distâncias à base do aterro para altura de aterro de 3,05m (fase 10) .....                        | 135 |
| Figura 6.15 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estaca a diferentes distâncias à base do aterro para altura de aterro de 6,40m (fase 20) .....                        | 135 |
| Figura 6.16 – Efeito da distância da estaca em relação à base do aterro nos deslocamentos horizontais máximos na fileira de estaca .....   | 136 |
| Figura 6.17 – Efeito da distância da estaca em relação à base do aterro nos momentos fletores máximos na fileira de estaca .....   | 137 |

## Lista de Tabelas

|  |    |
|--|----|
| Tabela 2.1 – Geometria dos aterros, valores de $y_m/s$ obtidos de Tavenas <i>et al.</i> (1979) e Bourges e Mieussiens (1979) e valores da relação $V_v/V_h$ calculada por Sandroni <i>et al.</i> (2004)..... | 37 |
| Tabela 3.1 – Resultados do ensaio de determinação do peso específico natural “in situ” do material do aterro pelo método do frasco de areia .....  | 53 |
| Tabela 3.2 – Etapas do alteamento do aterro .....  | 53 |
| Tabela 3.3 – Propriedades geométricas da viga e das estacas utilizadas no teste .....  | 56 |
| Tabela 3.4 – Profundidades de cravação das estacas.....  | 57 |
| Tabela 3.5 – Cotas de instalação das pontas dos inclinômetros instalados no terreno.....   | 60 |
| Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão realizados nas amostras de “coulis” .....  | 61 |
| Tabela 3.7 – Cotas de instalação das pontas dos inclinômetros instalados no interior das estacas .....   | 62 |
| Tabela 3.8 – Ensaio de laboratório realizados nas amostras indeformadas.....   | 63 |
| Tabela 3.9 – Ensaio de campo realizados fora da área do aterro experimental.....   | 64 |
| Tabela 3.10 – Divisão estimada das camadas do terreno na área do teste .....   | 67 |
| Tabela 3.11 – Classificação das camadas do terreno com base nas propostas de Jefferies e Davies (1993) e Robertson e Wride (1998).....   | 71 |
| Tabela 3.12 – Avaliação da qualidade das amostras indeformadas .....   | 73 |
| Tabela 4.1 – Valores dos parâmetros $B$ em cada etapa de alteamento do aterro analisado.....   | 82 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 4.2 – Fatores de segurança obtidos pela análise de equilíbrio limite .....   | 105 |
| Tabela 5.1 – Parâmetros adotados para a simulação do material do aterro .....   | 106 |
| Tabela 5.2 – Propriedades dos elementos estruturais tipo plates utilizados na modelagem das estacas e da viga de travamento ..... | 108 |
| Tabela 5.3 – Modelos constitutivos utilizados em cada camada .....  | 110 |
| Tabela 5.4 – Etapas de análise adotadas na modelagem numérica .....   | 112 |
| Tabela 5.5 – Parâmetros de entrada do modelo <i>Hardening Soil</i> .....  | 113 |
| Tabela 5.6 – Coeficientes de permeabilidade do solo de acordo com a granulometria (Velloso, 1988) .....                           | 113 |
| Tabela 5.7 – Faixas de valores estimadas para os parâmetros das camadas modeladas com o modelo <i>Hardening Soil</i> .....        | 117 |
| Tabela 5.8 – Parâmetros de entrada do modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....   | 117 |
| Tabela 5.9 – Valores típicos de $C_\alpha/C_c$ (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996) .....  | 120 |
| Tabela 5.10 – Faixa de valores estimada para os parâmetros das camadas modeladas com o modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....        | 120 |
| Tabela 5.11 – Parâmetros adotados para as camadas modeladas com o modelo <i>Hardening Soil</i> .....                              | 121 |
| Tabela 5.12 – Parâmetros adotados para as camadas modeladas com o modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....                             | 121 |
| Tabela 6.1 – Etapas de análise adotadas nas análises paramétricas na modelagem numérica .....                                     | 127 |



## Lista de Símbolos

|                |  |
|----------------|--|
| $u$            | Poropressão  |
| $H$            | Altura de aterro   |
| $H_{crit}$     | Altura crítica do aterro   |
| $\gamma$       | Peso específico do solo  |
| $\sigma_1$     | Tensão total principal   |
| $\sigma'_p$    | Tensão efetiva de pré-adensamento  |
| $\sigma'_{v0}$ | Tensão efetiva vertical inicial  |
| $\sigma_{v0}$  | Tensão total vertical inicial  |
| $z$            | Profundidade   |
| $D$            | Espessura da camada de argila  |
| $y$            | Deslocamento horizontal  |
| $y_m$          | Deslocamento horizontal máximo   |
| $V_v$          | Volume de recalque ao longo da base do aterro  |
| $V_h$          | Volume de deslocamento horizontal ao longo de uma vertical passando pela lateral do aterro |
| $I$            | Fator de influência da tensão vertical   |
| $s$            | Recalque   |
| OCR            | Razão de sobreadensamento  |
| $S_u$          | Resistência ao cisalhamento não drenada  |
| FS             | Fator de segurança contra ruptura  |

|           |   |
|-----------|---|
| $B$       | Diâmetro da estaca  |
| $d$       | Espaçamento entre estacas   |
| $F_p$     | Fator de grupo de estaca em função da pressão limite do solo (Pan <i>et al.</i> , 2002) |
| $p_{uc}$  | Pressão limite no solo para uma estaca em dupla   |
| $p_{us}$  | Pressão limite no solo para uma estaca isolada  |
| $F_m$     | Fator de grupo de estaca em função dos momentos fletores máximos (Qin e Guo, 2012)      |
| $M_g$     | Momento fletor máximo da estaca de um grupo   |
| $M_s$     | Momento fletor máximo da estaca de uma estaca isolada                                   |
| $w_{nat}$ | Umidade natural do solo   |
| $q_c$     | Resistência de ponta do cone  |
| $q_t$     | Resistência de ponta do cone corrigida  |
| $Q_t$     | Resistência de ponta do cone normalizada  |
| $f_s$     | Atrito lateral  |
| $F_r$     | Razão de atrito normalizada   |
| $u_2$     | Poropressão medida na base do cone  |
| $u_0$     | Poropressão hidrostática  |
| $B_q$     | Razão de poropressão  |
| $N_{kt}$  | Fator de capacidade de carga  |
| $q$       | Sobrecarga do aterro  |
| $f_{ck}$  | Resistência característica à compressão do concreto                                     |
| $E_{cs}$  | Módulo de elasticidade secante do concreto  |
| $K_R$     | Rigidez relativa solo/estaca  |
| $c'$      | Intercepto coesivo efetivo  |

|                 |  |
|-----------------|--|
| $\phi'$         | Ângulo de atrito interno efetivo   |
| $\psi$          | Ângulo de dilatação  |
| $E_{oed}^{ref}$ | Módulo de elasticidade tangente inicial no ensaio de compressão edométrica para uma determinada tensão efetiva de referência                             |
| $E_{50}^{ref}$  | Módulo de elasticidade secante obtido a 50% da tensão desviadora de ruptura no ensaio triaxial drenado para uma determinada tensão efetiva de referência |
| $E_{ur}^{ref}$  | Módulo de elasticidade ao descarregamento/recarregamento para uma determinada tensão efetiva de referência   |
| $m$             | Expoente relativo à dependência da rigidez com o nível de tensões  |
| $M_{dt}$        | Módulo de elasticidade tangente inicial no ensaio de compressão edométrica   |
| $D_r$           | Densidade relativa   |
| $k_x$           | Coeficiente de permeabilidade horizontal   |
| $k_y$           | Coeficiente de permeabilidade vertical   |
| $C_c$           | Índice de compressão primária  |
| $C_r$           | Índice de descompressão/recompressão   |
| $C_\alpha$      | Índice de compressão secundária  |

*“A mente que se abre a uma nova idéia, jamais voltará ao seu tamanho original.”*

*Albert Einstein*

# 1

## Introdução

A construção de aterros sobre solos moles gera deslocamentos verticais e horizontais no solo de fundação, podendo causar problemas não apenas relacionados à estabilidade do aterro em si, como também nas estruturas adjacentes, especialmente quando essas encontram-se apoiadas sobre fundações profundas.

Com a expansão das cidades e das malhas rodoviárias e ferroviárias ao redor do mundo, a construção de aterros sobre solos moles tornou-se um desafio crescente, evidenciando a importância de se prever corretamente o comportamento dos solos de fundação desses aterros, de forma a garantir de forma econômica a estabilidade do aterro e a segurança estrutural das estruturas adjacentes.

O fenômeno da geração de esforços em profundidade em estacas adjacentes a sobrecargas assimétricas é conhecido na literatura brasileira como “Efeito Tschebotarioff”. Para avaliação da magnitude desses esforços, existe uma enorme quantidade de métodos empíricos, analíticos e computacionais disponíveis na literatura. Contudo, devido aos diversos fatores que influenciam esse fenômeno, as estimativas obtidas por diferentes métodos ainda apresentam grande dispersão. Sendo assim, para melhoria dos métodos existentes, é fundamental o aprimoramento dos conhecimentos sobre a influência de cada um dos fatores envolvidos neste fenômeno.

Nesse sentido, esse estudo tem como objetivo analisar alguns dos fatores que influenciam o fenômeno por meio de uma análise numérica e da análise dos dados do monitoramento de um aterro experimental construído em escala real ao lado de um estaqueamento, em um terreno composto por uma espessa camada de argila mole, situado na baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro.

## 1.1 Objetivos

O objetivo geral desse trabalho é analisar o comportamento de um aterro experimental construído em etapas sobre uma espessa camada de solo mole, bem como avaliar a sua influência no terreno e no estaqueamento adjacente a esse aterro.

Os objetivos específicos são:

- Verificar o desenvolvimento das poropressões, dos recalques e dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo;
- Analisar a altura de aterro em que a argila de fundação se torna normalmente adensada;
- Avaliar a profundidade de ocorrência dos deslocamentos horizontais máximos e a variação do perfil de deslocamento ao longo do tempo;
- Analisar a relação entre os deslocamentos horizontais e verticais ao longo do tempo/alteamento do aterro, verificando a influência do adensamento nessa relação;
- Analisar a estabilidade do aterro por meio do método dos volumes e do método de Bishop simplificado;
- Comparar os deslocamentos horizontais medidos no aterro experimental com os deslocamentos estimados por meio de uma modelagem numérica bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa computacional Plaxis 2D;
- Avaliar, por meio de análises paramétricas no Plaxis 2D, a influência do efeito de grupo no desenvolvimento dos esforços ao longo da profundidade das estacas;
- Avaliar, por meio de análises paramétricas no Plaxis 2D, a influência da distância em relação à base do aterro no desenvolvimento dos esforços ao longo da profundidade das estacas.

## 1.2

### Estrutura do trabalho

Capítulo 1: contém uma breve introdução que contextualiza e justifica o tema abordado nesse estudo, além de apresentar os objetivos do estudo e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2: apresenta uma fundamentação teórica acerca do comportamento de aterros construídos sobre solos moles e do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas.

Capítulo 3: apresenta de forma detalhada o estudo de caso do aterro experimental, incluindo a localização, a investigação geotécnica, a instrumentação utilizada no monitoramento, a sequência construtiva do aterro, a geometria do estaqueamento, o perfil do terreno e a caracterização do solo mole.

Capítulo 4: analisa o comportamento do aterro experimental, por meio da avaliação dos resultados das poropressões e dos deslocamentos obtidos pela instrumentação do aterro (piezômetros, placas de recalque e inclinômetros). Ainda nesse capítulo a estabilidade do aterro é avaliada tanto pelo método dos volumes quanto pelo método de Bishop simplificado.

Capítulo 5: apresenta o modelo numérico utilizado para modelagem do aterro experimental no programa Plaxis 2D, descrevendo a geometria utilizada, os modelos constitutivos utilizados para representação das camadas do terreno, a forma como foram feitas as estimativas das faixas de valores dos parâmetros de entrada de cada camada e os parâmetros adotados após o ajuste do modelo numérico com os resultados de campo.

Capítulo 6: apresenta a comparação dos resultados da modelagem com o comportamento em escala real obtido pela instrumentação de campo. Ainda nesse capítulo, com o modelo numérico do terreno ajustado, são apresentados os resultados das análises paramétricas realizadas para avaliação do efeito de grupo e do efeito da distância em relação à base do aterro no desenvolvimento dos esforços ao longo da profundidade das estacas.

Capítulo 7: apresenta as principais conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento deste estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1 Comportamento de aterros sobre solos moles

Segundo Tavenas e Leroueil (1980), os métodos mais usuais de projetos de aterros sobre argilas moles foram desenvolvidos com base em um modelo simplista, formulado com base em estudos empíricos, que distinguem o comportamento da argila em duas fases:

- Fase não drenada: ocorre durante a construção. Nessa fase, devido à velocidade de aplicação do carregamento e da baixa permeabilidade das argilas, não há dissipação de poropressão e nem variação de volume na massa de solo (Figura 2.1a);
- Fase drenada: ocorre após o final da construção do aterro. Nessa fase, o excesso de poropressão se dissipa e ocorrem as variações de tensão efetiva e de volume (Figura 2.1b).

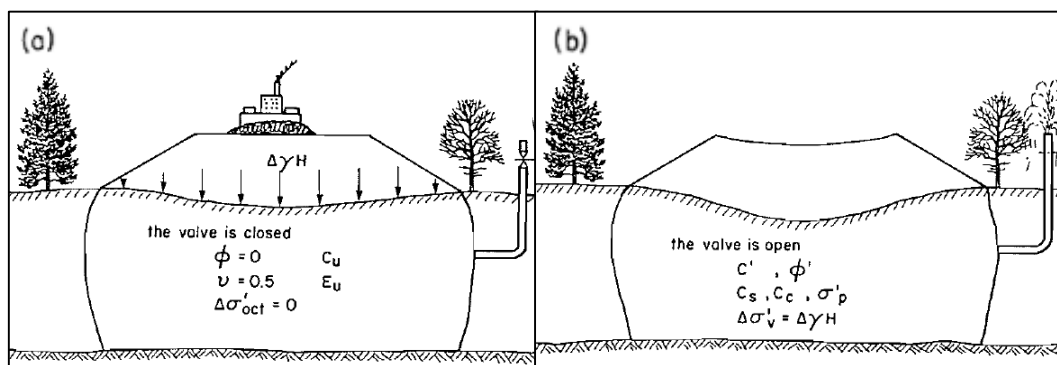


Figura 2.1 – Fases do comportamento das argilas de fundação: a) Construção - não drenada, b) longo prazo - drenada. (Tavenas e Leroueil, 1980)

Bjerrum (1972) fez uma revisão da prática de projetos de aterros construídos sobre solos moles, na qual o autor constatou a validade da consideração de um comportamento não drenado da argila de fundação durante a fase de construção e sugeriu apenas alguns ajustes importantes na análise da estabilidade de aterros.



Desde então, uma série de casos de observações de campo foram publicados, a partir dos quais surgiram novas interpretações. Como resultado dessas observações mais recentes, tornou-se evidente a necessidade de se rever alguns aspectos de projetos sintetizados anteriormente por Bjerrum (1972).

Aplicando os princípios de estado crítico relevantes para argilas naturais, Leroueil *et al.* (1978) e Tavenas *et al.* (1979) fizeram uma revisão das observações de campo disponíveis na literatura, que resultaram num novo entendimento do comportamento das argilas de fundação durante e depois da construção de um aterro.

Com base na análise da geração de poropressão nas argilas de fundação durante a construção de aterros dos casos históricos analisados, Leroueil *et al.* (1978a) observaram que os excessos de poropressão observados nos aterros experimentais de Saint-Alban eram bem menores do que os valores que corresponderiam à uma solicitação não drenada, indicando a ocorrência de uma consolidação precoce nos primeiros estágios de carregamento do aterro. Mais tarde, Leroueil *et al.* (1978b) confirmaram a importância dessa dissipação inicial de poropressão, verificando a ocorrência desse fenômeno em diferentes tipos de argila, com velocidades de construção variáveis.

A maioria das argilas naturais que ocorrem *in situ* apresentam algum sobreadensamento, devido ao resultado de um processo de erosão, de cimentação, de variação no nível d'água ou mesmo devido apenas ao processo de envelhecimento do solo. É natural admitir, portanto, que essas argilas possuam características típicas de um solo sobreadensado, ou seja, uma alta rigidez e um correspondente coeficiente de adensamento elevado durante a fase de recompressão (Tavenas e Leroueil, 1980).

Sendo assim, quando a construção de um aterro começa num depósito de argila com tais propriedades, uma consolidação significativa ocorre logo nos primeiros estágios da construção. No início do carregamento, a indução de tensões totais causa uma imediata geração de excesso de poropressão. Cria-se então um gradiente entre o interior da argila de fundação e suas fronteiras, dando início a um processo de adensamento. Como o

coeficiente de adensamento de argilas pré-adensadas é alto, a dissipação do excesso de poropressão também é rápida (Tavenas e Leroueil, 1980).

Segundo Tavenas e Leroueil (1980), como resultado desse adensamento precoce, a tensão efetiva vertical aumenta rapidamente até atingir a tensão de pré-adensamento da argila, fazendo com que essa se torne normalmente adensada em algum momento durante o adensamento. Nesse momento, Leroueil *et al.* (1978b) observaram a ocorrência de uma mudança nos valores dos excessos de poropressão, verificando que os valores dos coeficientes  $\bar{B} = \Delta u / \Delta \sigma_1$  e  $r_u = \Delta u / \Delta \gamma H$  aumentavam, aproximando-se de 1, conforme pode ser observado na Figura 2.2. Comportamento similar foi observado por Ortigão *et al.* (1983) nas poropressões medidas num caso de aterro sobre argila mole instrumentado no Rio de Janeiro.

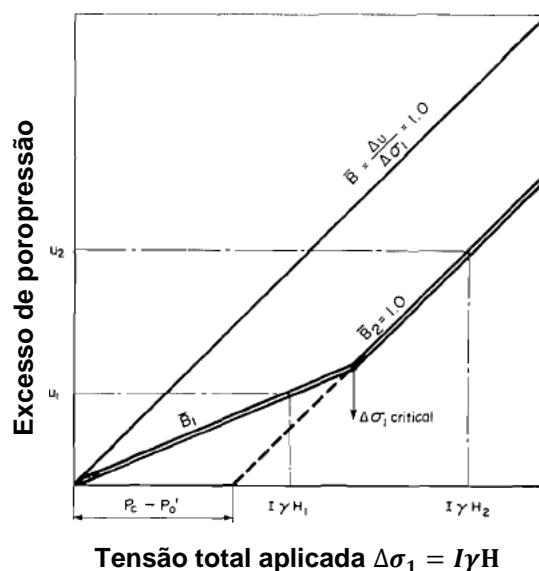


Figura 2.2 – Variação da poropressão com o acréscimo de tensão vertical (Leroueil *et al.*, 1978b)

Com base na análise das poropressões medidas nos casos de aterros documentados, Leroueil *et al.* (1978) propuseram as trajetórias típicas de tensões totais e efetivas na linha central de um aterro durante a sua construção, conforme apresentado na Figura 2.3.

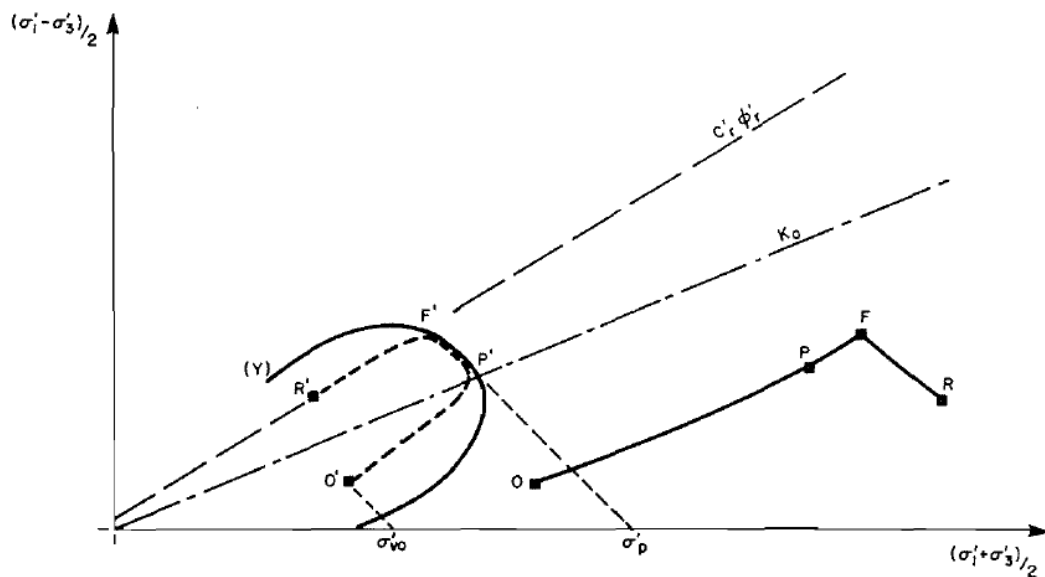


Figura 2.3 – Trajetórias de tensões totais e efetivas na fundação de um aterro durante sua construção (Tavenas *et al.*, 1979)

Segundo Tavenas *et al.* (1979), os desenvolvimentos dos recalques e das deformações laterais na fundação do aterro durante sua construção podem ser avaliados qualitativamente a partir dessa trajetória de tensões da seguinte forma:

- (1) De  $O'$  a  $P'$ , a tensão efetiva está dentro da superfície do estado limite da argila considerada e o comportamento tensão-deformação corresponde a uma argila sobreadensada, o que significa que as deformações permanecem pequenas. Como  $O'P'$  corresponde a um carregamento parcialmente drenado, o coeficiente de Poisson será bem menor do que  $\nu=0,5$  e as deformações laterais deverão ser menores do que os recalques.
- (2) De  $P'$  a  $F'$ , a trajetória de tensão efetiva segue a superfície de estado limite da argila, agora normalmente adensada. O comportamento tensão-deformação corresponde a uma fluência plástica não drenada da argila e as deformações devem ser bem maiores do que no primeiro estágio de carregamento até o  $P'$ . Como  $P'F'$  corresponde a uma distorção cisalhante não drenada sob tensão efetiva vertical constante, deve-se esperar que os incrementos de deformações laterais sejam da mesma magnitude que os incrementos de deformações verticais no eixo de simetria do aterro.

É impossível relacionar exatamente o comportamento de deformação da argila sob o eixo de simetria do aterro com os deslocamentos

de toda a fundação devido ao desconhecimento da influência da rotação de tensões na relação tensão-deformação das argilas naturais. No entanto, é provável que tanto os recalques sob o eixo central do aterro quanto os deslocamentos horizontais sob os pés do talude sejam afetados pela mudança de comportamento da argila, de forma que suas variações devem ser qualitativamente similares a essas descritas acima.

- (3) No ponto  $F'$ , ocorrerá uma ruptura local e um *strain softening* irá se desenvolver na direção do estado crítico em  $R'$ . No entanto, segundo Leroueil *et al.* (1978b), com o atual conhecimento, nenhuma conclusão pode ser tirada a respeito do desenvolvimento de deformações nos solos de fundações de aterro em situações próximas à ruptura.

Tavenas e Leroueil (1980) apresentam a compilação dos resultados de uma série de comparações publicadas entre poropressão medidas em campo e estimadas por diferentes métodos, que consideram a estrita distinção entre as fases não drenada e drenada. A Figura 2.4 apresenta essa comparação das poropressões medidas e estimadas. Vale ressaltar que todas as estimativas apresentadas nessa figura foram feitas após a observação dos dados de campo. Apesar disso, a concordância com as observações não foi boa, observando-se uma tendência de superestimativa das poropressões, que pode ser associada com a falta de consideração do adensamento que ocorre durante o período de construção.

Com base na observação dos dados compilados, ou seja, na resposta real das argilas de fundação de aterros, Tavenas e Leroueil (1980) propuseram um método para estimativa das poropressões durante a construção de aterros que será apresentado no tópico 2.1.

Tavenas *et al.* (1979) também compararam os deslocamentos horizontais medidos e os deslocamentos horizontais estimados pelo método dos elementos finitos, que também consideram a estrita distinção entre as fases drenada e não drenada. Com isso, os autores observaram que a qualidade da estimativa dos recalques era excelente, enquanto as estimativas para as deformações laterais tiveram um coeficiente de correlação muito baixo, sendo que as estimativas superestimaram os deslocamentos laterais

para a fase de construção. Já as estimativas de deslocamento lateral a longo prazo até então eram raras na literatura, pois consideravam que os deslocamentos laterais desenvolviam-se essencialmente durante a fase não drenada. Segundo Tavenas *et al.* (1979), a baixa correlação das estimativas dos deslocamentos horizontais se deve principalmente pela consideração de um comportamento perfeitamente não drenado da argila durante a construção.

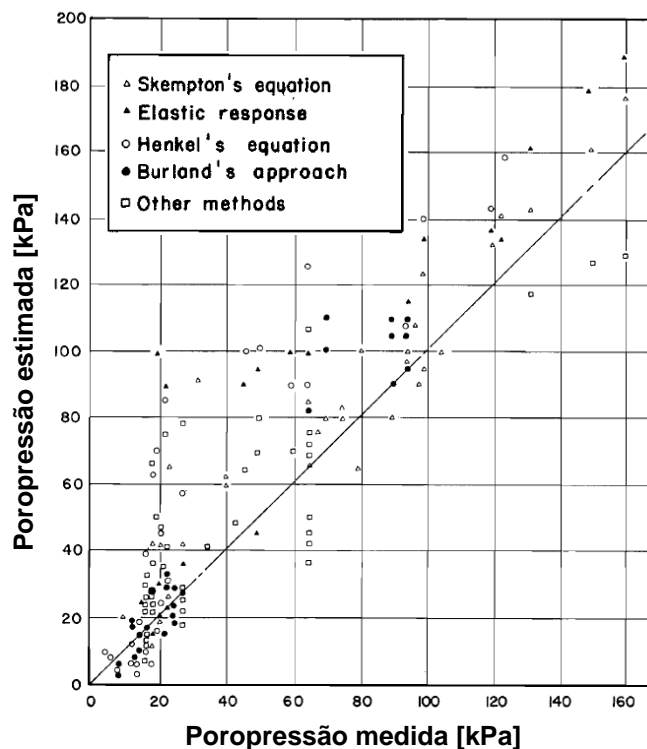


Figura 2.4 – Comparação das poropressões medidas com as estimadas por diferentes métodos (Tavenas e Leroueil, 1980)

Além disso, Tavenas *et al.* (1979) comentam sobre a impossibilidade de se estimar uma correta distribuição dos deslocamentos laterais ao longo da profundidade no pé dos aterros. Com os valores usuais da relação entre a largura do aterro e a profundidade do depósito de argila, a teoria da elasticidade sempre leva a uma distribuição do deslocamento lateral com a profundidade conforme a curva teórica apresentada na Figura 2.5, enquanto que as observações mostram que os deslocamentos laterais maiores ocorrem apenas na parte superior do solo de fundação.

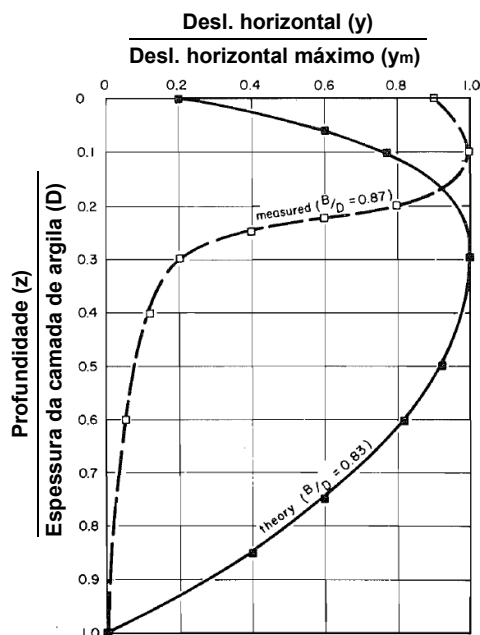


Figura 2.5 – Perfis de deslocamento horizontal medidos e estimados (Tavenas *et al.*, 1979)

Tendo em vista a falta de uma estimativa mais precisa dos deslocamentos laterais baseada na estrita distinção entre a fase de construção não drenada e a situação a longo prazo drenada, Tavenas *et al.* (1979) analisaram os deslocamentos laterais desenvolvidos em fundações sobre solos argilosos em 21 aterros diferentes durante a construção e a longo prazo, visando verificar a validade do comportamento das fundações descrita por Leroueil *et al.* (1978b). As principais conclusões obtidas por esses autores, bem como a contribuição de outros autores com relação à estimativa dos deslocamentos laterais baseada nas observações mais recentes de aterros instrumentados serão apresentadas no tópico 2.2.

### 2.1.1 Estimativa da poropressão

Com base nos dados de campo compilados, ou seja, na resposta real das argilas de fundação de aterros, Tavenas e Leroueil (1980) observaram que o perfil do parâmetro  $\bar{B}$  nos primeiros estágios de carregamento do aterro assume um formato semelhante ao de uma isócrona de adensamento, conforme pode ser observado na Figura 2.6.

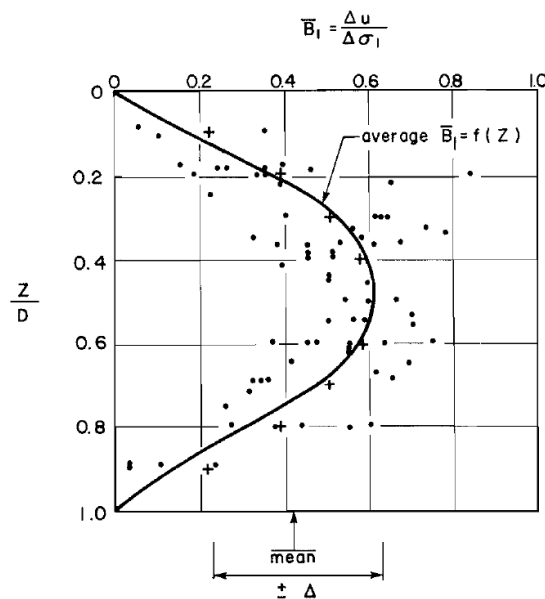


Figura 2.6 – Compilação da poropressão medida nas argilas de fundação de aterros nos primeiros estágios do carregamento (Tavenas e Leroueil, 1980)

A partir dessa observação, os autores propuseram um método para estimativa das poropressões durante a construção de aterros, aplicável somente para áreas da fundação onde não haja rotação das tensões principais, ou seja, sob a linha central do aterro. A relação de  $\bar{B}=f(z)$  proposta por esses autores é:

$$\bar{B}_1 = \Delta u / \Delta \sigma_1 = 0,6 - 2,4 \left( \frac{z}{D} - 0,5 \right)^2 \quad (2.1)$$

Onde  $z$  é a profundidade e  $D$  a espessura do depósito de argila.

Essa relação é aplicável até que seja atingida a altura crítica do aterro ( $\gamma H < \gamma H_{crit}$ ). O excesso de poropressão é então obtido por:

$$\Delta u = \bar{B}_1 I \gamma H \quad (2.2)$$

Onde  $\gamma$  é o peso específico do solo do aterro,  $H$  é a altura do aterro e  $I$  é o fator de influência da tensão, obtido a partir de soluções elásticas. No meio da camada de argila ( $z/D = 0,5$ ), o valor de  $\bar{B}_1$  é da ordem de 0,6.

Quando a altura do aterro atinge a altura crítica, o valor de  $\bar{B}_2$  será essencialmente próximo de 1 e o excesso de poropressão é calculado pela equação:

$$\Delta u = I \Delta \gamma H \quad (2.3)$$

Huat (1993) analisou o comportamento de cinco aterros e verificou que os dados dos excessos de poropressões gerados apresentavam boa concordância com o método de estimativa empírico proposto por Tavenas e Leroueil (1980), impressionando-se com o fato de como uma relação tão simples seria capaz de descrever o complexo processo de geração de poropressão e dissipação parcial durante a construção de um aterro.

### 2.1.2 Análise dos deslocamentos horizontais

Tavenas *et al.* (1979) analisaram os deslocamentos laterais desenvolvidos em fundações sobre solos argilosos em 21 aterros diferentes durante a construção e a longo prazo, visando verificar a validade do comportamento das fundações descrita por Leroueil *et al.* (1978). Somente as deformações laterais observadas imediatamente abaixo dos pés dos taludes dos aterros foram consideradas e o estudo consistiu numa análise da relação  $y_m = f(s)$  durante a construção do aterro, onde  $y_m$  é a deformação lateral máxima observada ao longo do perfil vertical e  $s$  o valor do recalque máximo. Os diversos parâmetros envolvidos que descrevem a geometria do problema estão apresentados na Figura 2.7.

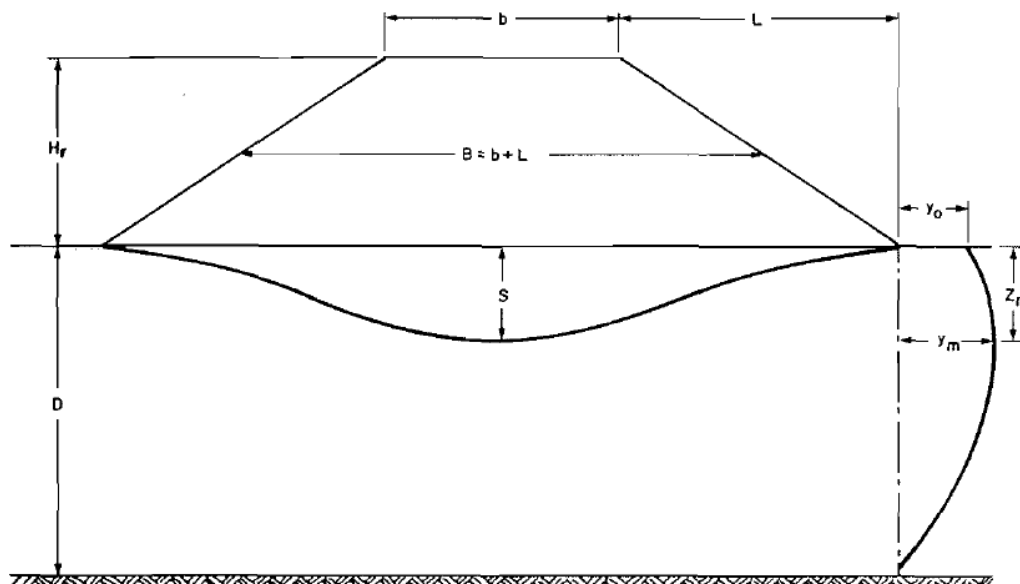


Figura 2.7 – Definição da geometria e parâmetros de deformação (Tavenas *et al.*, 1979)



Com isso, os principais resultados da análise feita por Tavenas *et al.* (1979), válidos para depósitos de argila com  $OCR < 2,5$ , podem ser resumidos como a seguir.

a) Relação dos deslocamentos horizontais máximos com os recalques:

Na maioria dos casos, uma drenagem suficiente ocorre na argila de fundação inicialmente sobreadensada. Como resultado dessa resposta tensão-deformação drenada, os incrementos dos deslocamentos laterais máximos são pequenos, relacionados aos dos recalques por  $\Delta y_m \cong (0,18 \pm 0,09)\Delta s$ . Valores similares foram encontrados por Huat (1994) e por Suzuki (1988), cujas relações encontradas foram, respectivamente,  $\Delta y_m \cong (0,14 \pm 0,07)\Delta s$  e  $\Delta y_m \cong (0,21 \pm 0,05)\Delta s$ .

Na continuação do carregamento, quando pelo menos uma parte d camada de argila se torna normalmente adensada, os recalques e os deslocamentos laterais máximos crescem aproximadamente na mesma taxa incremental  $\Delta y_m = (0,91 \pm 0,20)\Delta s$ , até o final da construção, conforme pode ser observado na Figura 2.8. Nessa fase, Huat (1994) relata ter observado uma relação de  $\Delta y_m = (0,80 \pm 0,10)\Delta s$ , enquanto Ortigão *et al.* (1983) observaram uma relação de  $\Delta y_m = (1,05 \pm 0,15)\Delta s$ .

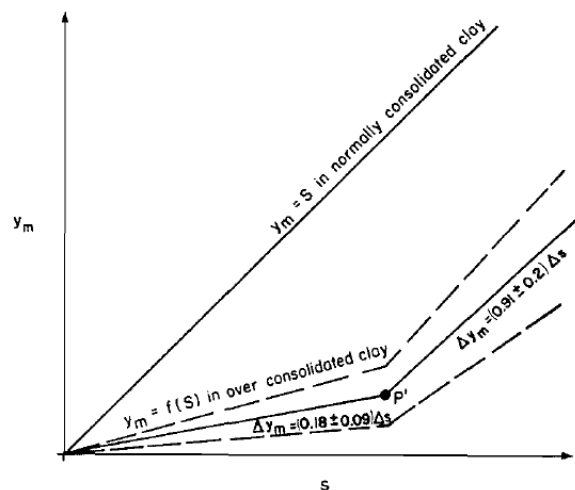


Figura 2.8 – Relação entre os deslocamentos horizontais máximos e os recalques durante a fase de construção do aterro (Tavenas e Leroueil, 1980)

Durante o período inicial de adensamento, ou seja, aproximadamente durante os 5 primeiros anos após o final da construção do aterro, o deslocamento lateral máximo aumenta linearmente com os recalques numa taxa média de  $\Delta y_m \cong 0,16\Delta s$ . A Figura 2.9 apresenta essa relação. Nessa

fase, as relações encontradas por Huat (1994) e Suzuki (1988) foram, respectivamente,  $\Delta y_m \cong 0,33\Delta s$  e  $\Delta y_m \cong 0,24\Delta s$ . Para longos períodos de adensamento, no entanto, Tavenas *et al.* (1979) afirmam que essa taxa pode ser reduzida.

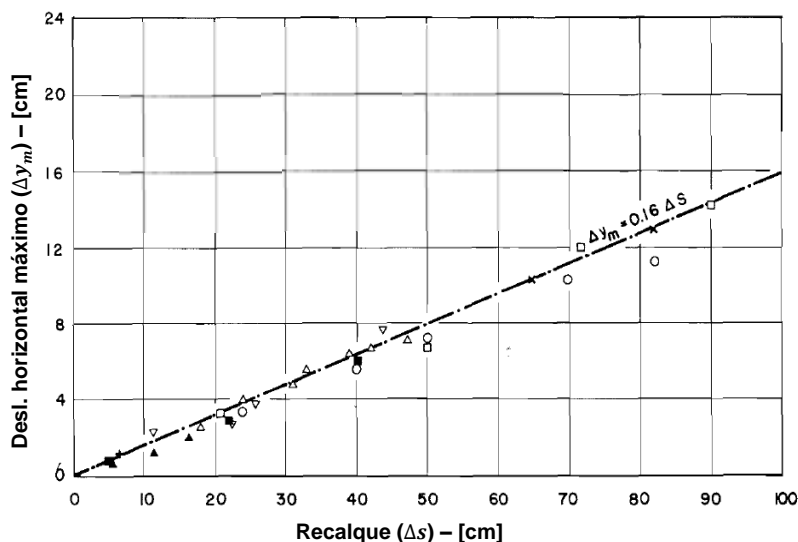


Figura 2.9 – Relação entre os deslocamentos horizontais máximos e os recalques após o final da construção (Tavenas e Leroueil, 1980)

Outros autores também analisaram a relação dos deslocamentos horizontais com o adensamento do solo. Ladd (1991) considera que as correlações propostas por Tavenas *et al.* (1979) têm aplicabilidade limitada às condições dos casos analisados e enfatiza que desvios significativos podem ser encontrados no caso da existência de drenos verticais e, principalmente, no caso de carregamento em etapas e fundações com grandes regiões em escoamento plástico. Os resultados obtidos por Almeida (1984) em dois aterros construídos em etapas, um em fundação virgem e outro em fundação reforçada por colunas granulares confirmam as observações de Ladd (1991). O autor encontrou valores da relação  $\Delta y_m/\Delta s$  muito superiores aos propostos por Tavenas *et al.* (1979) para as fases adensadas.

Analisando o efeito do adensamento no comportamento dos deslocamentos horizontais de uma argila submetida a uma sobrecarga assimétrica, Broms (1987) observou por meio de uma modelagem numérica uma tendência inicial de um movimento do solo no sentido oposto ao do carregamento, com o deslocamento lateral máximo ocorrendo no pé do aterro. No entanto, discordando das observações de Tavenas *et al.* (1979), Broms

(1987), afirma que a medida que o adensamento do material progride o movimento tenderia a se inverter. Exceção é feita para casos em que o carregamento está próximo à ruptura do solo mole, em que os deslocamentos permanecem ocorrendo no sentido oposto do carregamento.

b) Distribuição dos deslocamentos laterais ao longo da profundidade:

A distribuição dos deslocamentos laterais ( $y$ ) ao longo da profundidade ( $z$ ) no final da construção é essencialmente uma função da espessura da argila normalmente adensada no momento. Se toda argila de fundação for NA,  $Y=f(Z)$  é similar à curva obtida pela teoria da elasticidade, podendo ser expressa empiricamente pela Equação 2.4, obtida por Bourges e Mieu-ssens (1979) por meio de uma análise estatística de diversos casos:

$$Y = 1,78Z^3 - 4,7Z^2 + 2,21Z + 0,71 \quad (2.4)$$

Se somente uma parte da argila de fundação tiver se tornado NA, grandes deformações ocorrerão somente na argila NA, resultando num perfil  $y=f(z)$  não homogêneo. Além disso, o formato da curva de deslocamento horizontal ao longo da profundidade é relativamente estável após o final da construção, ou seja, as magnitudes dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade do terreno aumentam em iguais proporções durante o adensamento do terreno.

### 2.1.3 Análise da estabilidade de aterros

Sandroni *et al.* (2004) apresentam um método de controle de campo da estabilidade de aterros sobre solos argilosos moles durante a construção com base na relação entre o volume de recalque ao longo da base do aterro ( $V_v$ ) e o volume de deslocamento horizontal ao longo de uma vertical passando pela lateral do aterro ( $V_h$ ). As definições dos volumes  $V_v$  e  $V_h$  estão apresentados na Figura 2.10.

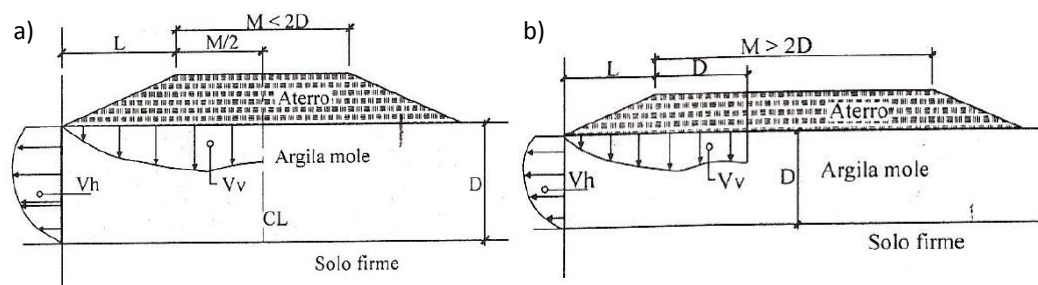


Figura 2.10 – Definição de  $V_v/V_h$  para a) aterro de pequena largura e b) aterro de grande largura

Sandroni *et al.* (2004) relacionaram a relação de  $V_v/V_h$  com a relação  $y_m/s$  definida por Tavenas *et al.* (1979) por meio da Equação 2.5.

$$\frac{V_v}{V_h} = \frac{1}{\frac{y_m}{s}} \cdot \left( \frac{\frac{L}{2} + b}{0,706D} \right) \quad (2.5)$$

Onde, os volumes por unidade de comprimento do aterro são obtidos pelas equações 2.6 e 2.7.

$$V_h = 0,706y_mD \quad (2.6)$$

$$V_v = s \left( \frac{L}{2} + b \right) \quad (2.7)$$

Sandroni *et al.* (2004) reuniram 7 casos de aterros que tiveram as relações  $y_m/s$  e  $V_v/V_h$  analisadas tanto para o instante imediatamente após o fim da construção quanto a longo prazo. A Tabela 2.1 apresenta as relações obtidas em cada um desses casos e suas respectivas geometrias.

A utilização do método dos volumes consiste na interpretação da relação tempo x  $V_v/V_h$  (ou  $dV_v/dV_h$ ) com base nos seguintes critérios:

a) Etapas de carregamento (carga variando, “não drenado”): nessa etapa, valores de  $V_v/V_h$  (ou  $dV_v/dV_h$ ) inferiores a 3, tendendo a cair e aproximando-se de 1 podem indicar uma situação de risco de ruptura (ou mesmo, uma ruptura em andamento). Aterros estáveis devem apresentar valores de  $V_v/V_h$  (ou  $dV_v/dV_h$ ) superiores a 3. Segundo Sandroni *et al.* (2004), as etapas de carregamento devem ser acompanhadas também através da evolução do gráfico H (altura de aterro) x  $V_h$ , pois quando a ruptura se aproxima esse gráfico pode apresentar mudança de inclinação.

b) Etapas de adensamento (carga constante, “drenado”): nessa etapa, os aterros estáveis apresentam crescimento gradativo de  $V_v/V_h$  após o fim do carregamento, tendendo a estabilizar-se em valores

iguais ou maiores do que o da fase de adensamento anterior, geralmente maiores do que 5. Sendo assim, valores de  $V_v/V_h$  que se estabilizam entre 3 e 5 ou valores inferiores aos da fase de adensamento anterior sugerem uma situação menos estável, requerendo prudência nas etapas de carregamento subsequentes.

Tabela 2.1 – Geometria dos aterros, valores de  $y_m/s$  obtidos de Tavenas *et al.* (1979) e Bourges e Mieussiens (1979) e valores da relação  $V_v/V_h$  calculada por Sandroni *et al.* (2004)

| Aterro      | H   | D    | L    | M    | ( $y_m/s$ )<br>fc | ( $y_m/s$ )<br>lp | $V_v/V_h$<br>fc | $V_v/V_h$<br>lp |
|-------------|-----|------|------|------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| Arles       | 5,2 | 10,0 | 7,8  | 28,2 | 0,24              | 0,16              | 8,2             | 12,3            |
| Cubzac A    | 4,5 | 9,5  | 7,4  | 22,1 | 0,58              | -                 | 3,4             | -               |
| Cubzac B    | 2,3 | 9,0  | 3,2  | 17,5 | 0,28              | 0,18              | 5,8             | 9,0             |
| Lanester    | 4,0 | 8,5  | 6,0  | 40,0 | 1,00              | -                 | 1,9             | -               |
| Provins     | 6,8 | 15,0 | 13,5 | 16,5 | 0,20              | 0,14              | 7,1             | 10,1            |
| St Albans B | 3,3 | 13,7 | 4,9  | 7,1  | 0,53              | 0,15              | 1,2             | 4,1             |
| St Albans C | 3,0 | 13,7 | 8,2  | 7,8  | 0,24              | 0,08              | 3,4             | 10,3            |
| Média =     |     |      |      |      |                   |                   | 4,4             | 9,2             |

Notas: fc=no fim da construção; lp = longo prazo, após o fim da construção

Por fim, Sandroni *et al.* (2004) advertem que o método dos volumes é essencialmente empírico e, por consequência, sua aplicação deve ser feita com prudência.

## 2.2

### Efeito de sobrecargas assimétricas em estacas

Movimentos horizontais no solo podem ser gerados por qualquer tipo de intervenção de engenharia que represente um carregamento assimétrico para o terreno. Caso esses movimentos ocorram na proximidade de estruturas existentes, deve-se atentar para o efeito desses movimentos em suas fundações, pois quando existem estacas situadas em uma camada de solo submetida a movimentos horizontais, tensões horizontais são desenvolvidas entre as estacas e o solo. Isso porque, nessa situação, as estacas representam um impedimento à deformação do terreno, ficando sujeitas aos esforços provenientes dessa restrição. Esse fenômeno, conhecido na literatura brasileira como “Efeito Tschebotarioff”, pode ser especialmente danoso no caso da presença de camadas de solos compressíveis.

Kuralowicz (2006) cita alguns exemplos típicos da ocorrência desse fenômeno: construção de aterros rodoviários ou escavações adjacentes a estaqueamentos em um dos lados e pilhas de armazenamento de minério ou carvão adjacentes ao estaqueamento do trilho. A Figura 2.11 ilustra esses exemplos.

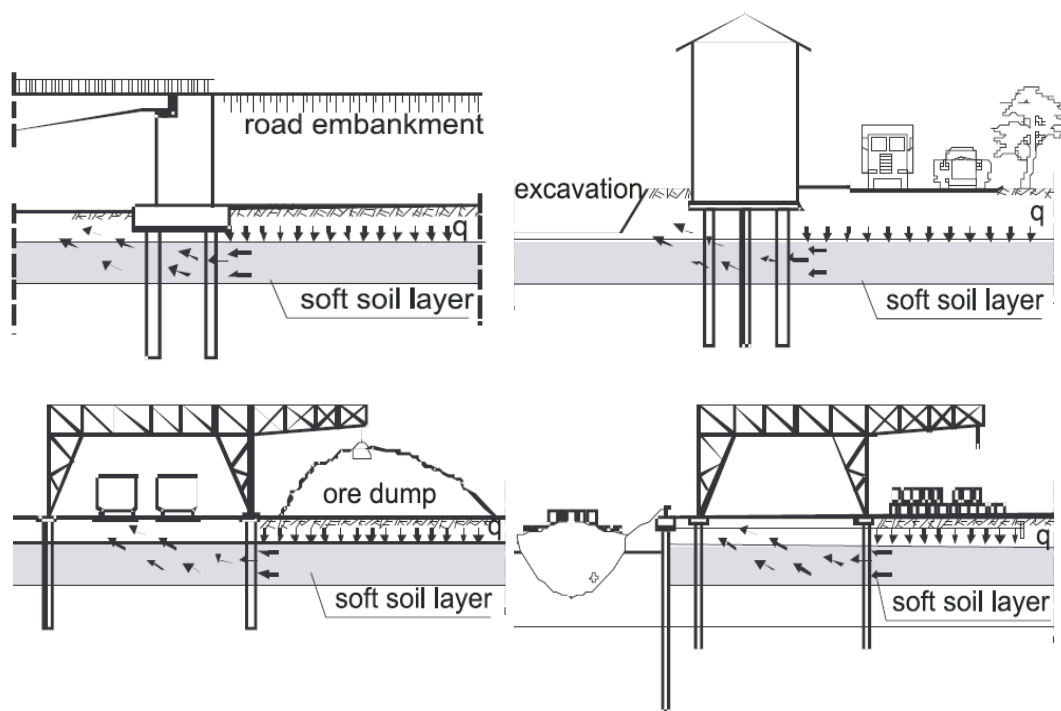


Figura 2.11 – Exemplos de ocorrência do fenômeno de “Efeito Tschebotarioff” (Kuralowicz, 2006)

As estacas submetidas a carregamentos transversais em profundidade provocados pelo deslocamento transversal do solo contra o fuste da estaca são conhecidas como estacas “passivas”. Segundo Poulos e Davies (1980), esse fenômeno é análogo ao fenômeno de atrito negativo desenvolvido em estacas pelo movimento vertical do solo ao redor.

Como as estacas são normalmente projetadas considerando a segurança estrutural e geotécnica, levando em conta a capacidade de carga axial da estaca, deve-se atentar para esses casos em que as estacas são carregadas lateralmente a fim de se evitar o aparecimento de esforços de flexão não previstos inicialmente.

Diversos casos são relatados na literatura onde os deslocamentos horizontais nas estacas foram excessivos, causando severos danos às estruturas (Aoki, 1970; Marche e Lacroix, 1972 e Leussink e Wenz 1969 *apud* Velloso

e Lopes, 2011). Esses casos ressaltam a importância da correta estimativa dos esforços desenvolvidos em estacas “passivas”.

Os principais fatores que influenciam a solicitação lateral de estacas são: a intensidade do carregamento, o fator de segurança, as características da camada compressível, as características das estacas, a distância das estacas à sobrecarga, o efeito de grupo e o tempo/adensamento.

Para avaliação dos esforços desenvolvidos nas estacas provenientes do “Efeito Tschebotarioff”, existe uma enorme quantidade de métodos empíricos, analíticos e computacionais disponíveis na literatura. Contudo, devido aos diversos fatores que influenciam esse fenômeno, segundo Velloso e Lopes (2011), as estimativas obtidas por diferentes métodos ainda apresentam grande dispersão.

Comparando os esforços estimados por meio de diferentes métodos analíticos e computacionais com os obtidos por meio de retro análise dos deslocamentos medidos por inclinômetros no presente estudo, França (2014) também observou baixo ajuste comparativo. O autor relata que enquanto alguns métodos podem levar a estimativas muito conservadoras, outros podem levar a perigosas subestimativas.

A falta de uma previsão precisa gera incertezas e inseguranças nos projetos de sobrecargas construídas próximas a um grupo de estacas. Sendo assim, para contornar essa situação, diversas medidas práticas podem ser tomadas a fim de minimizar ou mesmo evitar o efeito da sobrecarga assimétrica nas estacas adjacentes: remoção da argila mole (caso a camada não seja muito espessa), adiamento da instalação das estacas, melhoramento do solo mole, execução de laje estaqueada para receber a sobrecarga e utilização de aterros com peso específico reduzido.

Segundo Stewart *et al.* (1993), independente da solução escolhida, medidas mais eficientes poderão ser adotadas, caso as deformações e os momentos fletores possam ser estimados com precisão. No entanto, para melhoria dos métodos existentes, é fundamental um aprofundamento dos conhecimentos sobre a influência de cada um dos fatores envolvidos no fenômeno para que possam ser levados em consideração no aperfeiçoamento dos métodos.

A seguir serão apresentados os principais fatores que influenciam os efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas. Entre os fatores que serão apresentados, os que são de maior interesse nesse estudo são: o efeito de grupo, o efeito do tempo/adensamento e o efeito da distância das estacas à sobrecarga.

## **2.2.1**

### **Principais fatores de influência**

#### **2.2.1.1.**

##### **Intensidade do carregamento**

Logicamente, quanto maior a intensidade do carregamento assimétrico, maiores serão os deslocamentos horizontais do terreno e, consequentemente, maiores serão os esforços desenvolvidos ao longo dos fustes das estacas. Ou seja, no caso de um aterro adjacente a um estaqueamento, quanto maior for a sua altura, maior será sua influência no “Efeito Tschebotarioff”.

Existe, no entanto, um valor de carregamento para o qual o solo atinge sua pressão limite e a partir daí não haveria mais incremento da tensão horizontal que o movimento do solo aplica nas estacas. Isso porque quando a pressão limite é atingida ocorre a plastificação do solo ao redor das estacas e o fluxo de solo mole ao redor delas. Pan *et al.* (2000) estimaram que a pressão limite do solo no caso de estacas isoladas seria de aproximadamente  $10S_u$ .

#### **2.2.1.2.**

##### **Fator de segurança**

Segundo Velloso e Lopes (2011), o fator de segurança à ruptura global é um dos fatores mais importantes para o fenômeno do “Efeito Tschebotarioff”. Vale ressaltar que o fator de segurança em questão é aquele associado a superfícies que atinjam o estaqueamento e não simplesmente o fator mínimo, que pode estar associado a uma superfície distante do estaqueamento. Quando o fator de segurança é reduzido, o efeito nas estacas é muito intenso.



Tschebotarioff (1973) recomenda que atenção especial deve ser dada aos esforços de flexão nas estacas quando a pressão induzida pelo aterro superar em três vezes a resistência não drenada da camada argilosa, o que corresponderia a um fator de segurança de 1,7.

De Beer (1977) observou, por meio de dados experimentais, que os deslocamentos horizontais em estacas começaram a crescer consideravelmente quando os fatores de segurança quanto à ruptura global atingiam um valor de 1,4. Conforme se observa, os valores dos fatores de segurança em que ocorre essa diferenciação de comportamento não são unânimes na literatura. Steinfeld (1986) *apud* Kuralowicz (2006), por sua vez, recomenda que pressões adicionais do solo nas estacas podem ser desprezadas para fatores de segurança superiores a 1,5.

Baseado em resultados de uma série de testes de centrífuga, Stewart *et al.* (1994a) observaram que os incrementos dos momentos fletores e dos deslocamentos laterais das estacas com o aumento da sobrecarga do aterro era relativamente pequeno até um certo instante, a partir do qual, conforme pode ser observado na Figura 2.12, foram observadas mudanças significativas na velocidade de desenvolvimento desses momentos e deslocamentos laterais das estacas. Em todos os testes, a sobrecarga de aterro em que essa mudança foi observada era de aproximadamente  $3S_u$ , correspondendo a um fator de segurança de  $FS=1,7$ , o que se mostrou em concordância com a observação feita por Tschebotarioff (1973). Segundo Stewart *et al.* (1994b), essa mudança de comportamento está associada com o início da deformação plástica significativa e, dessa forma, pode ser considerado o limite do comportamento elástico do solo mole.

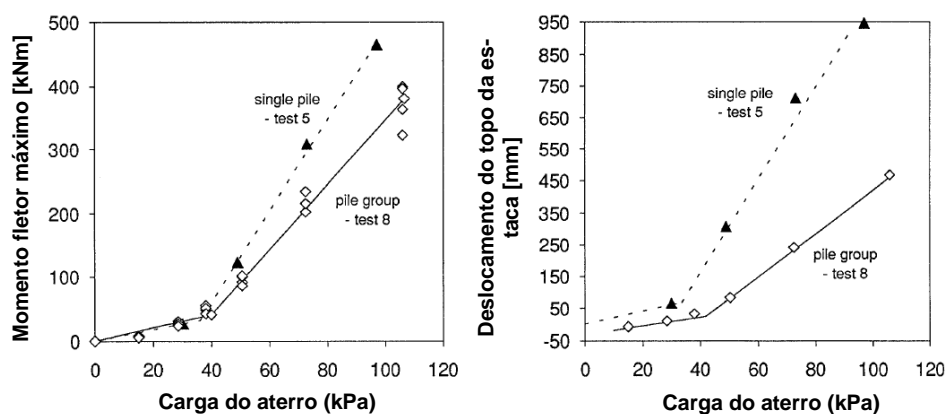


Figura 2.12 – Desenvolvimento dos deslocamentos horizontais e momentos fletores com o aumento do carregamento (Stewart *et al.*, 1994a)

Com base na observação dos resultados obtidos no aterro experimental analisado no presente estudo, França (2014) observou deslocamentos consideráveis nas estacas para fatores de segurança muito superiores aos limites definidos na literatura (que variam entre 1,4 e 1,7). Sendo assim, o autor recomenda que todo cuidado possível seja tomado caso esses critérios qualitativos baseados nos fatores de segurança sejam utilizados.

### **2.2.1.3.**

#### **Características da camada compressível**

Segundo Tschebotarioff (1962), para a avaliação dos esforços de flexão em estacas devidos à sobrecargas assimétricas, há que se distinguir entre duas condições, de acordo com o tipo de solo:

a) Estacas que atravessam solos arenosos fofos: nessas condições, as deformações e os esforços desenvolvidos ao longo da profundidade das estacas são, em geral, pequenos, podendo ser desprezados. No entanto, vale ressaltar que um estudo realizado pela empresa Pieux Franki (1963) revelou esforços de flexão bastante elevados em estacas atravessando depósito arenoso de baixa compactidade;

b) Estacas que atravessam depósitos de argila mole: nesse caso, a camada de solo mole não é comprimida, mas apenas deslocada e amolgada pela cravação das estacas. Este depósito argiloso sofrerá, pela ação de uma sobrecarga, primeiro um deslocamento horizontal (a volume constante) e depois adensamento, ambos causando solicitações nas estacas.

Além dessa diferenciação granulométrica entre areias e argilas, as características da camada compressível que mais influenciam os deslocamentos horizontais no solo são: resistência ao cisalhamento, compressibilidade e espessura da camada. Sendo assim, quanto mais compressível for o subsolo e quanto maior for a sua espessura, maiores serão os deslocamentos horizontais do solo e a solicitação nas estacas.

Quanto à resistência, de acordo com Oliveira (2015), se por um lado, para um mesmo carregamento, solos mais resistentes estarão mais longe

da ruptura e solicitarão menos as estacas, por outro lado, caso o carregamento seja suficientemente alto, um solo mais resistente tem capacidade de provocar maiores empuxos nas estacas ao se plastificar no entorno delas. Por exemplo, uma argila mole com  $S_u=40\text{kPa}$  quando se plastifica no entorno da estaca é capaz de exercer maior empuxo contra seu fuste do que uma argila mole com  $S_u=10\text{kPa}$ .

#### **2.2.1.4.**

##### **Características das estacas**

Entre as características das estacas, as que exercem maior influência nos esforços desenvolvidos devido ao “Efeito Tschebotarioff” são o módulo de rigidez à flexão da seção transversal ( $EI$ ), a largura da estaca na direção perpendicular ao deslocamento do solo e a inclinação da estaca.

Estacas mais rígidas possuem um momento resistente mais alto e se deformam menos. Por outro lado, elas absorvem mais carga para uma mesma deformação. Com relação à largura da estaca, estacas mais largas terão uma maior área submetida ao empuxo lateral, de forma que a força de “arraste” resultante será maior. Outro fator de influência é a inclinação da estaca, pois dependendo de sua orientação, os esforços adicionais provocados pelos deslocamentos verticais poderão tanto aumentar quanto reduzir os esforços nas estacas (Oliveira, 2015).

#### **2.2.1.5.**

##### **Distância das estacas à sobrecarga**

Quanto mais próxima uma estaca estiver da borda da sobrecarga, maiores serão os deslocamentos e esforços aos quais a mesma estará submetida. Sendo assim, quando se trata de um aterro, os deslocamentos horizontais máximos ocorrem ao longo da profundidade localizada ao pé do talude e diminuem a medida em que se afasta do aterro.

### 2.2.1.6. Efeito de grupo

Raramente, as estacas encontram-se posicionadas isoladamente. Quase sempre, as estacas são instaladas em grupos, com seus topos interligados por meio de blocos de coroamento, lajes ou vigas, como é o caso do aterro experimental em estudo.

Para analisar o efeito de grupo de estacas, Pan *et al.* (2002) compararam os resultados de testes de laboratório realizados em estacas isoladas com os resultados obtidos em duplas de estacas posicionadas tanto paralelamente à direção do movimento do solo (colunas) como posicionadas perpendicularmente à direção do movimento do solo (fileiras). Os autores testaram espaçamento entre estacas de 3B e 5B, sendo B o diâmetro da estaca. O efeito de grupo foi avaliado pelos autores por meio de um fator de grupo ( $F_p$ ), dado pela relação entre a pressão no limite de plastificação do solo para uma estaca em dupla ( $p_{uc}$ ) e para uma estaca isolada ( $p_{us}$ ),  $F_p = p_{uc}/p_{us}$ .

Dessa forma, quanto menor o fator de grupo, maior a influência do efeito de grupo. Com essa metodologia, Pan *et al.* (2002) observaram que para as duplas de estacas posicionadas em fileiras, o fator de grupo foi de 0,67 para o espaçamento de 3B e de 0,81 para 5B. Já para as estacas posicionadas em colunas com espaçamento de 3B, obteve-se um  $F_p=0,77$  para a estaca mais próxima do carregamento e  $F_p=0,41$  para a estaca traseira. Para um espaçamento de 5B, obteve-se um  $F_p=0,67$  para a estaca mais próxima do carregamento e  $F_p=0,76$  para a estaca traseira. Vale ressaltar que, para as duplas de estacas em colunas, observa-se que a estaca traseira também exerce influência significativa na estaca frontal.

Baseado em testes de laboratório, Qin e Guo (2012) observaram um aumento do fator de grupo proporcional ao aumento do espaçamento relativo entre estacas posicionadas perpendicularmente à direção do movimento do solo (fileiras), conforme se observa na Figura 2.13. O fator de grupo considerado por esses autores foi em função dos momentos fletores máximos  $F_m = M_g/M_s$ , onde  $M_g$  é o momento máximo da estaca num grupo e  $M_s$  o momento máximo da estaca isolada.

Kahyaoglu *et al.* (2012) afirmam que, para estacas posicionadas em fileiras a partir de um espaçamento entre estacas de  $8B$ , o efeito de grupo deixa de exercer influência e as estacas passam a ter o comportamento de estacas isoladas.

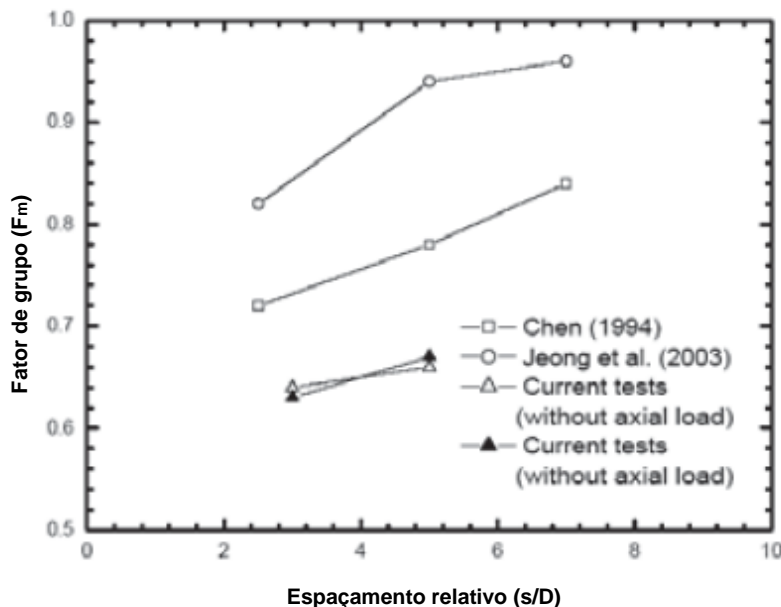


Figura 2.13 – Variação do fator de grupo com o espaçamento relativo entre estacas (Qin e Guo, 2012)

Com base em testes realizados em centrífugas, Springman *et al.* (1995) *apud* França (2014) observaram momentos fletores maiores nas estacas localizadas em fileiras traseiras de um grupo. Este comportamento, considerado surpreendente inicialmente, foi justificado por esforços originados devido ao comportamento rígido do bloco junto às cabeças das estacas traseiras, que eram forçadas a se deslocarem em conjunto com as estacas frontais. Como estas estacas possuíam um comportamento mais rígido em uma comparação direta à primeira linha (já que os carregamentos devido ao solo, nesta posição, eram inferiores), acabavam por mobilizar cargas mais elevadas.

#### 2.2.1.7. Tempo/Adensamento

Segundo Velloso e Lopes (2011), com o tempo, embora haja um acréscimo de resistência pelo adensamento, que é um fator favorável, há também aumento das deformações devido ao adensamento e à fluência do solo (creep), resultando num efeito desfavorável. Sendo assim, De Beer

(1972) afirma que não é possível se estabelecer *a priori* qual dessas influências irá comandar o comportamento do conjunto, ressaltando que a situação logo após a atuação da sobrecarga pode não ser a pior. É possível, portanto, que a fundação seja capaz de resistir durante um certo tempo e que, apenas depois de alguns meses ou mesmo anos, apresente problema, como foi o caso de dois pontilhões da Refinaria Duque de Caxias, da Petrobrás, no qual as consequências desse efeito foram constatadas cerca de 4 anos após o término das obras.

Marche e Lacroix (1972) *apud* Velloso e Lopes (2011) observaram que em 14 das 15 pontes analisadas, os movimentos horizontais nas estacas se estabilizaram alguns anos após a construção do aterro, fato que foi atribuído ao ganho de resistência devido ao adensamento sob ação do aterro. Para uma das pontes, no entanto, mesmo 20 anos após sua construção, as deformações não se estabilizaram. Segundo os autores, esses movimentos foram atribuídos à fluência (creep) do solo.

Por outro lado, Broms *et al.* (1987) afirmam com base em modelagens numéricas que a medida que o adensamento do solo progride, o sentido em que os deslocamentos horizontais ocorrem tende a se inverter, passando a ocorrer no sentido do interior do aterro. Confirmando a teoria de Broms *et al.* (1987), Stewart *et al.* (1993) observaram, também com base numa análise numérica, que os deslocamentos na parte superior do solo durante o adensamento ocorriam no sentido do interior do aterro, fazendo com que a cabeça das estacas também se movimentassem nessa direção. O autor justificou afirmando ser evidente que deslocamentos verticais predominam ao longo do adensamento do solo mole, podendo resultar em forças consideráveis de arraste. No entanto, o próprio autor afirma que este resultado é inconsistente tanto com os resultados de argilas de fundações de aterros em campo como com os obtidos em testes de centrifuga.

KURALOWICZ (2006), por sua vez, afirma que a melhoria do solo mole devido ao processo de adensamento reduz o valor das pressões laterais do solo sobre as estacas para carregamentos inferiores ao estado limite de tensões do solo. Para solicitações maiores, a alteração na interação solo-estaca resultará em esforços adicionais nas estacas, tendo em

vista que o aumento da resistência ao cisalhamento tem como consequência o aumento da pressão limite do solo ( $\approx 10S_u$ ), possibilitando a aplicação de esforços superiores nas estacas.

Stewart *et al.* (1994b) analisaram a deflexão do topo das estacas com os recalques do aterro para um teste típico em centrífuga. A resposta para cada estágio do aterro mostra o desenvolvimento inicial de deslocamentos laterais de magnitude similar aos recalques, sendo esse comportamento consistente com as condições não drenadas iniciais durante cada estágio. Uma gradual mudança ocorre quando o excesso de poropressão começa a se dissipar, levando a deslocamentos laterais menores e a predominância de deslocamentos verticais (recalques). Esse comportamento é similar ao observado nos deslocamentos laterais de solos próximos a aterros por Tavenas *et al.* (1979), descrito no tópico 2.1.2.

Segundo Stewart (1994b), inspeções dos últimos estágios de cada teste sugeriram que aproximadamente 70% dos deslocamentos do topo das estacas ocorreram durante a fase não drenada, com os 30% restantes ocorrendo durante o adensamento. Ou seja, ainda que durante o adensamento haja uma diminuição da razão entre os deslocamentos horizontais e os recalques, não chegaria a ocorrer a inversão dos sentidos dos deslocamentos horizontais, de forma que os esforços nas estacas aumentariam conforme o adensamento progride.

### 3 Estudo de Caso

#### 3.1 Configuração do aterro experimental

O aterro experimental que será analisado neste estudo foi executado às margens da Avenida Salvador Allende, na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. A foto de satélite apresentada na Figura 3.1 apresenta a localização exata do aterro experimental, situado dentro do terreno da Vila dos Atletas, construída para as Olimpíadas do Rio 2016.



Figura 3.1 – Localização do aterro experimental

O aterro foi proposto, planejado e coordenado pela empresa GEOCONSULT LTDA. França (2014) apresenta detalhadamente a motivação que levou à realização do teste. Sucintamente, pode-se dizer que o objetivo do aterro experimental foi avaliar os esforços horizontais atuantes nas estacas adjacentes a um aterro assimétrico.

O teste consistiu na execução de um aterro compactado com dimensões aproximadas de 30x40m, construído em etapas, ao lado de uma malha de 9 estacas, previamente cravadas exclusivamente para esse fim. A



Figura 3.2 apresenta um esquema em 3D, representando a configuração do aterro experimental.

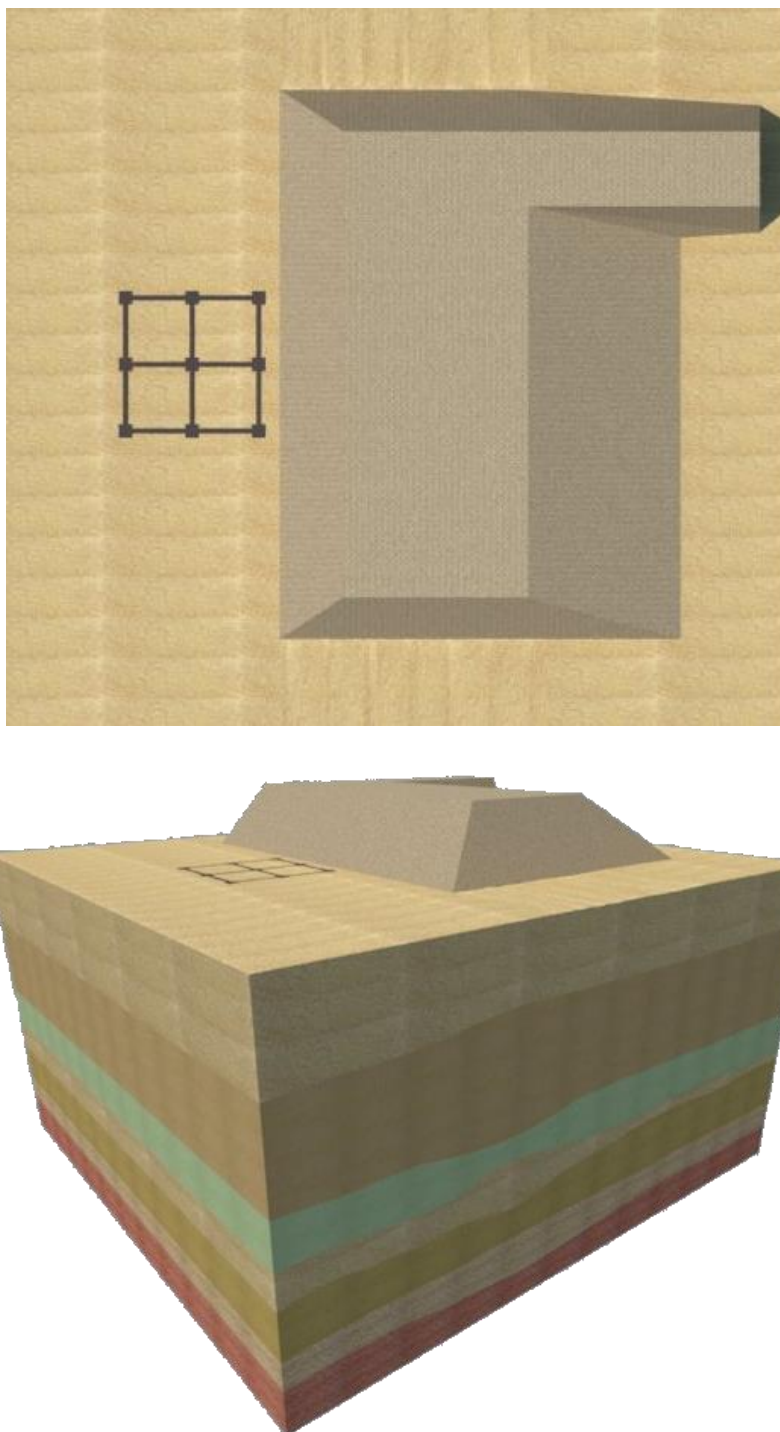


Figura 3.2 – Projeção em 3D do aterro experimental

O teste foi executado em um terreno que apresenta espessas camadas de argila mole. A instrumentação para acompanhamento dos deslocamentos horizontais e verticais, bem como para o monitoramento das poropressões induzidas nas camadas de argila mole pelo alteamento do aterro

foi composta por: 13 inclinômetros, 16 piezômetros de corda vibrante e 3 placas de recalque. Além disso, para avaliação do perfil do terreno, foi feita uma extensa campanha de investigação geotécnica na área do teste. A Figura 3.3 apresenta uma planta baixa do aterro experimental, indicando a localização da instrumentação utilizada no monitoramento do teste e dos ensaios realizados na campanha de investigação geotécnica.

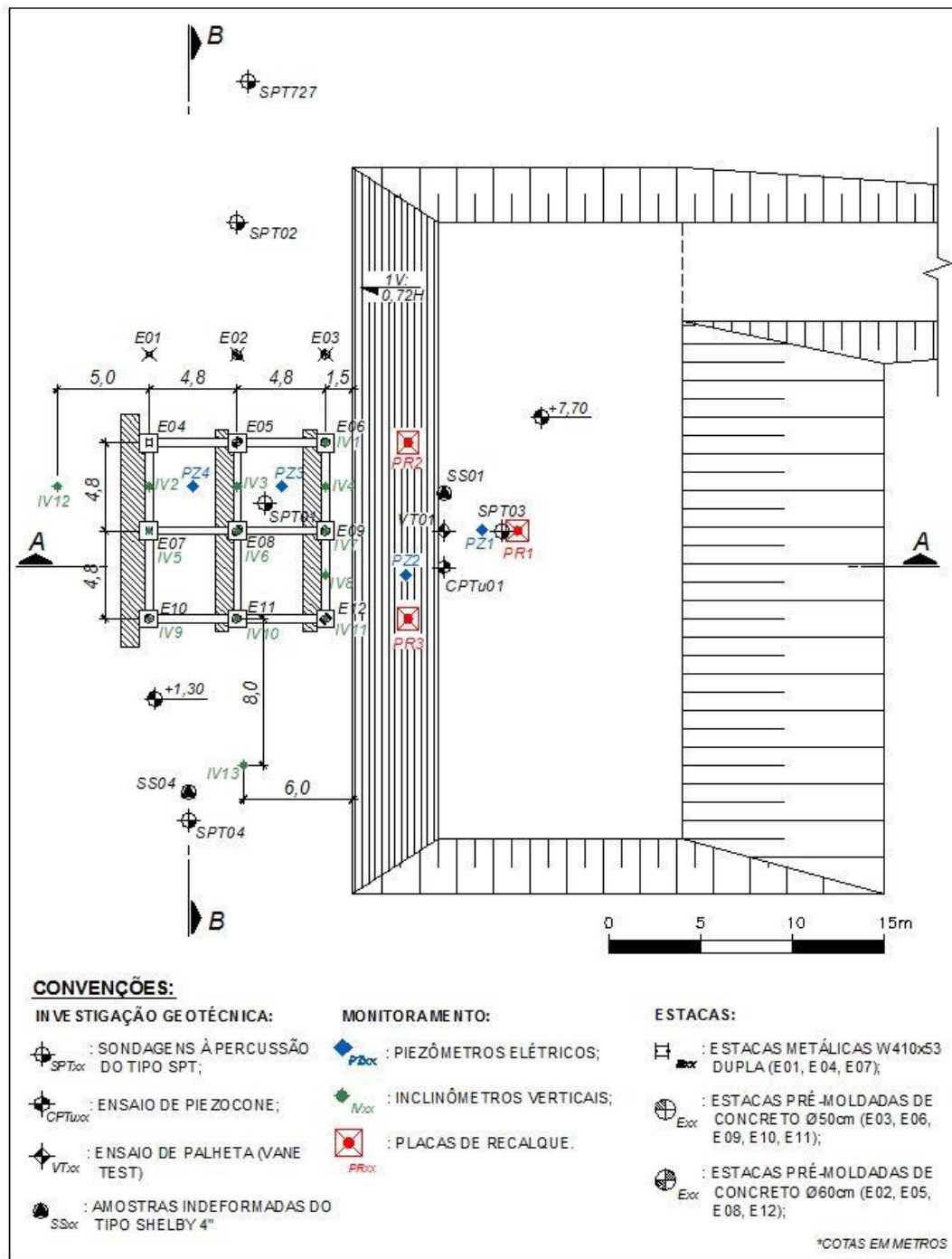


Figura 3.3 – Planta baixa do aterro experimental

A Figura 3.4 apresenta o corte vertical referente à seção AA indicada na Figura 3.3. Nessa figura, as camadas de solo mole encontram-se destacadas em tom alaranjado.

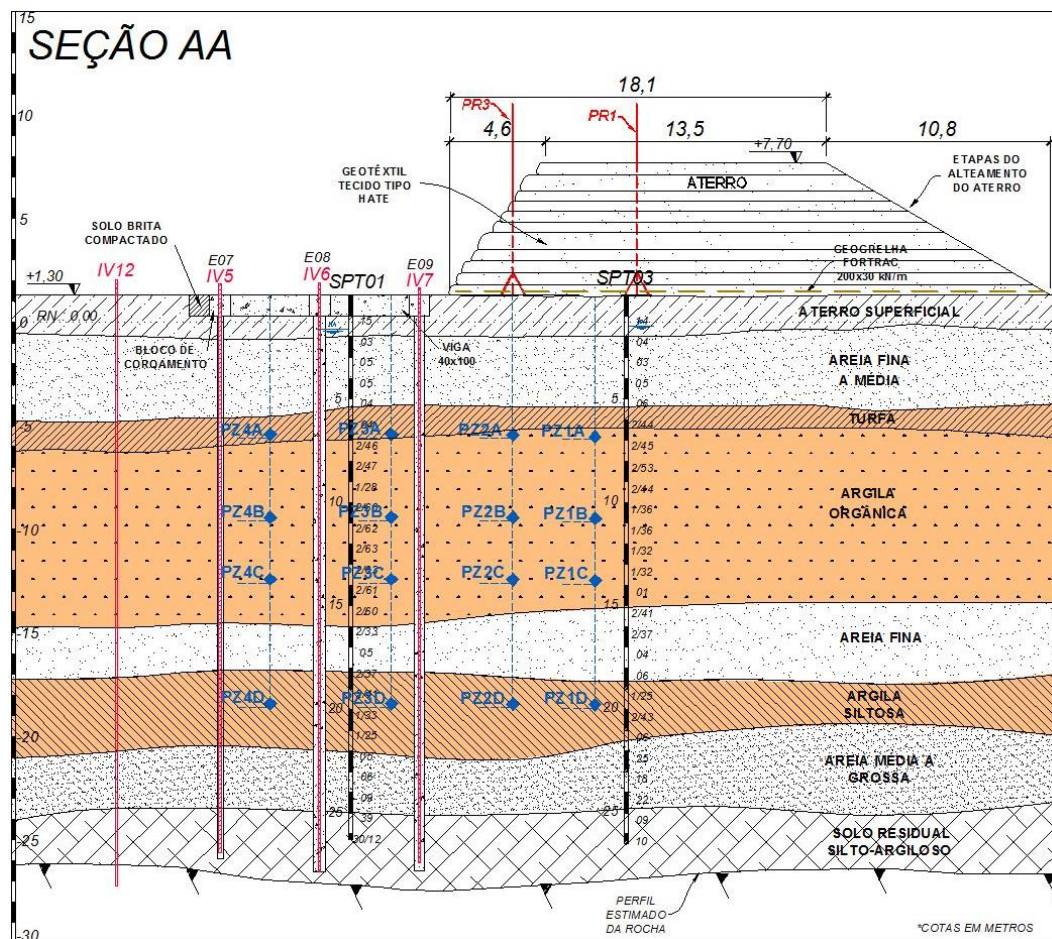


Figura 3.4 – Corte vertical AA indicado na Figura 3.3

Nos tópicos a seguir, serão apresentados com mais detalhes os principais componentes do teste: o aterro, o estaqueamento, a instrumentação de campo e a investigação geotécnica.

### 3.1.1

#### Aterro

O aterro compactado foi construído em etapas e sua geometria aproximada foi apresentada nas Figuras 3.3 e 3.4, tendo em vista que não se dispõe da planta exata de “as built” do aterro. O carregamento foi executado sobre a superfície do terreno natural, adotado como nivelado na cota +1,30m, atingindo a cota máxima de +7,70m na última etapa de alteamento



do aterro. França (2014) informa que sobre a superfície do terreno, foi instalada uma geogrelha de resistência nominal à tração de 200/30 kN/m, em toda a área de projeção do aterro.

Na face do aterro adjacente ao estaqueamento, o talude foi construído com inclinação superior às demais faces, tendo sido envelopado com um geotêxtil tecido de resistência nominal à tração de 40kN/m, em camadas de 0,5m de espessura, até 6,0m atrás da face do talude. A Figura 3.5 apresenta uma foto do aterro experimental, na qual é possível observar o envelopamento do talude do aterro junto ao estaqueamento.



Figura 3.5 – Foto da face envelopada do talude adjacente ao estaqueamento (Geoconsult)

Para se obter o peso específico do material do aterro “in situ”, foram executados ensaios pelo método do frasco de areia, de acordo com a norma ABNT NBR 7185:1985. Os ensaios foram realizados apenas até a quarta etapa de alteamento do aterro. Nesses ensaios, o material foi classificado como silte arenoso e os resultados estão apresentados na Tabela 3.1. Com base nesses resultados, adotou-se um peso específico médio de  $19,50\text{kN/m}^3$  para estimativa do carregamento imposto pelo aterro.

Tabela 3.1 – Resultados do ensaio de determinação do peso específico natural “in situ” do material do aterro pelo método do frasco de areia

| Alteamento | Altura do Aterro [m] | Peso específico seco [KN/m <sup>3</sup> ] | Umidade de campo [%] | Peso específico natural [KN/m <sup>3</sup> ] | Peso específico natural médio [KN/m <sup>3</sup> ] |
|------------|----------------------|---|----------------------|--|--|
| 1          | 0,50                 | 17,74                                     | 9,80                 | 19,47  | 19,36  |
|            |                      | 18,33                                     | 5,00                 | 19,25  |  |
| 2          | 1,10                 | 18,01                                     | 8,00                 | 19,45  | 19,36  |
|            |                      | 17,78                                     | 8,40                 | 19,27  |  |
| 3          | 2,20                 | 17,86                                     | 10,00                | 19,65  | 19,52  |
|            |                      | 17,81                                     | 9,80                 | 19,56  |  |
|            |                      | 17,72                                     | 9,00                 | 19,31  |  |
|            |                      | 17,76                                     | 10,00                | 19,53  |  |
| 4          | 3,05                 | 18,33                                     | 9,40                 | 20,06  | 19,95  |
|            |                      | 18,20                                     | 9,00                 | 19,84  |  |

Com relação às etapas de alteamento do aterro, a Tabela 3.2 apresenta a sequência executiva, com os respectivos tempos de duração e alturas de cada etapa de alteamento do aterro. O período de cada etapa de carregamento variou entre 2 e 9 dias, com exceção da última etapa, que foi mantida por 33 dias. Segundo França (2014), os tempos de duração de cada etapa foram determinados de acordo com uma avaliação aproximada da dissipação do excesso de poropressão medida.

Tabela 3.2 – Etapas do alteamento do aterro

| Etapas | Altura do Aterro [m] | Cota do Aterro [m] | Carregamento Total Estimado [kN/m <sup>2</sup> ] | Duração [dias] |
|--------|----------------------|--------------------|--|----------------|
| -      | 1,10                 | + 2,40             | 21,45  | 6              |
| -      | 0,00                 | + 1,30             | 0,00   | 3              |
| 1      | 0,50                 | + 1,80             | 9,75   | 5              |
| 2      | 1,10                 | + 2,40             | 21,45  | 2              |
| 3      | 2,20                 | + 3,50             | 42,90  | 3              |
| 4      | 3,05                 | + 4,35             | 59,48  | 5              |
| 5      | 3,55                 | + 4,85             | 69,23  | 5              |
| 6      | 4,05                 | + 5,35             | 78,98  | 6              |
| 7      | 5,05                 | + 6,35             | 98,48  | 7              |
| 8      | 5,80                 | + 7,10             | 113,10   | 9              |
| 9      | 6,40                 | + 7,70             | 124,80   | 33             |

Conforme se observa na Tabela 3.2, o primeiro alteamento do aterro teve que ser descarregado, tendo em vista que foi executado sem a instalação prévia da geogrelha sobre a superfície do terreno, conforme previsto

em projeto. Sendo assim, foi necessário remover o alteamento de 1,10m de aterro que havia sido executado para permitir a instalação da geogrelha. Em seguida, com a geogrelha devidamente instalada, foram executadas as 9 etapas de alteamento previstas no projeto.

### 3.1.2 Estaqueamento

O arranjo do estaqueamento executado ao lado do aterro experimental consistiu numa malha quadrada de 3x3, composta de 9 estacas verticais, dispostas com espaçamento de 4,8m x 4,8m entre eixos. Para isso, utilizou-se estacas de 03 tipos diferentes: estacas pré-moldadas de concreto armado tipo INCOPRE com diâmetros de 50cm e 60cm e estacas de perfil metálico duplo W410x53. O perfil metálico duplo é fabricado em aço ASTM A572 grau 50 e foi executado através da união de dois perfis W410x53 com de cordões de soldas intercalados. A Figura 3.6 apresenta a seção transversal das estacas utilizadas no teste.

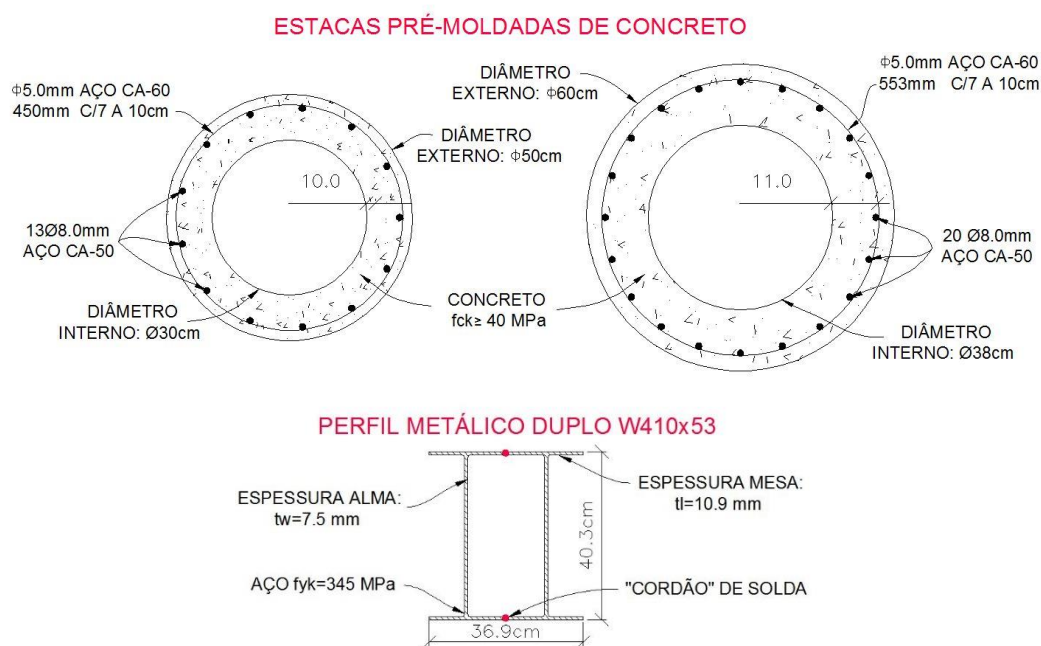


Figura 3.6 – Seções transversais das estacas

Conforme mostrado no esquema da Figura 3.3, as estacas foram nomeadas de E4 a E12. As estacas E6, E9 (1ª linha), E11 (2ª linha) e E10 (3ª linha) são do tipo pré-moldada de concreto tipo INCOPRE  $\phi 50\text{cm}$ , as

estacas E12 (1ª linha) e E5, E8 (2ª linha) são do tipo INCOPRE  $\varnothing 60\text{cm}$  e as estacas E4 e E7 (3ª linha) são do tipo perfil metálico duplo W410x53. A cravação dessas estacas ocorreu entre os dias 03/05/2013 e 06/05/2013.

No topo de cada uma das estacas, com o objetivo de se simular um engaste teórico, foram construídos blocos de coroamento, que foram interligados por meio de uma grelha de vigas de concreto armado. Além disso, conforme explica França (2014), reforçando a tentativa de restrição ao movimento do topo das estacas, foram executadas faixas de solo cimento compactado nas faces posteriores das vigas, no sentido contrário à base do aterro. Mesmo assim, essa tentativa foi parcialmente frustrada, tendo sido observados deslocamentos e rotações no topo das estacas. A Figura 3.7 apresenta a malha de vigas e blocos de coroamento das estacas, com os inclinômetros já instalados e a Figura 3.8 apresenta a seção transversal dessas vigas.



Figura 3.7 – Foto da grelha de vigas que interligam os blocos de coroamento das estacas (Geoconsult)

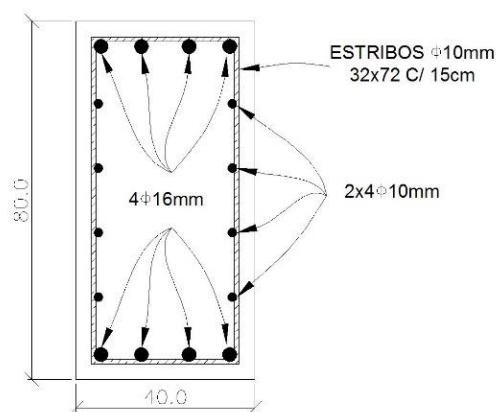


Figura 3.8 – Seção transversal da viga

A Tabela 3.3 apresenta as propriedades geométricas da viga e das estacas utilizadas no arranjo do aterro experimental.

Tabela 3.3 – Propriedades geométricas da viga e das estacas utilizadas no teste

| Estrutura                        | Momento de Inércia      |                         | Área de Concreto                        | Área de Aço                        | Peso linear [kN/m] (*) |
|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|---|------------------------------------|------------------------|
|                                  | $I_x$ [m <sup>4</sup> ] | $I_y$ [m <sup>4</sup> ] | $A_{\text{concreto}}$ [m <sup>2</sup> ] | $A_{\text{aço}}$ [m <sup>2</sup> ] |                        |
| Pré-moldada $\phi 50$ cm         | 0,00267                 |                         | 0,12535                                 | 0,00065                            | 3,06                   |
| Pré-moldada $\phi 60$ cm         | 0,00534                 |                         | 0,16833                                 | 0,00100                            | 4,12                   |
| Perfil Metálico W410X53 "Duplo"  | 0,00037                 | 0,00002                 | -                                       | 0,014                              | 1,09                   |
| Viga de concreto armado 0,4x0,8m | 0,01707                 | 0,00427                 | 0,31808                                 | 0,00192                            | 7,80                   |

(\*) Para o cálculo do peso linear das estruturas, adotou-se o peso específico do aço igual a 78 kN/m<sup>3</sup> e o peso específico do concreto igual a 24 kN/m<sup>3</sup>.

Devido à preocupação com as limitações estruturais das estacas pré-moldadas utilizadas no teste, a cravação dessas estacas foi realizada com quedas de martelo de cravação de alturas reduzidas e sem o objetivo de atingir negas baixas. Por esse motivo, as estacas do teste não foram cravadas até o impenetrável. A Tabela 3.4 apresenta as profundidades de cravação das estacas indicadas por França (2014).



Tabela 3.4 – Profundidades de cravação das estacas

| <b>Tipo</b>                        | <b>Estaca</b> | <b>Linha</b>   | <b>Cota da ponta [m]</b> | <b>Comprimento total [m]</b> |
|------------------------------------|---------------|----------------|--------------------------|------------------------------|
| Pré-moldada<br>φ50 cm              | E06           | 1 <sup>a</sup> | -27,70                   | 29,00                        |
|                                    | E09           | 1 <sup>a</sup> | -28,00                   | 29,30                        |
|                                    | E10           | 3 <sup>a</sup> | -26,45                   | 27,75                        |
|                                    | E11           | 2 <sup>a</sup> | -27,20                   | 28,50                        |
| Pré-moldada<br>φ60 cm              | E05           | 2 <sup>a</sup> | -23,90                   | 25,20                        |
|                                    | E08           | 2 <sup>a</sup> | -26,70                   | 28,00                        |
|                                    | E12           | 1 <sup>a</sup> | -23,70                   | 25,00                        |
| Perfil metálico<br>W410x53 "Duplo" | E04           | 3 <sup>a</sup> | -25,90                   | 27,20                        |
|                                    | E07           | 3 <sup>a</sup> | -26,00                   | 27,30                        |

### 3.1.3 Instrumentação

Nos tópicos a seguir, será apresentada a instrumentação utilizada para acompanhamento dos deslocamentos verticais e horizontais do terreno e das estacas, bem como para o monitoramento das poropressões induzidas nas camadas de argila mole pelo alteamento do aterro. As empresas responsáveis pelas leituras da instrumentação foram a GEODRILL Engenharia LTDA e a BUREAU de Projetos e Consultoria LTDA.

#### 3.1.3.1. Placas de Recalque

Para acompanhamento dos recalques ao longo do alteamento do aterro, foram instaladas 3 placas de recalque na área de projeção do aterro. Não se dispõe das coordenadas exatas das posições das placas. França (2014) apresenta esquematicamente a localização das 3 placas PR1, PR2 e PR3, conforme mostrado na Figura 3.3.

#### 3.1.3.2. Piezômetros

Para acompanhamento da geração de excesso de poropressão nas camadas de argila mole e sua dissipação ao longo de cada etapa de aterro, foram instaladas 4 verticais de piezômetros de corda vibrante na área do

aterro experimental. Dentre essas 4 verticais instaladas, 2 delas, identificadas como PZ1 e PZ2, foram posicionadas dentro da área de projeção do aterro e as outras 2, identificadas como PZ3 e PZ4, foram instaladas na área do estaqueamento. A vertical PZ3 foi instalada entre a primeira e a segunda linha de estacas e a vertical PZ4 entre a segunda e terceira linha.

Em cada vertical, foram instalados 04 (quatro) piezômetros em diferentes profundidades, totalizando então 16 piezômetros de corda vibrante. As cotas de instalação dos piezômetros em todas as verticais foram -5,6m ( $z = 7,9\text{m}$ ), -9,6m ( $z = 10,9\text{m}$ ), -12,6m ( $z = 13,9\text{m}$ ) e -18,6 ( $z = 19,9\text{m}$ ), onde  $z$  corresponde a profundidade do terreno. Essas profundidades foram identificadas, respectivamente, pelos sufixos *a, b, c* e *d*. A posição *a* ficou localizada no centro da camada de Turfa, as posições *b* e *c* no interior da camada de Argila Orgânica e a posição *d* no centro da camada de Argila Siltosa. As Figuras 3.3 e 3.4 apresentadas anteriormente indicam o posicionamento desses piezômetros.

De acordo com os croquis de instalação dos 16 piezômetros fornecidos pela empresa BUREAU Projetos e Consultoria LTDA, o procedimento de instalação consistiu nas seguintes etapas:

- Perfuração Ø4" até 10cm abaixo da cota da base do piezômetro;
- Preenchimento desses 10cm com areia fina;
- Posicionamento do piezômetro no fundo do furo, apoiado na camada de 10cm de areia fina;
- Preenchimento do furo com mais 50cm de areia fina a média, envolvendo o piezômetro;
- Preenchimento do furo com mais 10cm de areia fina;
- Preenchimento do furo com mais 30cm de bentonita granulada, para selagem;
- Preenchimento do restante do furo com mistura de argila e bentonita.

Vale ressaltar que não se dispõe de nenhuma informação a respeito do procedimento utilizado para saturação dos piezômetros, requisito fundamental para que se tenham medições acuradas das poropressões. A Figura 3.9 apresenta de forma esquemática a configuração final da instalação e selagem dos piezômetros.

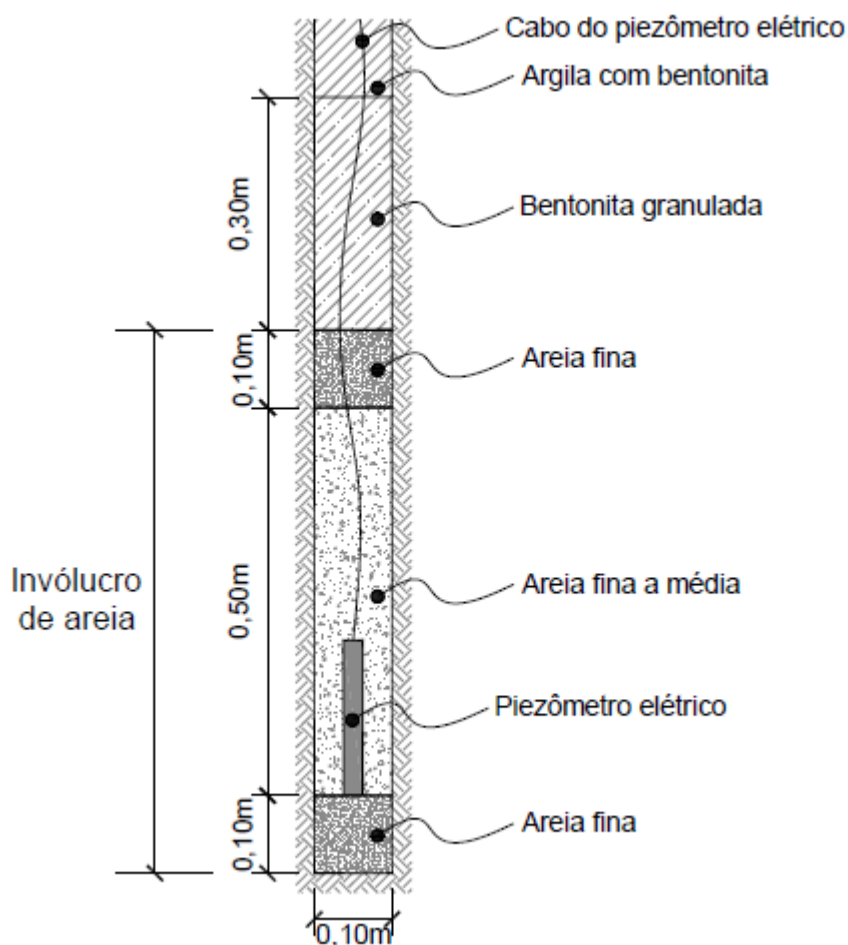


Figura 3.9 – Croquis de instalação dos piezômetros elétricos (Oliveira, 2015)

Os piezômetros foram instalados entre 20 e 30 dias após a cravação das estacas e a leitura inicial desses instrumentos foi realizada no dia 25/05/2013. Os demais instrumentos de monitoramento de campo instalados no aterro experimental em estudo (placas de recalque e inclinômetros) tiveram suas primeiras leituras realizadas apenas no dia 19/06/2013, data de início da execução do aterro.

### 3.1.3.3. Inclinômetros

Ao todo foram instalados 13 inclinômetros verticais na área do teste, sendo 7 (IV01, IV05, IV06, IV07, IV09, IV10 e IV11) instalados no interior das estacas e 6 instalados no solo. Dentre os inclinômetros instalados diretamente no interior do terreno, 4 (IV02, IV03, IV04 e IV08) tiveram os topos fixos na grelha de vigas que conectam os blocos de coroamento das

estacas e os outros 2 (IV12 e IV13) foram instalados com topo livre, fora da área da malha de estacas.

Segundo França (2014), a perfuração para a instalação dos inclinômetros em solo foi executada com a utilização de sondas rotativas e com o auxílio de lama bentonítica para estabilização do furo, que possuía um diâmetro nominal de 4". Para que as leituras dos inclinômetros pudessem ser adotadas como valores absolutos dos deslocamentos, as pontas dos inclinômetros foram inseridas pelo menos 1,0m em rocha. Com isso, foram obtidas profundidades variadas de instalação da ponta dos inclinômetros, de acordo com o perfil do terreno. A Tabela 3.5 apresenta as cotas de instalação das pontas dos inclinômetros instalados em solo.

Tabela 3.5 – Cotas de instalação das pontas dos inclinômetros instalados no terreno

| <b>Tipo</b>       | <b>Inclinômetro</b> | <b>Cota da ponta do inclinômetro [m]</b> | <b>Comprimento de penetração em rocha [m]</b> |
|-------------------|---------------------|--|---|
| Topo fixo na viga | IV03                | -28,59                                   | 1,00  |
|                   | IV04                | -28,61                                   | 1,00  |
|                   | IV08                | -29,12                                   | 3,00  |
| Topo livre        | IV02 (*)            | -27,12                                   | 1,00  |
|                   | IV12                | -27,20                                   | 1,00  |
|                   | IV13                | -31,45                                   | 1,00  |

Para os 7 inclinômetros instalados no interior das estacas, os espaços formados entre os tubos inclinométricos e as paredes das cavidades internas das estacas também foram preenchidos com uma mistura de “coulis”, que consiste numa mistura de cimento, bentonita e água. Nesse caso, a proporção de cimento/bentonita utilizada foi de 0,5/0,5 com fator água cimento  $a/c \geq 1,0$ . A Figura 3.10 apresenta essa configuração em campo, antes da execução do bloco de coroamento da estaca e a Tabela 3.6 apresenta os resultados dos ensaios de compressão realizados nas amostras de “coulis”, executado pela empresa Falcão Bauer de acordo com a NBR 5739/2007.



Figura 3.10 – Foto com detalhe do inclinômetro IV11 instalado no interior da uma estaca E12 (Geoconsult)

Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão realizados nas amostras de “coulis”

| Número do traço experimental | Data da moldagem | Fator a/c | CP | Resistência à compressão [MPa] |         |         |
|------------------------------|------------------|-----------|----|--------------------------------|---------|---------|
|                              |                  |           |    | 6 dias                         | 15 dias | 28 dias |
| 626                          | 16/07/2013       | 4,6       | 1  | 1,1                            | 1,2     | 1,3     |
|                              |                  |           | 2  | 1,1                            | 1,3     | 1,3     |
|                              |                  |           | 3  | 1,1                            | -       | 1,3     |
|                              |                  |           | 4  | 1,0                            | -       | -       |
| 648                          | 17/07/2013       | 3,2       | 1  | 1,3                            | 1,4     | 1,5     |
|                              |                  |           | 2  | 1,3                            | 1,4     | 1,5     |
|                              |                  |           | 3  | 1,3                            | 1,4     | 1,5     |

As estacas nas quais foram instalados inclinômetros em seu interior tiveram suas cavidades internas vedadas através da instalação de chapas metálicas espessas em suas pontas. Esse tamponamento teve como objetivo evitar um possível entupimento devido à entrada de solo no interior da estaca durante a cravação das mesmas, de forma a permitir a instalação dos tubos inclinométricos posteriormente à cravação das estacas. No entanto, mesmo com esse cuidado, alguns inclinômetros não atingiram a profundidade máxima das estacas. França (2014) informa que houveram relatos de campo de que, durante o arrasamento para a execução das vigas e blocos de coroamento, fragmentos de concreto foram derrubados no vazio central das estacas. Esse relato justificaria o fato da cota da ponta de alguns inclinômetros não coincidir com a cota da ponta da estaca em que foram inseridos. A Tabela 3.7 apresenta a profundidade máxima atingida pelos inclinômetros e pelas respectivas estacas em que foram instalados.

Tabela 3.7 – Cotas de instalação das pontas dos inclinômetros instalados no interior das estacas

| Inclinômetro | Estaca | Cota da ponta da estaca [m] | Cota da ponta do inclinômetro [m] | Comprimento acima da ponta da estaca [m] |
|--------------|--------|-----------------------------|-----------------------------------|--|
| IV01         | E6     | -27,70                      | -25,56                            | 2,14                                     |
| IV05         | E7     | -26,00                      | -25,60                            | 0,40                                     |
| IV06         | E8     | -26,70                      | -28,56 (*)                        | -  |
| IV07         | E9     | -28,00                      | -26,09                            | 1,91                                     |
| IV09         | E10    | -26,45                      | -22,57                            | 3,88                                     |
| IV10         | E11    | -27,20                      | -22,58                            | 4,62                                     |
| IV11         | E12    | -23,70                      | -22,54                            | 1,16                                     |

(\*) Observa-se uma incoerência na cota atingida pela ponta do IV06, tendo em vista que de acordo com os dados do boletim de instalação, a ponta desse inclinômetro estaria abaixo da ponta da estaca, que, teoricamente, estaria tapada com uma espessa chapa metálica.

Todos os inclinômetros foram instalados de forma que as ranhuras dos tubos inclinométricos fossem posicionadas nas direções paralela e perpendicular ao aterro. Além disso, de acordo com França (2014), embora não haja registro dessa informação nos boletins de instalação dos inclinômetros, para as estacas posicionadas no interior das estacas foram utilizados espaçadores a cada segmento de tubo para garantir a centralização dos mesmos.

A primeira leitura dos inclinômetros foi feita no dia 19/06/2013, data da execução da primeira etapa de alteamento do aterro. A frequência de leitura da instrumentação foi aproximadamente diária, exceto na última etapa de carregamento, que durou 33 dias, cujas leituras passaram a ser realizadas em intervalos de aproximadamente 4 dias. Durante o descarregamento do aterro, ainda foram realizadas duas leituras adicionais: uma com uma altura de aterro de aproximadamente 3,0m e outra após a remoção de todo o aterro, com o terreno na cota inicial de +1,3m.

### 3.1.4 Investigação geotécnica

A campanha de investigação geotécnica realizada na área do aterro experimental com o objetivo de caracterizar o perfil do terreno foi composta por:

- 5 furos de sondagem à percussão do tipo SPT (SP-01, SP-02, SP-03, SP-04 e SP-727);
- 1 vertical de piezocone ou CPTu (CPTu01), incluindo 2 ensaios de dissipação;
- 1 vertical com 8 ensaios de palheta ou vane test (VT01), realizados metro a metro a partir da cota -8,3m;
- Retirada de 2 amostras indeformadas com amostradores do tipo Shelby de diâmetro de 3" (SS01a, SS01b);
- Retirada de 2 amostras indeformadas com amostradores do tipo Shelby de diâmetro de 4" (SS04b, SS04c).

As sondagens SP-01, SP-02, SP-03 e SP-727 foram realizadas pela empresa GEODRILL Engenharia LTDA, somente a sondagem SP-04 foi executada pela empresa GEOLOGUS Engenharia LTDA. Os demais ensaios de campo (CPTu e Palheta) foram realizados pela empresa GEFORMA Engenharia e os ensaios de laboratório pela GEOMECAÂNICA.

A Figura 3.3 apresentou a disposição desses ensaios dentro da área do teste. Além desses ensaios, nas amostras deformadas obtidas das amostras das sondagens, foram realizados os seguintes ensaios de caracterização: umidade natural ( $w_{nat}$ ), teor de finos (#200), limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). Também nas amostras indeformadas retiradas por amostradores tipo Shelby foram realizados ensaios de caracterização, de adensamento e de compressão triaxial adensado hidrostaticamente, não drenado (CIU). A Tabela 3.8 apresenta os ensaios realizados em cada amostras indeformada.

Tabela 3.8 – Ensaios de laboratório realizados nas amostras indeformadas

| Amostra | Diâmetro<br>["] | Ensaios            |             |     |
|---------|-----------------|--------------------|-------------|-----|
|         |                 | Caracterização (*) | Adensamento | CIU |
| SS01a   | 3               | sim                | sim         | sim |
| SS01b   | 3               | -                  | -           | -   |
| SS04a   | 4               | sim                | sim         | sim |
| SS04b   | 4               | sim                | sim         | sim |

(\*)Os ensaios de caracterização incluem: umidade natural ( $w_{nat}$ ), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e peso específico dos grãos ( $G_s$ ).

Para uma melhor caracterização das camadas de solo mole, buscando-se a recorrência dos parâmetros estimados, utilizou-se, além da investigação geotécnica realizada dentro da área do teste, os resultados de ensaios de campo e de laboratório realizados em outras ilhas de investigação, situadas dentro da área da Vila dos Atletas. A Tabela 3.9 apresenta os ensaios de campo e de laboratório realizados em cada uma dessas ilhas de investigação e suas respectivas distâncias até a área do aterro experimental.

Tabela 3.9 – Ensaios de campo realizados fora da área do aterro experimental

| Ilha | Distância aproximada da área do teste [m] | SPT   | CPTu     | Palheta | Amostra Indeformada |
|------|---|-------|----------|---------|---------------------|
| A    | 145,0                                     | SP-48 | CPTu-48  | VT-48   | 48                  |
| B    | (*)                                       | SP-35 | CPTu-35  | VT-35   | 35                  |
| C    | 190,0                                     | -     | CPTu-303 | VT-303  | VS-303              |
| D    | 80,0                                      | -     | CPTu-320 | VT-320  | VS-320              |
| E    | 540,0                                     | -     | CPTu-03  | VT-03   | SS-03               |
| F    | 600,0                                     | -     | CPTu-04  | -       | -                   |
| G    | 50,0                                      | SC404 | CPTu-404 | -       | -                   |
| H    | 140,0                                     | -     | CPTu-701 | VT-701  | -                   |

(\*) Não se dispõe da localização dessa ilha

A Figura 3.11 apresenta a posição dessas ilhas de investigação complementares.

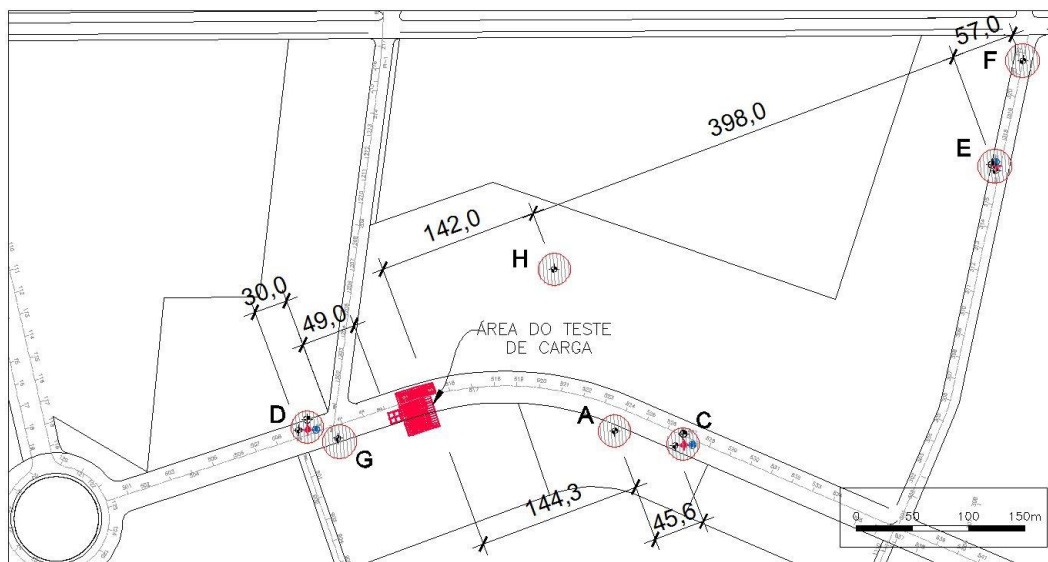


Figura 3.11 – Posição das ilhas de investigação complementares



No tópico a seguir, será apresentado o perfil do terreno traçado com base nos resultados dessa campanha de investigação geotécnica realizada na área do teste.

### 3.1.4.1. Perfil do Terreno

A seção AA apresentada anteriormente na Figura 3.4 indica o perfil geotécnico do terreno no sentido transversal à face envelopada do talude do aterro experimental. A Figura 3.12 apresentada abaixo indica o perfil geotécnico da seção BB, ou seja, no sentido paralelo à face envelopada do talude. As seções AA e BB foram representadas em planta na Figura 3.3. Vale ressaltar, no entanto, que no corte da Figura 3.12, o monitoramento do aterro não foi representado.

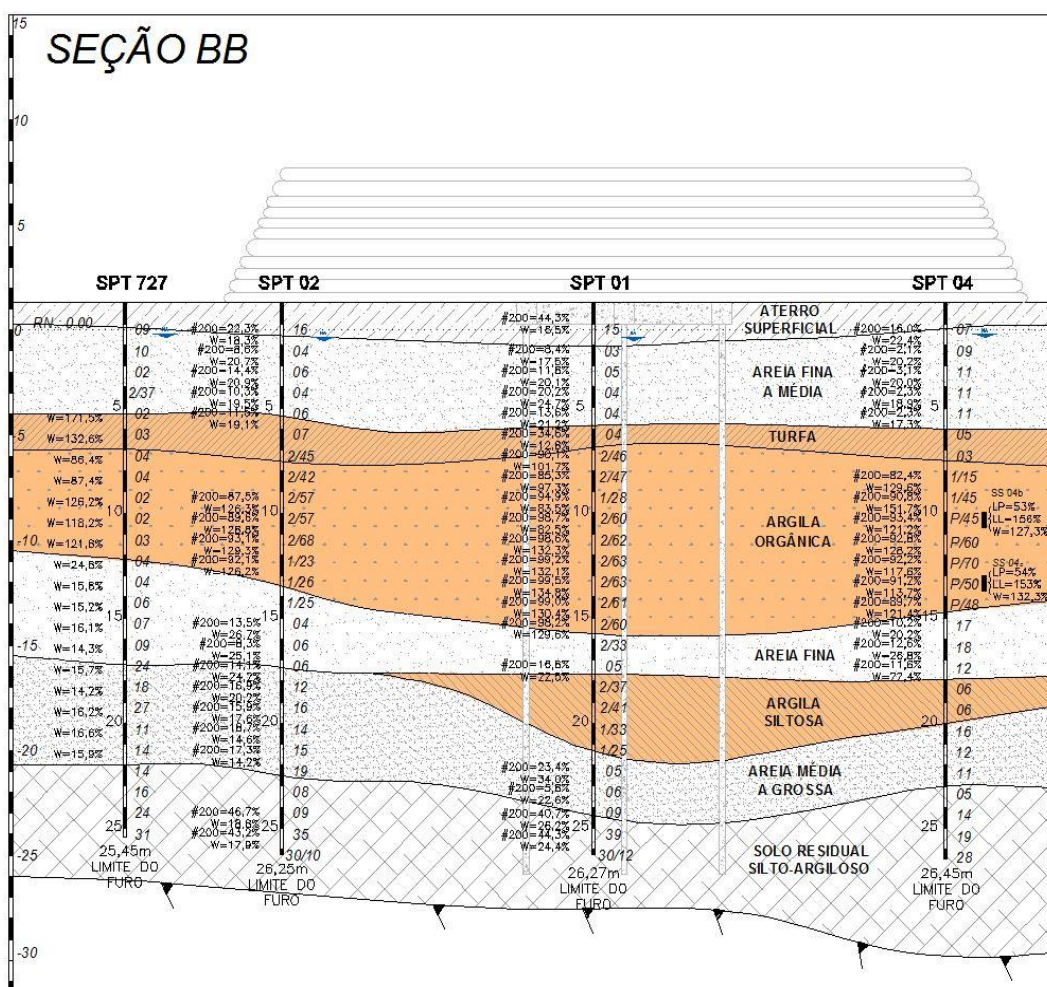


Figura 3.12 – Corte vertical BB indicado na Figura 3.3

Observando os perfis esquemáticos do terreno na área do aterro experimental, é possível verificar a heterogeneidade horizontal do solo nessa

região. A camada de argila siltosa que aparece nas sondagens SP-01, SP-03 e SP-727, por exemplo, desaparece a medida que se afasta do aterro no sentido paralelo à face do talude junto as estacas.

Na Figura 3.13 estão apresentados os gráficos com os valores de NSPT, da umidade natural e dos limites de liquidez e de plasticidade ao longo da profundidade do terreno. Os valores de umidade e dos limites de Atterberg foram obtidos tanto das amostras deformadas obtidas das sondagens, quanto das amostras indeformadas retiradas na área do teste com amostradores tipo Shelby.

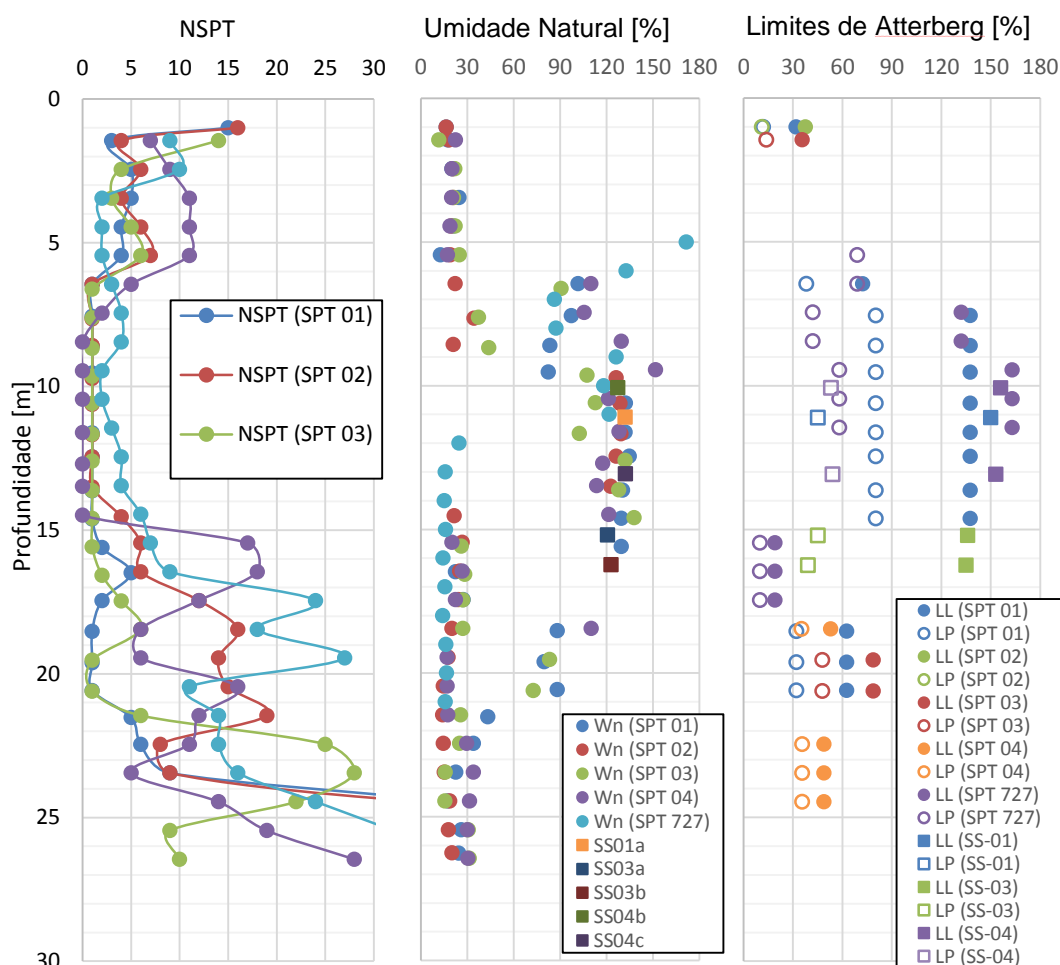


Figura 3.13 – Gráficos com NSPT, umidade e limites de Atterberg ao longo da profundidade

Com base nos perfis de sondagens e nos ensaios de umidade, o terreno foi dividido em 8 camadas distintas. Cada uma dessas camadas tiveram seus pesos específicos naturais e saturados calculados a partir de suas umidades. A Tabela 3.10 apresenta essa divisão das camadas. O nível d'água foi adotado na cota -0,3m, que equivale à profundidade de 1,6m, tendo em vista que a superfície do terreno encontra-se na cota +1,3m.

Tabela 3.10 – Divisão estimada das camadas do terreno na área do teste

| Camada | Descrição          | W <sub>nat</sub> [%] | e   | $\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ] | $\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ] | Profundidade [m] |      |
|--------|--------------------|----------------------|-----|---------------------------------|-------------------------------------|------------------|------|
|        |                    |                      |     |                                 |                                     | Início           | Fim  |
| 1      | Aterro Superficial | 20,0                 | 1,0 | 15,1                            | 17,7                                | 0,0              | 2,5  |
| 2      | Areia fina a média | 23,0                 | 0,6 | 20,0                            | 20,0                                | 2,5              | 5,5  |
| 3      | Turfa              | 170,0                | 3,9 | 12,6                            | 12,6                                | 5,5              | 7,0  |
| 4      | Argila Orgânica    | 130,0                | 3,1 | 13,4                            | 13,4                                | 7,0              | 15,5 |
| 5      | Areia fina         | 25,0                 | 0,6 | 19,5                            | 19,5                                | 15,5             | 18,0 |
| 6      | Argila Siltosa     | 80,0                 | 1,9 | 14,8                            | 14,8                                | 18,0             | 21,0 |
| 7      | Areia média        | 17,0                 | 0,5 | 21,7                            | 21,7                                | 21,0             | 24,5 |
| 8      | Solo residual      | 25,0                 | 0,7 | 19,9                            | 19,9                                | 24,5             | 30,0 |

A Figura 3.14 apresenta os parâmetros derivados do ensaio de piezocone CPTu01 plotados ao longo da profundidade do terreno.

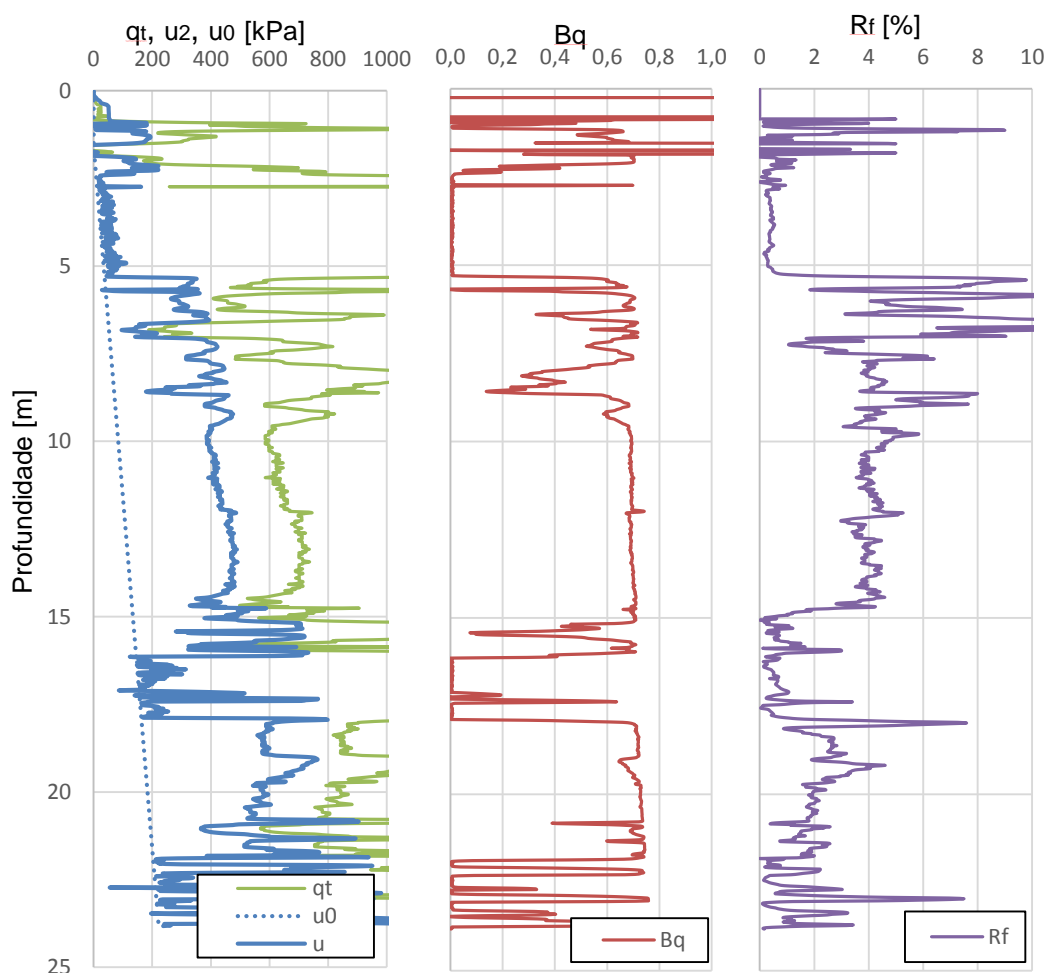


Figura 3.14 – Resultados do ensaio de piezocone CPTu01 ao longo da profundidade

De forma geral, observa-se que o perfil obtido com os resultados do piezocone CPTu01 revelam a presença das 3 camadas de solo mole ob-

servadas anteriormente (turfa, argila orgânica e argila siltosa), apresentando boa concordância principalmente com os perfis das sondagens SP-01 e SP-03, que são as sondagens mais próximas à posição da vertical do CPTu-01.

Com base nessa investigação geotécnica de campo, pode-se dizer que a primeira camada do terreno compreende um aterro de deposição relativamente recente (cerca de 1 ano antes do teste), caracterizado como um silte argiloso, com NSPT variando de 7 a 14 golpes, com um teor de finos de aproximadamente 45% e espessura de mais ou menos 2,5m. A segunda camada do terreno consiste numa areia fina a média, com NSPT variando de 4 a 11 golpes, resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) em torno de 5000kPa e espessura entre 3,0 e 4,0m. A caracterização tátil-visual das amostras deformadas obtidas das sondagens nessa camada revela a presença de fragmentos de conchas.

Logo abaixo dessa camada de areia, encontra-se uma camada de turfa argilosa (camada 3), de cor preta, consistência muito mole, umidade natural girando em torno de 160% e espessura de aproximadamente 2,0m. Conforme se observa nos gráficos do CPTu01, na profundidade desta camada, os resultados apresentam grande variabilidade, o que indica a presença de veios arenosos intercalados com a turfa argilosa.

Na sequência do perfil, a quarta camada do terreno apresenta-se como uma argila orgânica, siltosa, de consistência muito mole e com espessura aproximada de 8,0m. Essa camada apresenta umidade natural em torno de 100% nos 2,0m iniciais e em torno de 130% ao longo do restante da camada, com limite de liquidez de 150%, limite de plasticidade de 50% e índice de plasticidade de 100%. Os resultados do ensaio de piezocone (CPTu01) mostram claramente a presença dessa espessa camada de argila orgânica, caracterizada por baixos valores de resistência de ponta corrigida ( $\approx 700\text{kPa}$ ), altos valores de  $B_q$  ( $\approx 0,7$ ) e razões de atrito de aproximadamente 4%.

Subjacente a essa camada de argila mole, encontra-se uma camada de areia fina a média (camada 5), com NSPT variando de 4 a 17 golpes, média da resistência de ponta corrigida de 9000kPa e espessura de aproximadamente 3,0m.

Em seguida, apresenta-se mais uma camada de solo mole (camada 6), caracterizada como uma argila siltosa plástica, com espessura aproximada de 3,0m. Essa camada apresenta umidade natural em torno de 70%, limite de liquidez de 80%, limite de plasticidade de 80% e índice de plasticidade de 40%. Os resultados do CPTu01 também evidenciam a presença dessa camada, com valores de resistência de ponta corrigida de aproximadamente 900kPa, valores de  $B_q$  em torno de 0,7 e razões de atrito variando entre 2 e 4%. Conforme comentado anteriormente, essa camada de argila siltosa não aparece nas sondagens SP-02 e SP-04, o que evidencia a heterogeneidade horizontal do terreno. As sondagens SP-01 e SP-03, na região central do teste, são as que melhor caracterizam essa camada.

Abaixo dessa camada, encontra-se, na sequência, uma camada de areia média (camada 7) com NSPT crescente com a profundidade e espessura variando entre 3,0 e 4,0m. Finalmente, encontra-se uma camada de solo residual silto-argiloso (camada 8) até que seja atingido o impenetrável, em profundidades que variam de 27,0 a 31,0m.

Para contornar à ausência de coleta de amostras durante o ensaio de piezocone para classificação e identificação das distintas camadas do terreno, diversos autores propuseram procedimentos indiretos de classificação, estabelecidos com base em padrões de comportamento, na forma de ábacos. Robertson (1990) propõem um modelo de classificação baseado na normalização de três grandezas fundamentais do ensaio, com a consideração do nível de tensões:

- Resistência de ponta do cone normalizada:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.1)$$

- Razão de atrito normalizada:

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.2)$$

- Razão de poropressão:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.3)$$

Nesse modelo, esses parâmetros normalizados são plotados em dois ábacos ( $Q_t$ - $F_r$  e  $Q_t$ - $B_q$ ) que distinguem 9 zonas de comportamentos diferentes. Para facilitar o tratamento dos dados, Jefferies e Davies (1993) definiram o índice de classificação do material,  $I_c$ , reduzindo a distinção dos

tipos de solo em apenas 6 zonas de comportamentos. O índice  $I_c$  é calculado a partir da Equação 3.4.

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (3.4)$$

Posteriormente, Robertson e Wride (1998) propuseram uma versão simplificada do método de Jefferies e Davies (1993), definindo o índice de classificação  $I_{cRW}$ , determinado com base na Equação 3.5.

$$I_{cRW} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 + \log(F_r)\}^2} \quad (3.5)$$

Onde:

$Q_{tn}$  = resistência da ponta normalizada, calculado com base na equação 3.6.

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left( \frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (3.6)$$

Onde:

$$\sigma_{atm} = 1 \text{ atm} = 100 \text{ kPa}$$

$n$  = expoente dependente do tipo de solo, devendo ser calculado de modo iterativo, verificando-se o valor do  $I_{cRW}$ .

A Figura 3.15 apresenta os índices de classificação propostos por Jefferies e Davies (1993),  $I_c$ , e por Robertson e Wride (1998),  $I_{cRW}$ , plotados ao longo da profundidade do terreno, calculados com base no ensaio CPTu01.

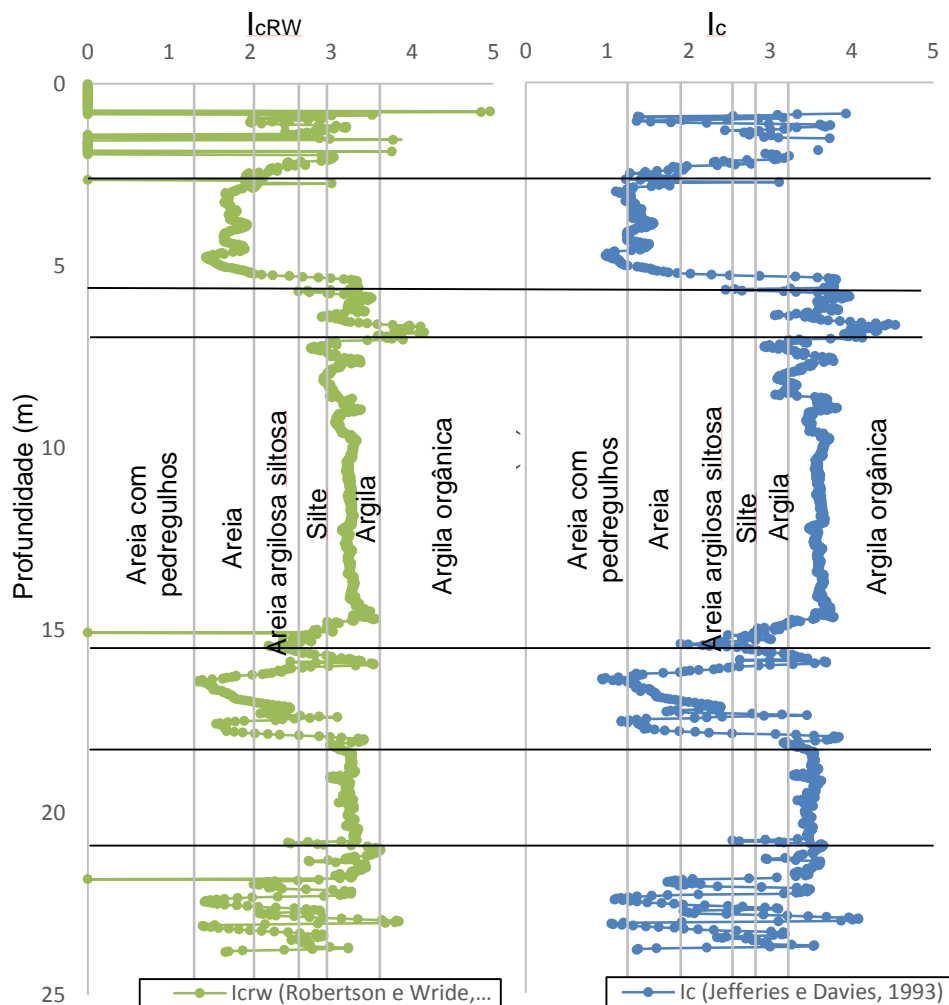


Figura 3.15 – Classificação das camadas do terreno com base nos índices  $I_{cRW}$  e  $I_c$

A Tabela 3.11 apresenta uma comparação das classificações de 7 das 8 camadas que compõem o terreno na área do aterro experimental, com base nas duas propostas apresentadas. A camada 8 não foi contemplada, tendo em vista que o ensaio CPTu01 não atingiu a sua profundidade.

Tabela 3.11 – Classificação das camadas do terreno com base nas propostas de Jefferies e Davies (1993) e Robertson e Wride (1998)

| Camada | Tipo de comportamento     |                          |
|--------|---------------------------|--------------------------|
|        | Jefferies e Davies (1993) | Robertson e Wride (1998) |
| 1      | Argila                    | Silte                    |
| 2      | Areia                     | Areia                    |
| 3      | Argila Orgânica           | Argila Orgânica          |
| 4      | Argila Orgânica           | Argila                   |
| 5      | Areia                     | Areia                    |
| 6      | Argila Orgânica           | Argila                   |
| 7      | Areia argilosa siltosa    | Areia argilosa siltosa   |

Observando os dados da tabela, verifica-se que houve boa concordância entre os resultados nas duas propostas analisadas de classificação dos solos baseados no ensaio de piezocone. Além disso, não foi observada nenhuma divergência significativa entre esses resultados e a classificação do solo realizada com base nos demais resultados obtidos na campanha de investigação geotécnica realizada na área do aterro experimental.

#### **3.1.4.2.**

##### **Caracterização do solo mole**

Conforme comentado no início desse capítulo, para complementação da caracterização do solo mole, foram utilizados resultados de ensaios de campo e de laboratório realizados dentro do terreno da Vila dos Atletas, porém fora da área do aterro experimental.

Devido à imprecisão inerente à execução de ensaios tanto de campo quanto de laboratório e a incerteza envolvida na estimativa dos parâmetros a partir desses ensaios, o ideal é que a estimativa de um determinado parâmetro seja feita por diferentes ensaios. Dessa forma, a redundância de resultados possibilita a comparação dos resultados e a obtenção de uma faixa de valores mais confiável. Com esse objetivo, a razão de sobreadensamento (OCR) das camadas de argila mole foi estimada a partir dos ensaios de adensamento, dos ensaios de piezocone e dos ensaios de palheta disponíveis.

Os ensaios de adensamento possibilitam a avaliação da qualidade das amostras indeformadas. Nesse estudo, essa avaliação foi feita tanto pelo método de Lunne *et al.* (1997), quanto pelo método de Coutinho (2007). A Tabela 3.12 apresenta as estimativas de OCR obtidas pelos ensaios de adensamento e a avaliação da qualidade de cada uma das amostras. Vale ressaltar que todas as amostras indeformadas disponíveis foram retiradas na profundidade da camada de argila orgânica, ou seja, da camada 4, de acordo com a divisão de camadas feita nesse estudo.



Tabela 3.12 – Avaliação da qualidade das amostras indeformadas

| Amostra In-deformada |   | Diâmetro<br>(“) | OCR | $\Delta e/e_0$ | Avaliação da Qualidade dos<br>Corpos de Prova |                       |
|----------------------|---|-----------------|-----|----------------|---|-----------------------|
|                      |   |                 |     |                | Lunne <i>et al.</i><br>(1997)                 | Coutinho<br>(2007)    |
| SS-01 (*)            | a | 3               | 1,0 | 0,10           | Pobre   | Pobre                 |
| SS-03                | a | 3               | 0,8 | 0,20           | Muito pobre                                   | Muito pobre           |
|                      | b | 3               | 1,0 | 0,07           | Boa a regular                                 | Boa a regular         |
| SS-04 (*)            | b | 4               | 2,2 | 0,03           | Muito boa a excelente                         | Muito boa a excelente |
|                      | c | 4               | 0,9 | 0,12           | Pobre   | Pobre                 |
| VS-320               | 3 | 3               | 1,3 | 0,05           | Boa a regular                                 | Muito boa a excelente |
|                      | 5 | 3               | 1,6 | 0,05           | Boa a regular                                 | Muito boa a excelente |
| 35                   | 3 | 3               | 1,3 | 0,04           | Muito boa a excelente                         | Muito boa a excelente |
|                      | 4 | 3               | 0,9 | 0,14           | Pobre   | Pobre                 |
| 48                   | 1 | 3               | 2,5 | 0,04           | Boa a regular                                 | Muito boa a excelente |
|                      | 2 | 3               | 1,0 | 0,09           | Pobre   | Pobre                 |

(\*) Amostras obtidas dentro da área do aterro experimental

A avaliação da qualidade das amostras pelos métodos de Lunne *et al.* (1997) e pelo método de Coutinho (2007) divergiu muito pouco. A partir dos resultados da Tabela 3.12, observou-se que as amostras avaliadas como de melhor qualidade apresentaram valores de OCR mais altos.

As estimativas de OCR realizadas com base nos resultados dos ensaios de piezocone foram feitas a partir da relação empírica:

$$OCR = \frac{K_1 \cdot (q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (3.7)$$

O valor de  $k_1$  adotado foi 0,20, de acordo com a proposta de Teixeira, Sayão e Sandroni para argilas da Barra da Tijuca (RJ).

Para a obtenção do OCR baseado nos resultados obtidos dos ensaios de palheta, utilizou-se a equação de Shansep, proposta por Ladd (1991) e expressa pela Equação 3.8.

$$OCR = \left( \frac{s_u}{S \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{1/m} \quad (3.8)$$

Onde:

$S$  e  $m$  = parâmetros empíricos

Os valores de  $S$  e de  $m$  adotados foram 0,25 e 0,80, respectivamente. Esses valores foram adotados com base na classificação de Ladd (1991) para argilas orgânicas.

A estimativa dos valores da resistência não drenada foram feitas diretamente pelos ensaios de palheta e por correlações com os resultados dos ensaios de piezocone. Os valores das resistências não drenadas obtidas nos ensaios de palheta foram corrigidos através da Equação 3.9, proposta por Bjerrum (1972).

$$Su_{campo} = \mu \cdot Su_{palheta} \quad (3.9)$$

Com base na faixa de valores dos índices de plasticidade das argilas do perfil do terreno analisado (em torno de 100% para a camada de argila orgânica mais espessa), adotou-se o coeficiente  $\mu$  igual a 0,62.

No caso da estimativa da resistência não drenada com base nos ensaios de piezocone, esta foi determinada de forma indireta por meio da Equação 3.10.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (3.10)$$

Onde:

$N_{kt}$  = fator de capacidade de carga

Nesse estudo, a determinação de  $N_{kt}$  foi feita de forma direta, relacionando os valores da resistência de ponta do cone corrigida com os valores da resistência não drenada medida nos ensaios de palheta. Para isso, utilizou-se como base apenas os ensaios de piezocone e de palheta realizados dentro da área do aterro experimental, ou seja, CPTu01 e VT01, respectivamente. Dessa forma, obteve-se um  $N_{kt}$  igual a 13.

A Figura 3.16 apresenta os resultados das estimativas dos valores de OCR e de  $S_u$  das camadas de argila mole plotados ao longo da profundidade do terreno. A partir dessa figura, observa-se que tanto o OCR quanto o  $S_u$  da camada 3 (turfa) apresentam grande variação, podendo ser adotados como valores médios, respectivamente, 2,2 e 23kPa. A espessa camada 4 (argila orgânica), por sua vez, apresenta valores médios de OCR e  $S_u$ , respectivamente iguais a 1,5 e 26kPa. Já a camada 6, mais profunda, apresenta OCR variando entre 1,1 e 1,5 e  $S_u$  entre 22 e 28kPa.

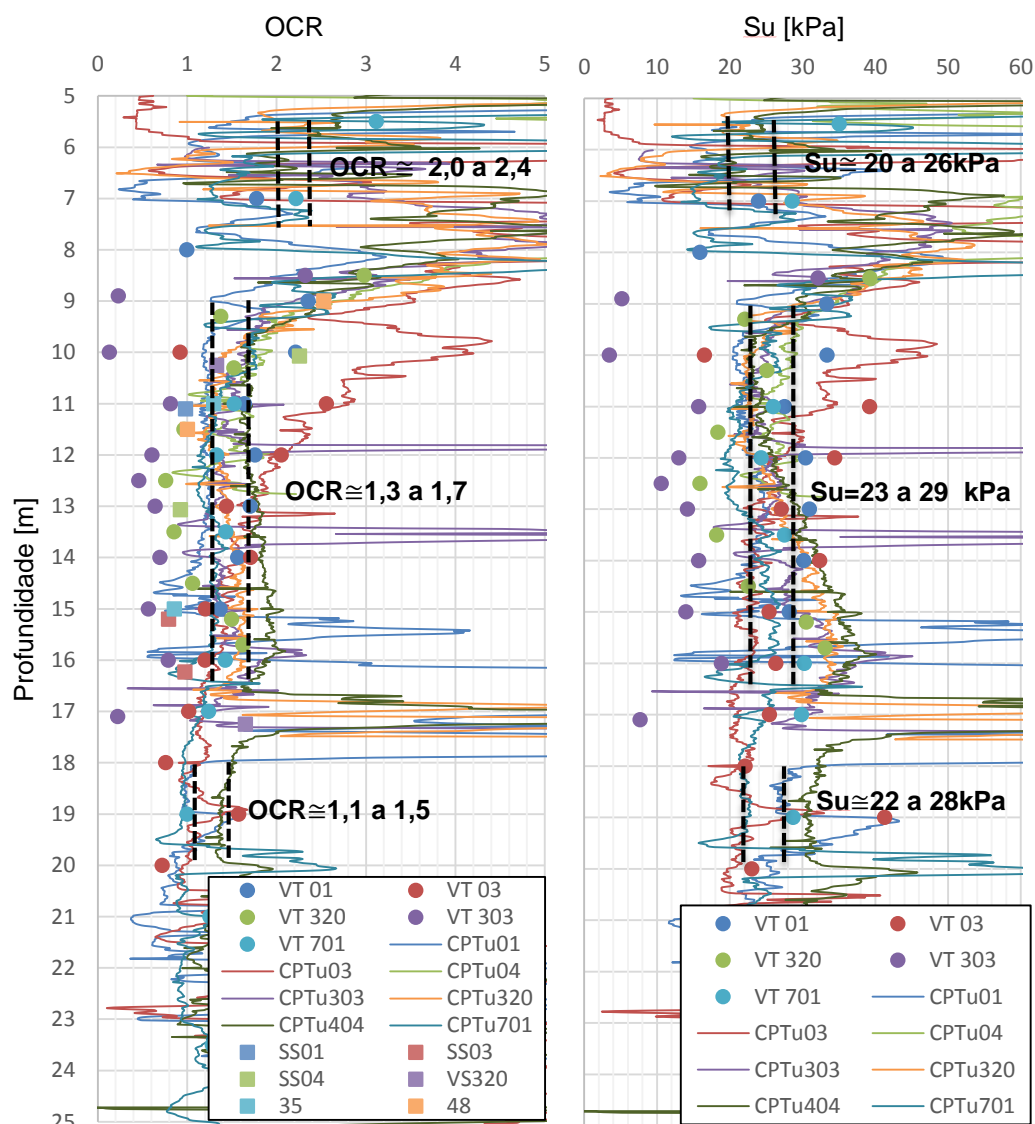


Figura 3.16 – Gráficos que relacionam a razão de sobreadensamento (OCR) e a resistência não drenada (Su) ao longo das camadas de solo mole

## 4

## Análise dos resultados da instrumentação de campo

### 4.1

### Poropressões

Conforme apresentado no Capítulo 3, o monitoramento do aterro experimental contemplou a instalação de 16 piezômetros de corda vibrante, que foram posicionados na área do aterro conforme apresentado nas Figuras 3.3 e 3.4. Os gráficos das Figuras 4.1 à 4.4 apresentam a variação dos excessos de poropressões ao longo do tempo obtidas pelos piezômetros instalados, respectivamente, nas cotas -5,60m ( $z=6,90\text{m}$ ), -9,60m ( $z=10,90\text{m}$ ), -12,6m ( $z=13,90\text{m}$ ) e -18,60m ( $z=19,90\text{m}$ ).

Com base nessas figuras, é possível observar que nas verticais de piezômetros PZ1, PZ2 e PZ3, os picos de poropressão obtidos nos piezômetros instalados nas cotas -5,60m, -9,60m e -12,60m (respectivamente nas posições a, b e c) coincidem com os momentos de elevação do aterro. Além disso, observa-se que entre as etapas de alteamento do aterro ocorre significativa dissipação dos excessos de poropressão induzidos pela sobrecarga do aterro.

Com relação à vertical de piezômetros mais afastada da base do aterro, PZ4, e aos piezômetros posicionados na camada de argila mole mais profunda ( $z=19,90\text{m}$ ), não foram observados picos de poropressão significativos, que possam ser facilmente relacionados com o alteamento do aterro.

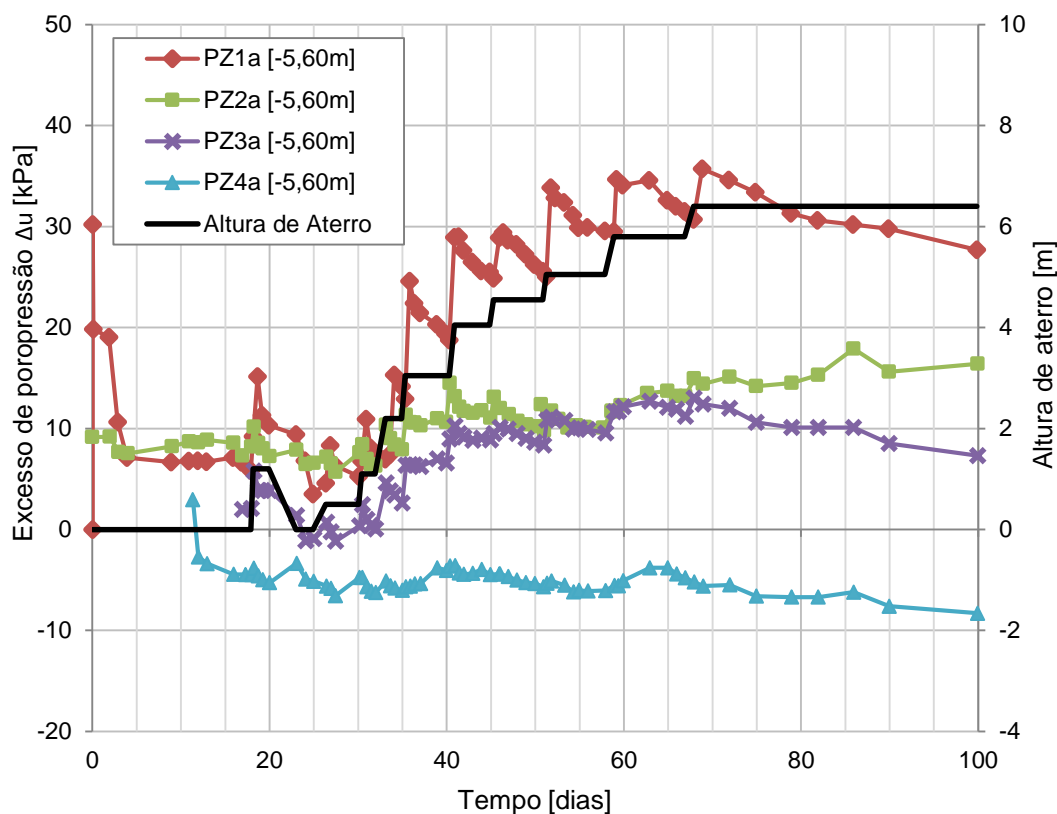


Figura 4.1 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de  $z=6,9\text{m}$

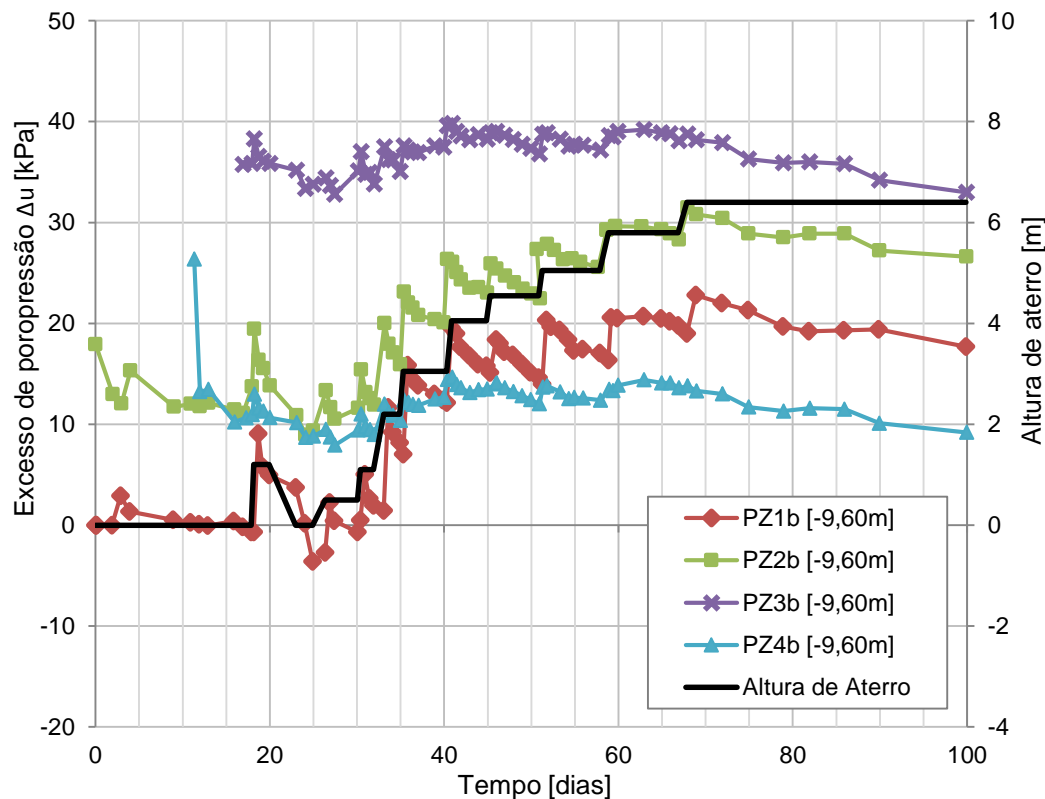


Figura 4.2 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de  $z=10,9\text{m}$

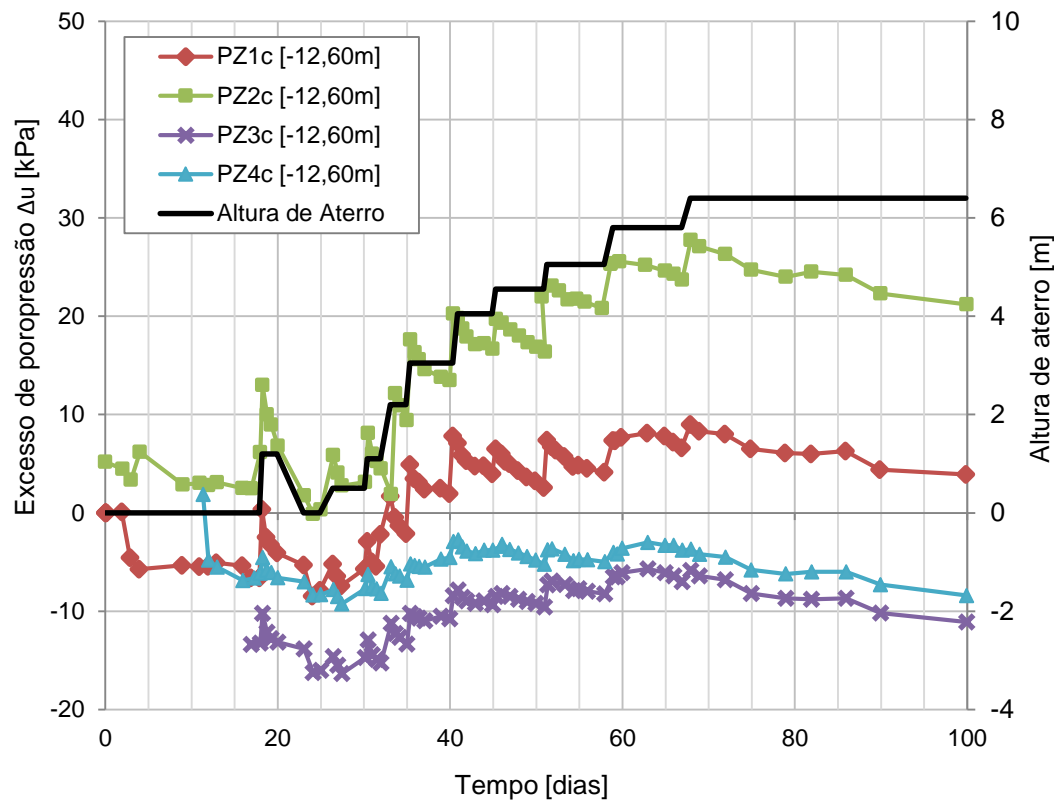


Figura 4.3 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de  $z=13,9\text{m}$

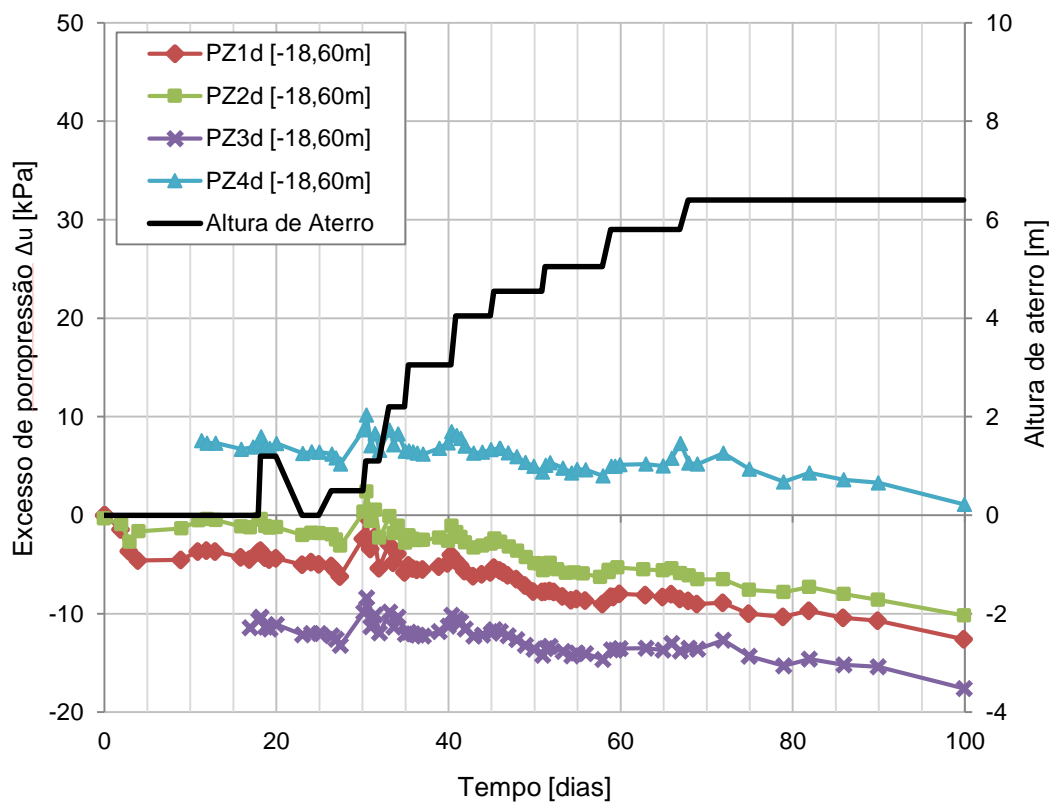


Figura 4.4 – Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo/alteamento do aterro para os piezômetros posicionados a uma profundidade de  $z=19,9\text{m}$

Nos gráficos das figuras 4.1 à 4.4, observou-se também que os excessos de poropressões iniciais medidos pelos piezômetros apresentaram valores absolutos não nulos, sendo que alguns piezômetros apresentaram inclusive excessos de poropressão iniciais negativos, que podem ser atribuídos a erros de determinação das leituras iniciais de referência. No entanto, embora em termos absolutos os excessos de poropressão medidos tenham apresentado valores inesperados, em termos relativos, os valores poropressão medidos foram bastante coerentes com o comportamento esperado.

A Figura 4.5 permite uma observação clara da distribuição dos excessos de poropressão ao longo da profundidade das verticais de piezômetros posicionadas sob a área do aterro (PZ1 e PZ2). Vale ressaltar que na vertical PZ1, as variações de poropressão são maiores na profundidade de 6,90m, ou seja, na parte superior da camada de argila mole. Já na vertical PZ2, também localizada sob a área do aterro, porém um pouco mais afastada do eixo central do que a PZ1, as variações de poropressão são maiores na parte inferior da camada de argila mais espessa, ou seja, nas profundidades de 10,90m e 13,90m. Esse comportamento pode ser justificado pela distribuição do bulbo de tensões induzido pelo acréscimo de carga do aterro.

Conforme apresentado no Capítulo 2, analisando a geração de poropressão nas argilas de fundação durante a construção de aterros, Tavenas *et al.* (1978) verificaram evidências claras da ocorrência de uma consolidação precoce nos primeiros estágios de carregamento do aterro, tendo em vista que os excessos de poropressão no início da construção eram bem menores do que os valores que corresponderiam à uma solicitação não drenada. Além disso, Tavenas *et al.* (1978) observaram também que quando a argila se tornava normalmente adensada, havia uma mudança nos valores dos excessos de poropressão, verificando que os valores dos coeficientes  $\bar{B} = \Delta u / \Delta \sigma_1$  e  $r_u = \Delta u / \Delta \gamma H$  aumentavam, aproximando-se de 1, conforme apresentado na Figura 2.2.

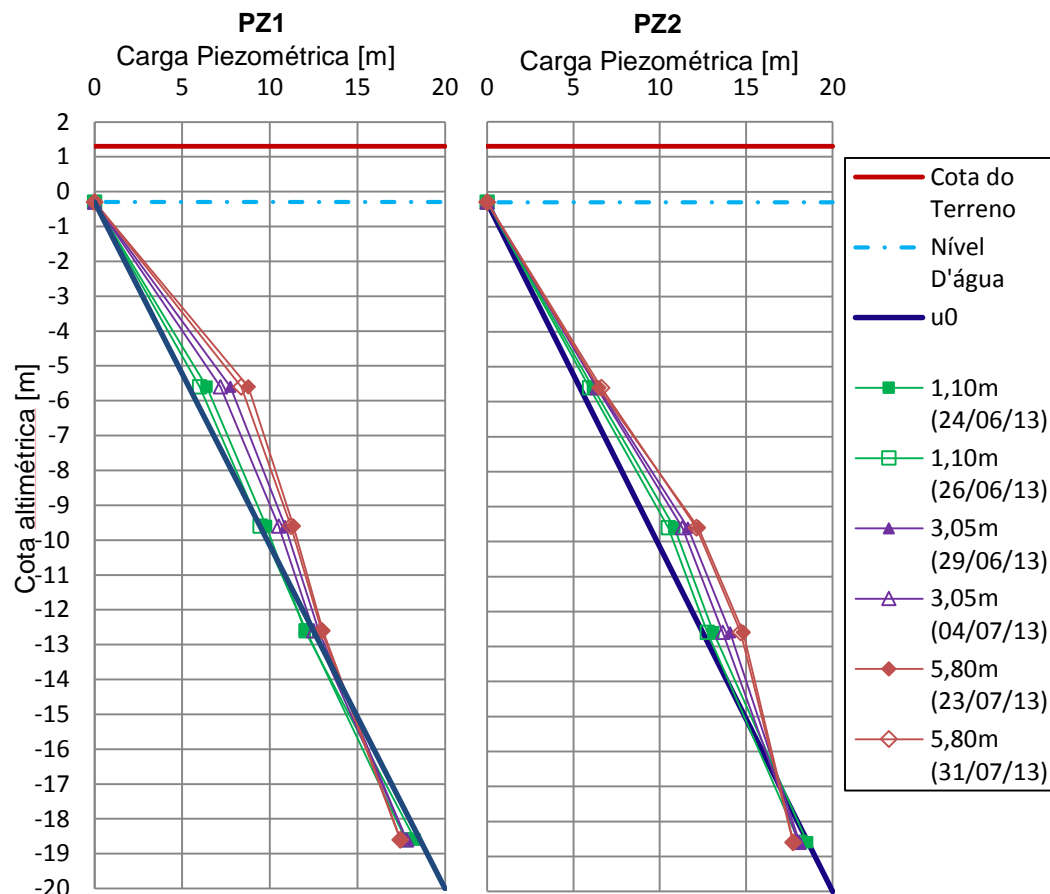


Figura 4.5 – Variação da carga piezométrica ao longo da profundidade durante o alteamento aterro para os piezômetros posicionados nas verticais PZ1 e PZ2

Com o intuito de se avaliar esse comportamento sugerido por Tavenas *et al.* (1978) para o aterro experimental em estudo, plotou-se na Figura 4.6 gráficos que relacionam a variação das poropressões medidas nos piezômetros posicionados na vertical PZ1 com o acréscimo de tensão vertical gerado pelo alteamento do aterro. A vertical PZ1 foi adotada como referência por ser a vertical de piezômetros do aterro experimental em estudo localizada mais próxima ao eixo central do aterro, o que permite a comparação com os resultados obtidos por Tavenas *et al.* (1978), já que as poropressões medidas por esses autores foram sempre medidas nos eixos centrais dos aterros.



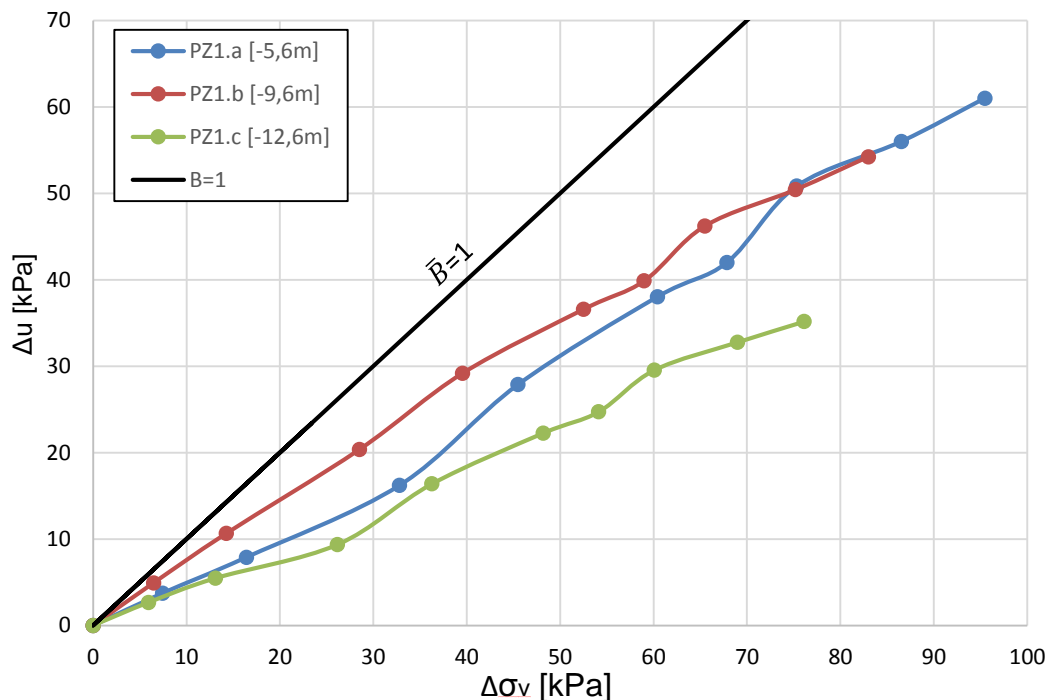


Figura 4.6 – Variação do parâmetro  $\bar{B}$  ao longo do alteamento do aterro

A inclinação da curva obtida nesse gráfico em cada alteamento do aterro correspondem ao parâmetro  $\bar{B}$ . A tensão total vertical ( $\Delta\sigma_1$ ) atuante na posição de cada piezômetro foi calculada com base na Equação 4.1:

$$\Delta\sigma_1 = I\gamma H \quad (4.1)$$

Onde  $\gamma$  é o peso específico do material do aterro,  $H$  corresponde à altura do aterro e  $I$  é o fator de influência relacionado à geometria do aterro. O fator  $I$  foi estimado para cada piezômetro com base nas suas profundidades e posições em relação ao aterro, considerando o ábaco proposto por Osterberg (1957) e apresentado na Figura 4.7.

A Tabela 4.1 apresenta os valores dos parâmetros  $\bar{B}$  obtidos em cada estágio do alteamento do aterro para os piezômetros posicionados na vertical PZ1. A partir do gráfico apresentado na Figura 4.7 nos dados da Tabela 4.1, é possível observar grande variação nos valores dos parâmetros  $\bar{B}$  ao longo do alteamento do aterro. No entanto, observa-se que no instante referente ao quarto alteamento do aterro, ou seja, quando o aterro é alteado para 3,05m de altura, os parâmetros  $\bar{B}$  obtidos nos piezômetros PZ1a, PZ1b e PZ1c se aproximam de 1. Nos dois alteamentos seguintes, esses parâmetros apresentam uma redução e voltam a se aproximar de 1 quando o aterro é alteado para a altura de 5,05m. Para os últimos dois

alteamentos, esses valores apresentam novamente uma redução. Essa variação nos valores do parâmetro  $\bar{B}$  pode ser justificada pela diferença de tempo entre as leituras dos piezômetros e o tempo zero de carregamento de cada etapa. Principalmente nas últimas duas etapas de alteamento, o tempo entre a última leitura antes do carregamento e a primeira após o final do alteamento foi cerca de 2 vezes o tempo das demais etapas, o que poderia justificar os baixos valores do parâmetro  $\bar{B}$ .

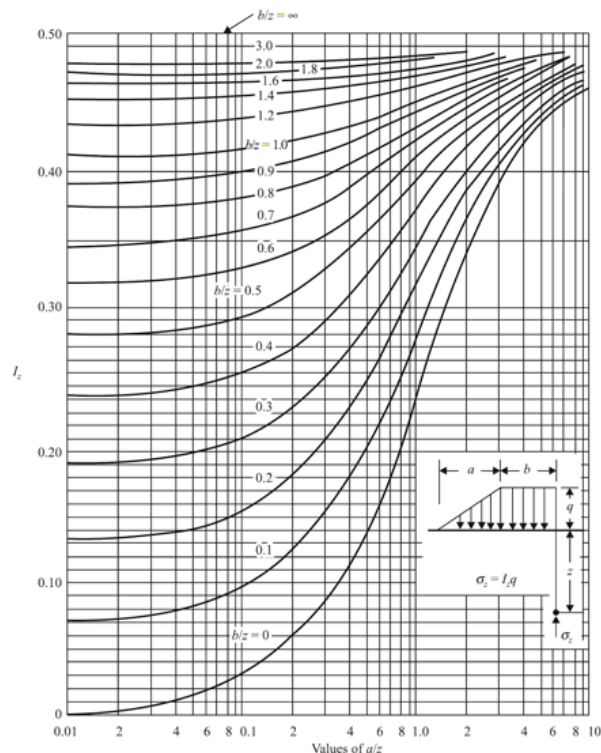


Figura 4.7 – Ábaco do fator de influência da tensão vertical em aterros extensos (Osterbeg, 1957)

Tabela 4.1 – Valores dos parâmetros  $\bar{B}$  em cada etapa de alteamento do aterro analisado

| $\Delta H_{\text{aterro}} \text{ (m)}$ | Parâmetro B |      |      |
|--|-------------|------|------|
|  | PZ1a        | PZ1b | PZ1c |
| 0,00 - 0,5                             | 0,50        | 0,76 | 0,45 |
| 0,50 - 1,10                            | 0,46        | 0,74 | 0,39 |
| 1,10 - 2,20                            | 0,51        | 0,72 | 0,30 |
| 2,20 - 3,05                            | 0,92        | 0,80 | 0,69 |
| 3,05 - 4,05                            | 0,68        | 0,57 | 0,49 |
| 4,05 - 4,55                            | 0,53        | 0,51 | 0,42 |
| 4,55 - 5,05                            | 1,18        | 0,98 | 0,81 |
| 5,05 - 5,80                            | 0,46        | 0,43 | 0,36 |
| 5,80 - 6,40                            | 0,56        | 0,49 | 0,34 |

Com isso, não foi possível identificar um ponto específico de mudança nesses valores que indique o momento em que a altura crítica do

aterro foi atingida, conforme proposto por Tavenas *et al.* (1978). Entretanto, como durante o alteamento de 2,20m para 3,05m, o parâmetro  $\bar{B}$  foi bem próximo de 1, suspeita-se que a argila tenha se tornado normalmente adensada durante o estágio de alteamento correspondente à altura de 2,20m, o que indica que essa seja a altura crítica do aterro. As análises dos resultados que será apresentada adiante reforçarão os indícios de que essa seja a altura crítica do aterro.

Tavenas e Leroueil (1980) propõem uma curva para estimativa da distribuição dos valores do parâmetro  $\bar{B}$  ao longo da profundidade normalizada da camada de argila mole, válida para os primeiros estágios do adensamento, antes que a altura crítica seja atingida. A curva proposta por Tavenas e Leroueil (1980) assemelha-se a uma isócrona de adensamento e pode ser aproximada pela Equação 4.2.

$$\bar{B}_1 = \Delta u / \Delta \sigma_v = 0,6 - 2,4 \left( \frac{z}{D} - 0,5 \right)^2 \quad (4.2)$$

Onde  $z$  é a profundidade e  $D$  a espessura do depósito de argila.

Para possibilitar a comparação com os dados obtidos no aterro experimental em estudo, plotou-se em um mesmo gráfico a curva proposta por Tavenas e Leroueil (1980) e os valores de  $\bar{B}$  obtidos nos diversos estágios de alteamento do aterro ao longo da profundidade para os piezômetros da vertical PZ1, conforme apresentado na Figura 4.8. Para isso, considerou-se como camada mole o conjunto formado pela camada de turfa e pela argila orgânica, desprezando-se a camada de argila siltosa mais profunda.

Com isso, foi possível observar a partir da Figura 4.8 que as curvas obtidas com os dados do aterro experimental para a vertical PZ1 se ajustam muito bem ao formato da curva proposta por Tavenas e Leroueil (1980) até a altura de aterro de 2,20m, o que, mais uma vez, dá indícios de que essa seja a altura crítica do aterro experimental e corrobora a ideia da ocorrência de uma consolidação precoce até que essa altura crítica seja atingida.

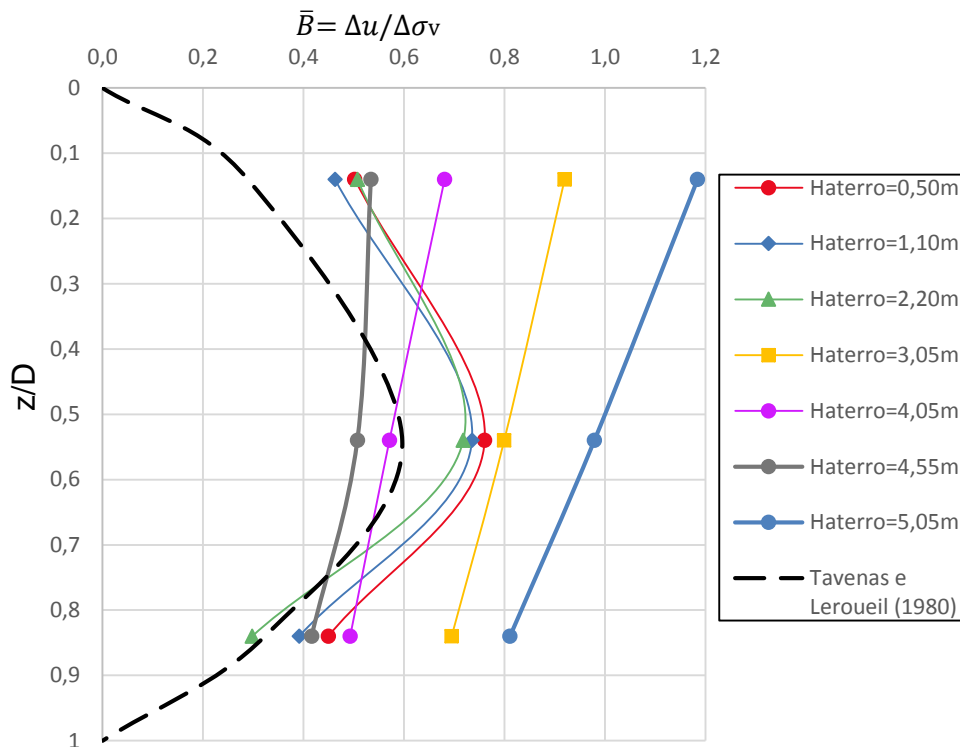


Figura 4.8 – Parâmetro  $\bar{B}$  obtido nos piezômetros posicionados na vertical PZ1 ao longo da camada de argila mole espessa

Outra forma de se avaliar a altura crítica do aterro é pela avaliação do ponto em que a tensão efetiva atinge a tensão de pré-adensamento da argila. O gráfico da Figura 4.9 apresenta o aumento da tensão efetiva induzida pelo alteamento do aterro ao longo da profundidade do terreno.

Nesse gráfico, a tensão efetiva inicial foi calculada considerando os pesos específicos de cada camada e a poropressão hidrostática. Já os acréscimos de tensão efetiva em cada etapa foram calculados com base nos incrementos de altura do aterro em cada etapa de alteamento e nos acréscimos de poropressão medidos pelos piezômetros posicionados na vertical PZ1. As linhas vermelhas representam a faixa de valores da tensão de pré-adensamento, calculadas multiplicando-se a tensão efetiva inicial pelos valores máximos e mínimos dos OCR estimados de cada camada (vide Figura 3.16).

A partir do gráfico da Figura 4.9, observa-se que a camada de argila torna-se normalmente adensada entre as alturas de aterro de 1,10m e 4,55m. Esse resultado corrobora as conclusões anteriores, tendo em vista que engloba a altura de aterro de 2,20m, observada anteriormente como a altura crítica do aterro.

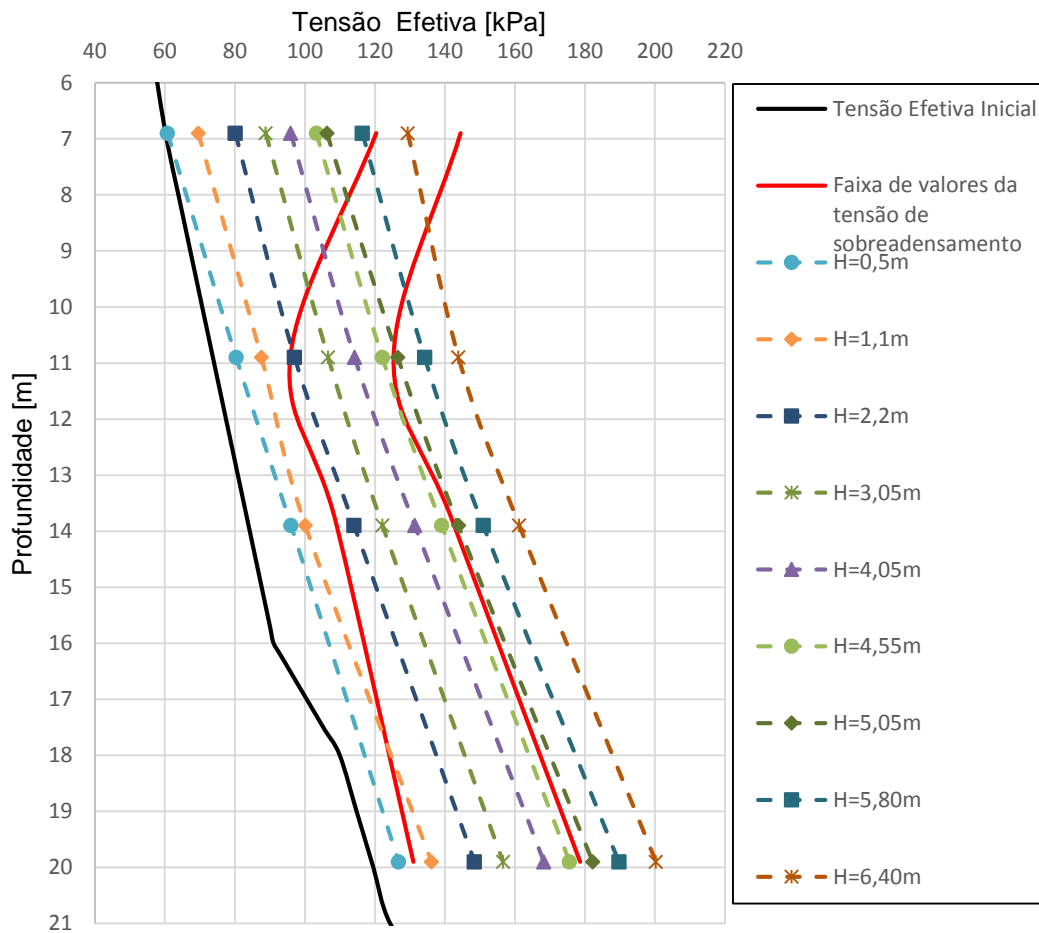


Figura 4.9 – Variação da tensão efetiva ao longo do alteamento do aterro

## 4.2 Deslocamentos

### 4.2.1 Deslocamentos verticais

O gráfico da Figura 4.10 apresenta as curvas com a evolução dos recalques acumulados ao longo do tempo/alteamento do aterro, medidos pelas 3 placas de recalque que foram instaladas no programa de monitoramento do aterro experimental em estudo. Conforme pode ser observado nesse gráfico, embora a placa de recalque PR1 estivesse posicionada mais próxima ao eixo central do aterro do que as demais placas (PR2 e PR3), os deslocamentos verticais medidos nas 3 placas de recalque foram praticamente iguais, indicando um recalque máximo de aproximadamente 46cm.

Na Figura 4.10, é possível observar que no instante correspondente à altura de aterro de 2,20m, ocorre uma aceleração dos recalques, que

pode ser percebida pela mudança na inclinação das curvas. Mais uma vez, esse fato corrobora as observações anteriores de que essa seja possivelmente a altura em que a argila se tornou pelo menos parcialmente normalmente adensada.

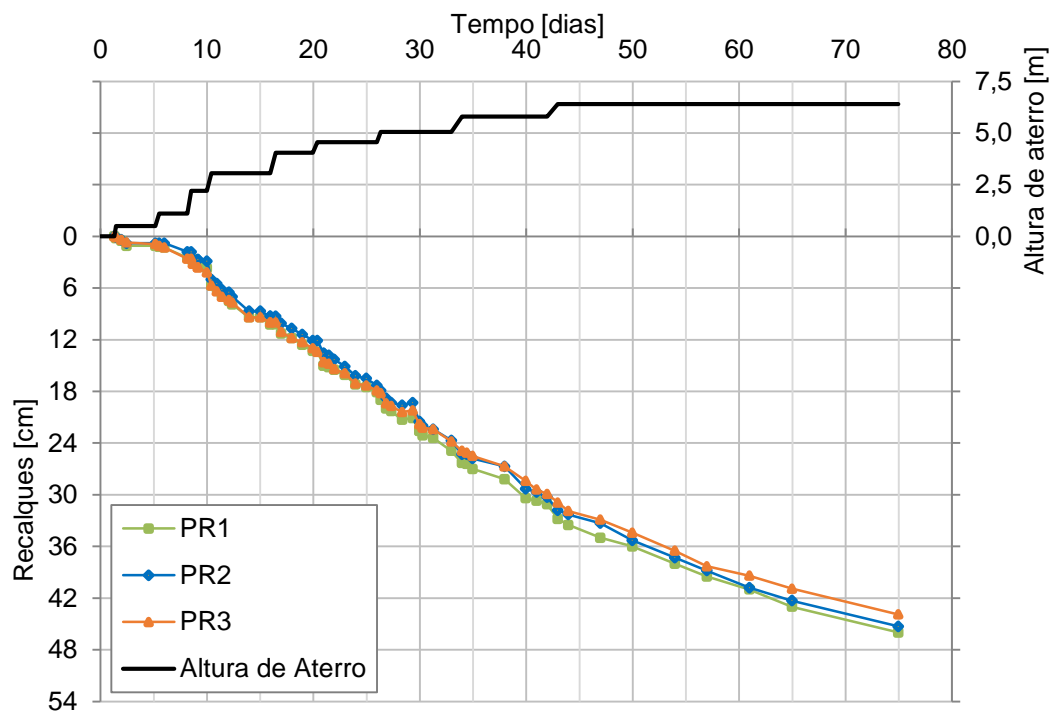


Figura 4.10 – Recalques induzidos pelo alteamento do aterro, medidos pelas placas de recalque PR1, PR2 e PR3

#### 4.2.2 Deslocamentos horizontais

Conforme apresentado no Capítulo 3, os deslocamentos horizontais tanto no terreno quanto nas estacas adjacentes ao aterro foram obtidos com base nas leituras dos 13 inclinômetros verticais instalados para o teste. A Figura 4.11 apresenta uma planta baixa, indicando o posicionamento desses inclinômetros. Para facilitar a interpretação dos resultados, nessa figura estão indicados os eixos verticais (paralelos à borda do aterro), que serão chamados nas análises a seguir de “fileiras” e os eixos horizontais (perpendiculares à borda do aterro), que serão denominados “colunas”.

Duncliff (1993) sugere que, para que se tenha deslocamentos absolutos obtidos a partir das leituras de um inclinômetro, a base do tubo-guia seja embutida de 3,0 a 6,0m em terreno firme, variando de acordo com o tipo de terreno. A falta de embutimento da base do inclinômetro tem como

consequência a ausência de um referencial fixo para tomada de leituras, acarretando a translação de todo o perfil de deslocamento medido acima deste ponto. Dependendo do sentido dessa translação, as medidas podem tanto ser subestimadas (quando a base se desloca para fora do aterro), quanto superestimadas (quando a base se desloca no sentido do aterro).

Conforme comentado no Capítulo 3, as bases dos tubos inclinométricos instalados fora das estacas foram considerados indeslocáveis, tendo em vista que tiveram sua base engastada pelo menos 1,0m no maciço rochoso. Para os inclinômetros instalados no interior das estacas, no entanto, não se pode afirmar que as bases de seus tubos-guias foram embutidas em terreno indeslocável, tendo em vista que as estacas utilizadas no teste foram cravadas sem o objetivo de se atingir negas baixas. Além disso, alguns inclinômetros nem chegaram a atingir as profundidades máximas das estacas em que estavam instalados. Com isso, conforme será visto a seguir, em alguns casos foram observados comportamentos inesperados que foram atribuídos à falta de embutimento da base do inclinômetro.

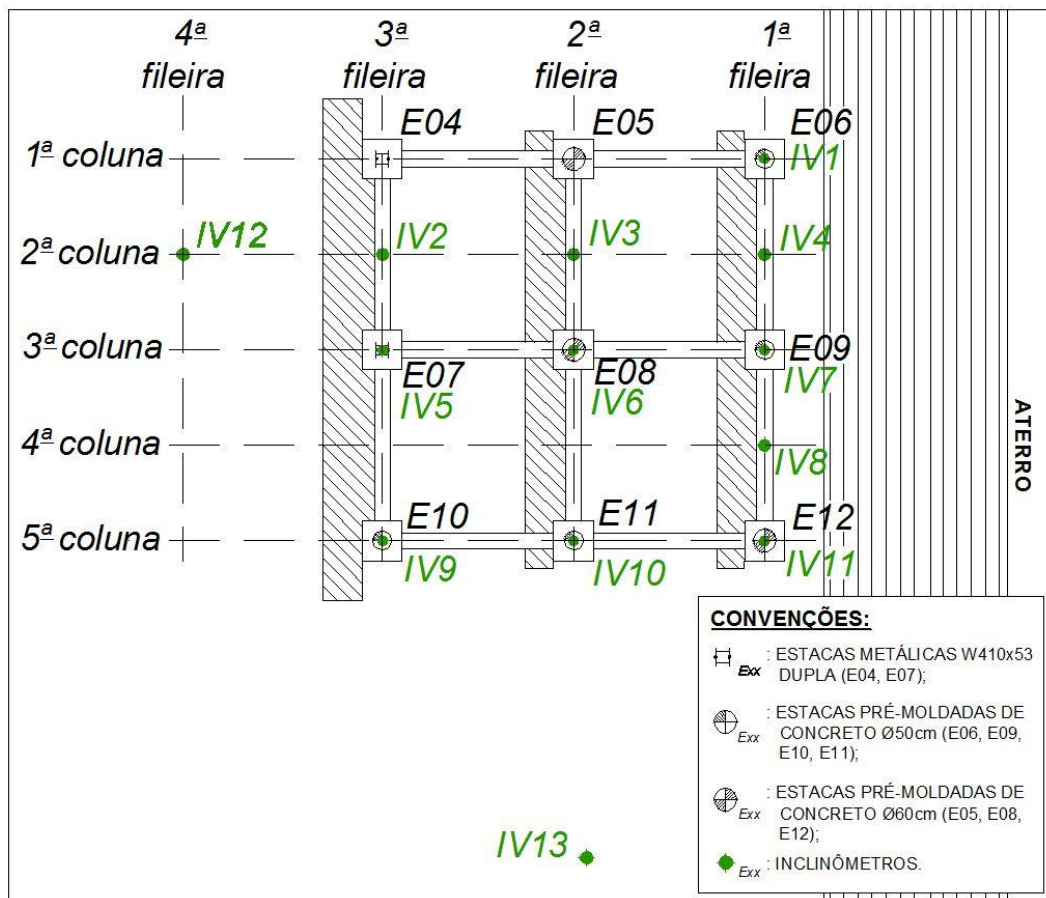


Figura 4.11 – Localização dos inclinômetros

#### 4.2.2.1.

##### **Evolução dos deslocamentos horizontais máximos**

O gráfico plotado na Figura 4.12 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais máximos medidos em todos os inclinômetros do teste ao longo do tempo, durante a construção do aterro experimental. Nesse gráfico, cada cor representa o deslocamento horizontal de uma determinada fileira de inclinômetros. Vale ressaltar que inclinômetros posicionados numa mesma fileira encontram-se à uma mesma distância em relação à base do aterro (vide Figura 4.11). Dessa forma, é possível notar a redução da ordem de grandeza dos deslocamentos horizontais máximos para os inclinômetros instalados nas fileiras mais distantes da face do aterro.

Segundo França (2014), essa redução pode ser justificada por dois fatores: distância do aterro e efeito de grupo, também conhecido como “efeito sombra”, que seria o efeito de proteção oferecido pelas estacas mais próximas ao aterro para as fileiras traseiras. A análise da influência de cada um desses fatores faz parte do objetivo desse trabalho e serão feitas no Capítulo 6 por meio de análises paramétricas, utilizando o programa Plaxis 2D.

Conforme esperado, os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros foram, em geral, proporcionais à altura do aterro, mostrando-se crescentes tanto nas fases drenadas quanto não drenadas. Além disso, observou-se que na fase de descarregamento, todos os inclinômetros apresentaram redução do deslocamento horizontal, o que indica que mesmo as estacas mais solicitadas não chegaram à plastificação total.

Na Figura 4.12, é possível observar que, assim como observado no desenvolvimento dos recalques, no instante correspondente à altura de aterro de 2,20m, ocorre uma aceleração dos deslocamentos que pode ser percebida pela mudança na inclinação das curvas. Mais uma vez, esse fato corrobora as observações anteriores de que essa seja possivelmente a altura em que a argila se tornou pelo menos parcialmente normalmente adensada.



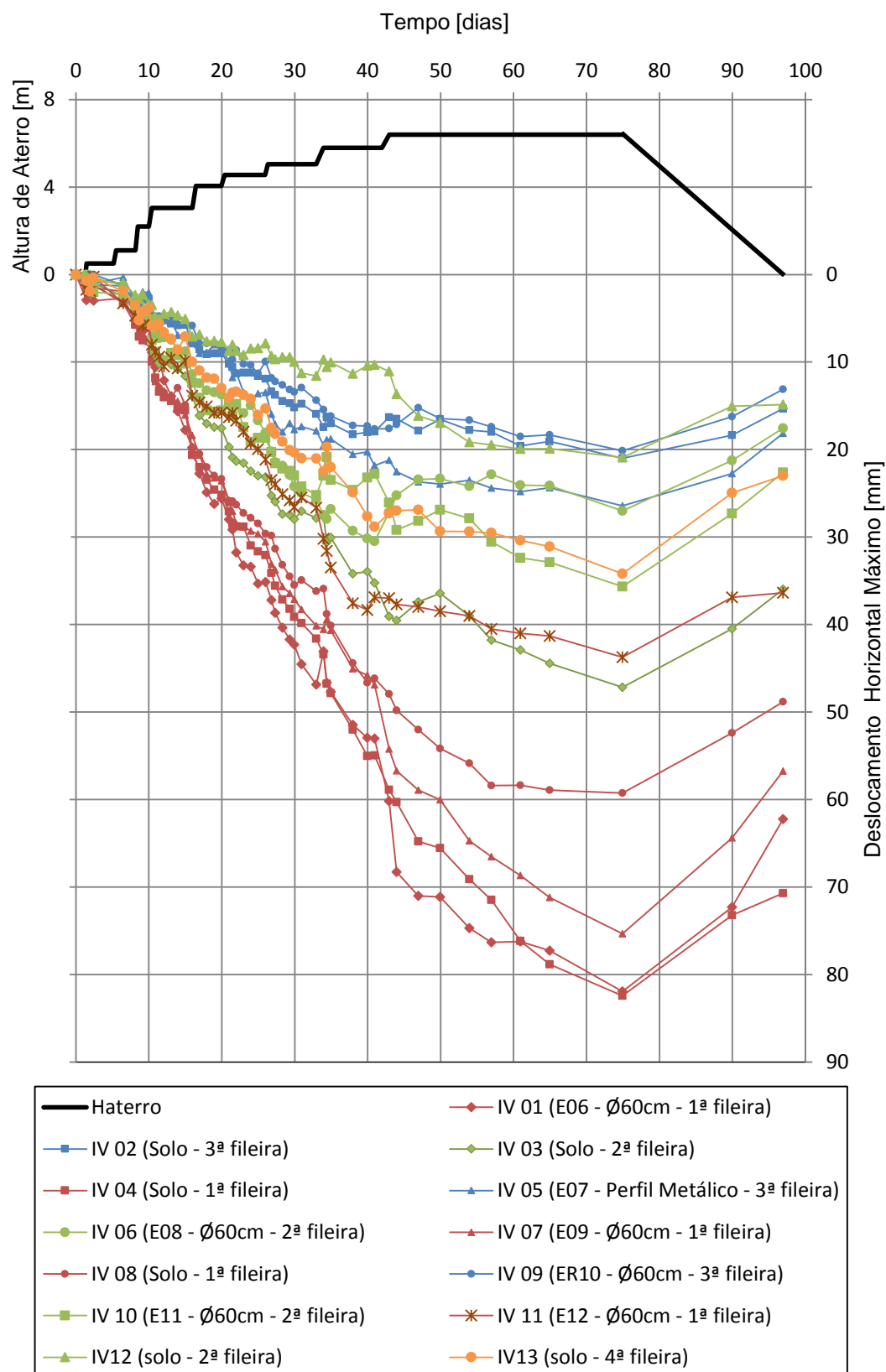


Figura 4.12 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos ao longo do tempo/alteamento do aterro

#### 4.2.2.2.

#### **Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos diferentes inclinômetros do teste**

As leituras dos inclinômetros foram feitas em 53 instantes ao longo de todo o aterro experimental. Dessa forma, devido à grande quantidade de dados gerados, foram selecionados 4 instantes para os quais serão apresentados os perfis de deslocamento medidos nos 13 inclinômetros do teste, sendo eles:

- 29/06/2013: 2 dias após a execução do alteamento do aterro para a altura de 2,20m;
- 10/07/2013: imediatamente após a execução do alteamento do aterro para a altura de 4,55m;
- 31/08/2013: imediatamente após a execução do último alteamento do aterro para altura de 6,40m;
- 02/09/2013: 33 dias após o último alteamento do aterro.

As Figuras 4.13 a 4.16 apresentam gráficos com os perfis de deslocamentos horizontais dos inclinômetros separados por fileiras. Vale ressaltar que nesses gráficos os inclinômetros instalados diretamente no terreno estão representados por símbolos quadrados e os inclinômetros instalados no interior das estacas estão representados por círculos.

Com base nesses gráficos, serão apresentadas a seguir as principais interpretações obtidas pela comparação dos perfis de deslocamentos horizontais obtidos pelos diferentes inclinômetros do teste. A grande maioria dessas observações já haviam sido registradas por França (2014).

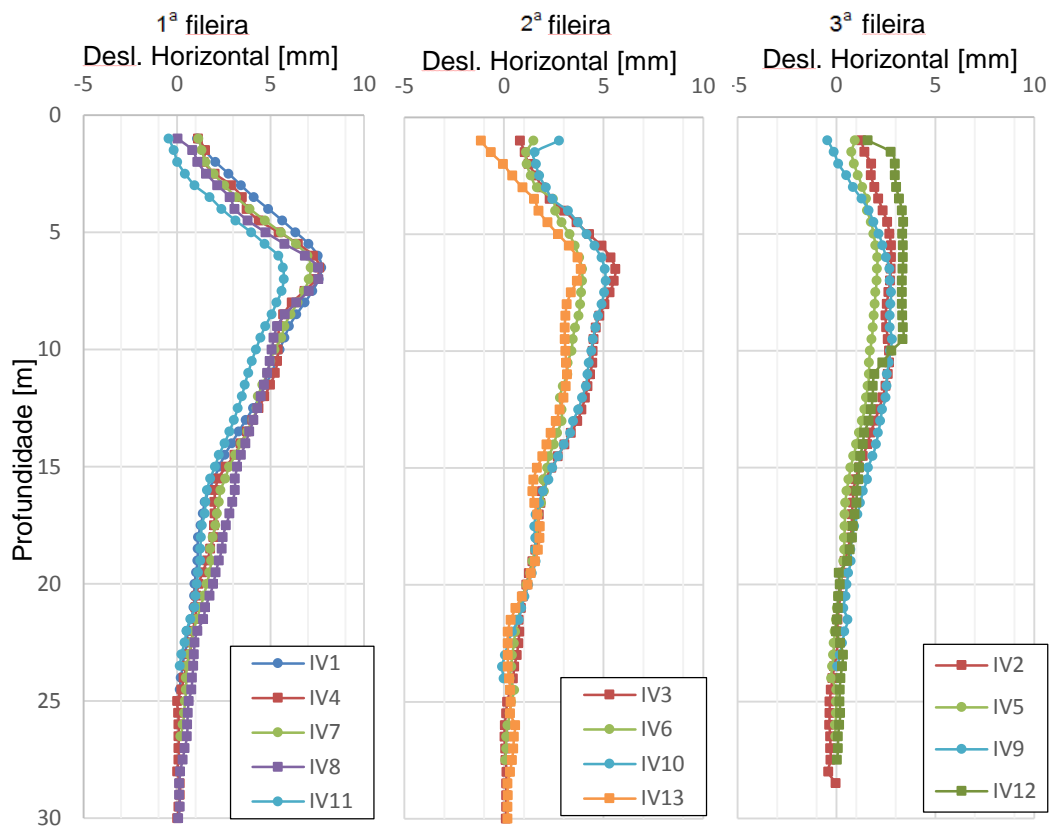


Figura 4.13 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 29/06/2013 (2 dias após a execução do alteamento para a altura de aterro de 2,20m)

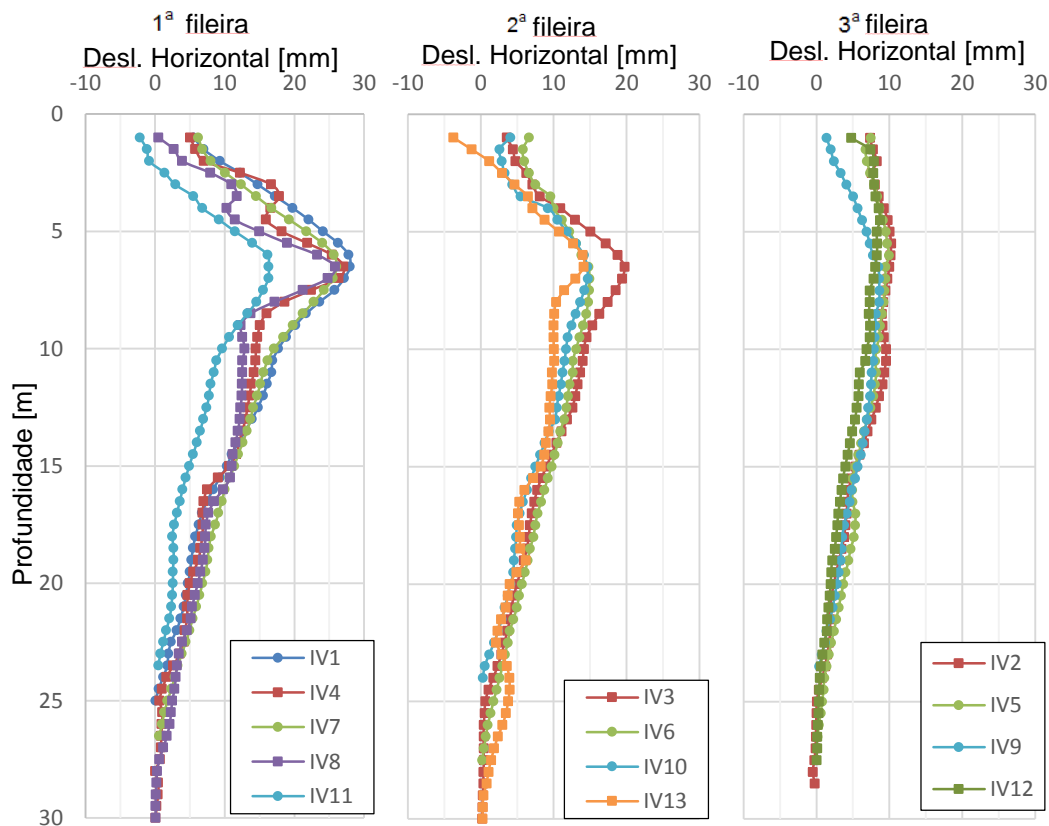


Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 10/07/2013 (imediatamente após a execução do alteamento para a altura de aterro de 4,55m)

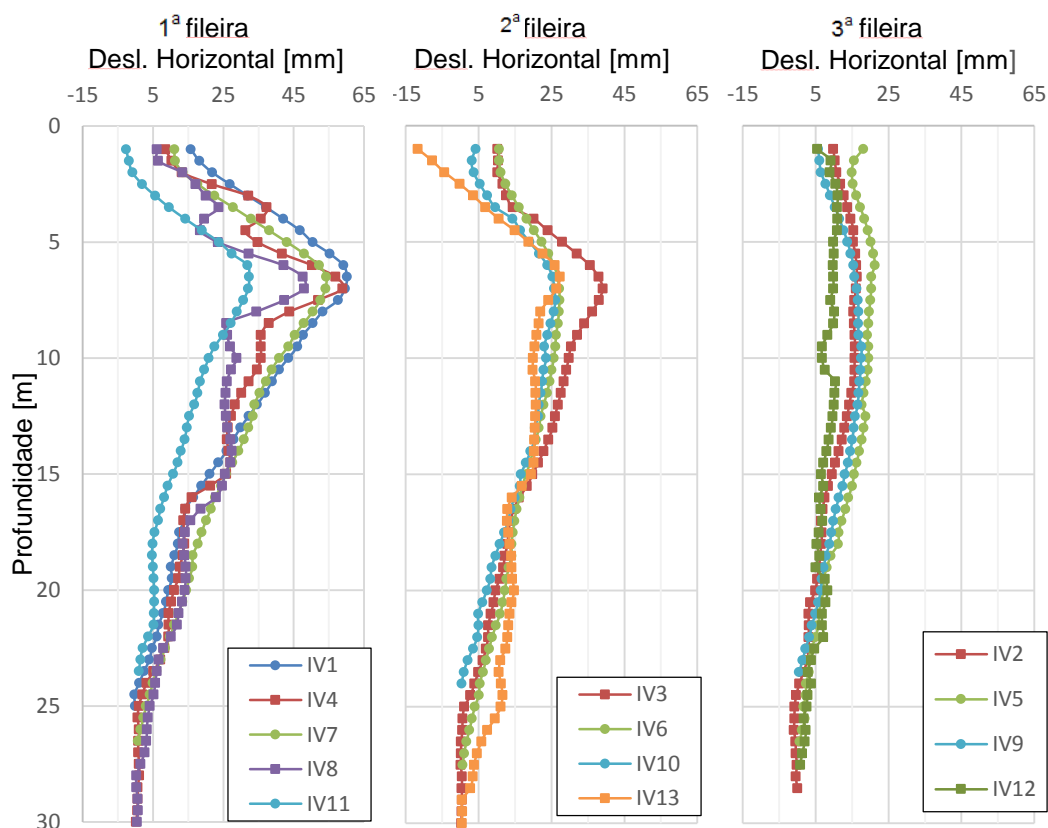


Figura 4.15 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 01/08/2013 (imediatamente após a execução do alteamento para a altura de aterro de 6,40m)

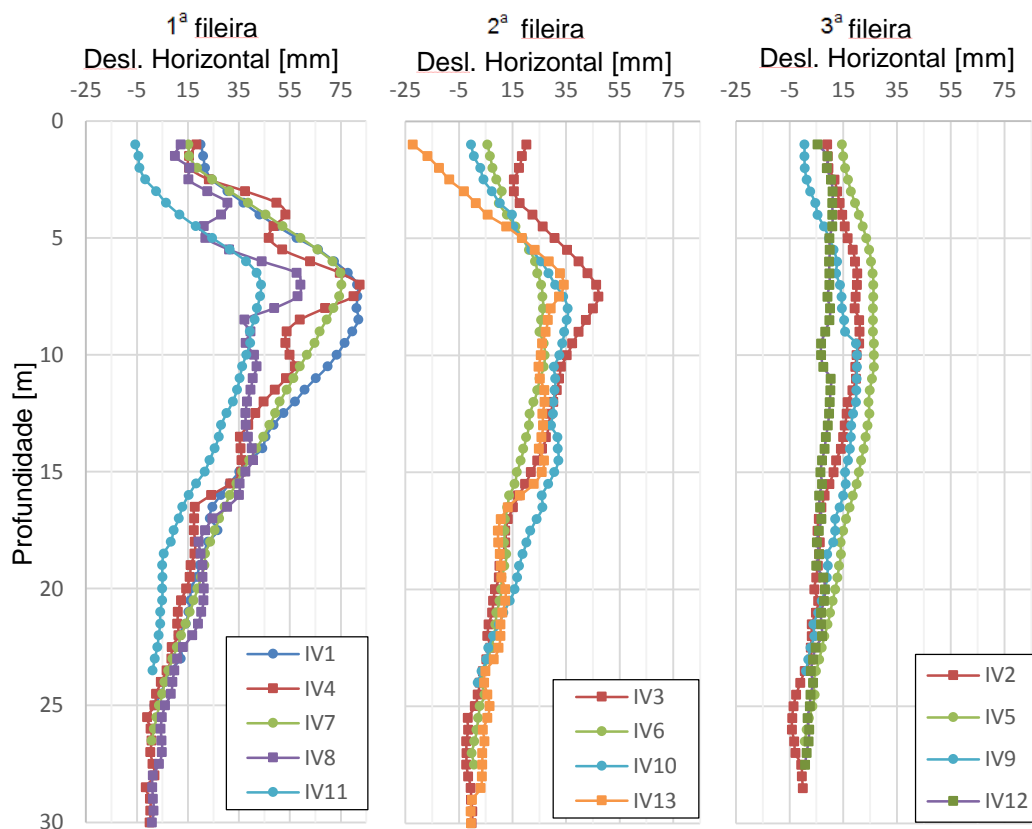


Figura 4.16 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade medidos no dia 02/09/2013 (33 dias após a execução do alteamento para a altura de aterro de 6,40m)

Os perfis de deslocamentos horizontais obtidos pelos inclinômetros instalados diretamente no terreno apresentaram picos e mudanças de direção mais bruscas do que os perfis obtidos pelos inclinômetros instalados no interior das estacas. França (2014) atribui essa diferença de comportamento à maior sensibilidade do solo a heterogeneidade do terreno, tendo em vista que a rigidez das estacas tende a “suavizar” as curvas de deslocamento.

Para inclinômetros posicionados em uma mesma fileira, os deslocamentos das estacas são da mesma ordem de grandeza que os do terreno entre elas. Segundo França (2014), esse resultado poderia ser justificado por duas hipóteses: a) pela influência de um “fator de grupo” representado pelo conjunto das estacas, que poderia fazer com que o solo nas proximidades das estacas se comportasse de uma forma mais rígida ou b) pela subestimativa dos deslocamentos horizontais das estacas devido ao deslocamento da base na direção contrária ao aterro, tendo em vista que os inclinômetros instalados no interior das estacas não tiveram a ponta do tubo-guia fixada em um terreno firme, apresentando em alguns casos rotações elevadas desde as extremidades inferiores.

Quando se compara o comportamento do inclinômetro IV13 (instalado no terreno com o topo livre) com o do inclinômetro IV3 (instalado no terreno com o topo solidarizado às vigas), ambos localizados a uma mesma distância da base do aterro, observa-se que os deslocamentos horizontais observados no inclinômetro IV13 foram inferiores ao do IV3. Esta redução pode ser justificada pela proximidade do inclinômetro IV13 à extremidade do aterro.

Conforme comentado no tópico 4.2.2.1, quando se observa os deslocamentos horizontais de inclinômetros posicionados em uma mesma coluna, percebe-se uma clara redução dos deslocamentos proporcional ao aumento da distância ao ponto de carregamento. No entanto, França (2014) aponta uma exceção para o caso dos inclinômetros IV2 e IV12, que mesmo instalados a diferentes distâncias da base do aterro, apresentaram deslocamentos com ordens de grandeza similares.

Além disso, na 3ª coluna observa-se que os inclinômetros IV5 e IV6 também apresentam deslocamentos horizontais muito similares, principalmente na última leitura realizada 33 dias após o alteamento para uma altura de aterro de 6,40m. Esse comportamento, entretanto, é justificado pela diferença de rigidez entre as estacas. Embora a estaca E7 (perfil metálico duplo W410x53) esteja localizada mais afastada do aterro do que a E8 (pré-moldada de concreto  $\phi 60\text{cm}$ ), sua rigidez é cerca de metade da rigidez da estaca E8, o que faz com que essa estaca apresente um comportamento mais flexível.

Outro ponto que merece destaque é a diferença entre os deslocamentos horizontais observados no topo das estacas interligadas pela grelha formada por blocos de coroamento e vigas de travamento. Levando em consideração a rigidez oferecida por esse bloco, os deslocamentos dos topos das estacas deveriam ser semelhante para um mesmo instante. As diferenças observadas podem ser justificadas pelo acúmulo de erro nas medidas do inclinômetro, desde a base até o topo do inclinômetro.

#### **4.2.2.3.**

#### **Varição dos perfis de deslocamentos horizontais ao longo do tempo**

Os gráficos das Figuras 4.17 e 4.18 apresentam a evolução dos deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros IV4 (instalado diretamente no terreno) e IV7 (instalado no interior da estaca E9) ao longo do tempo. A partir desses gráficos, é possível observar que os formatos das curvas dos deslocamentos horizontais praticamente não variam à medida em que o carregamento do aterro é incrementado, ou seja, as magnitudes dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade do terreno aumentam em iguais proporções ao longo do tempo. Com isso, a profundidade em que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem mantêm-se praticamente constante ao longo de todo o alteamento do aterro. Esses resultados corroboram a observação de Tavenas *et al.* (1979).

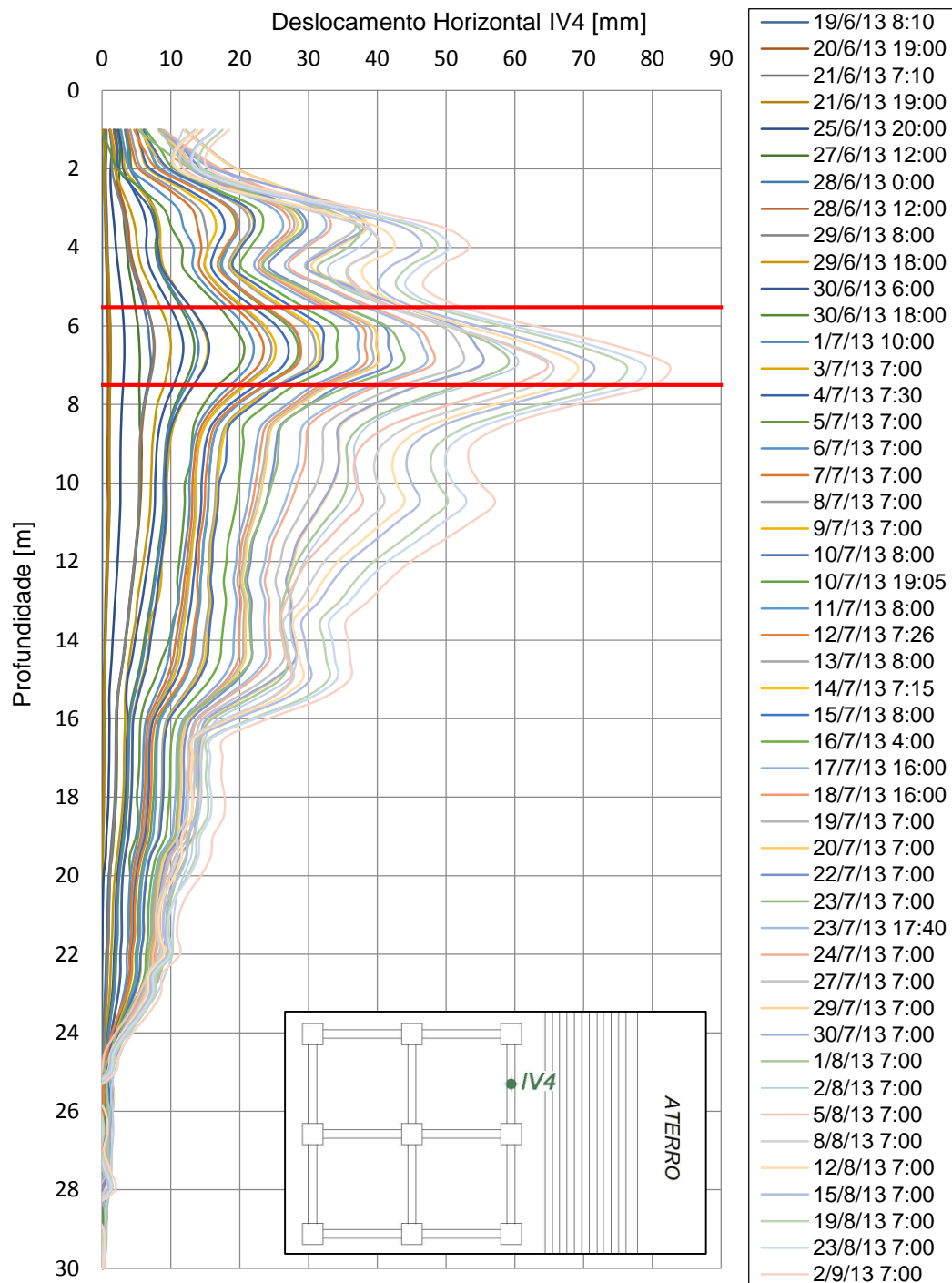


Figura 4.17 – Variação dos perfis de deslocamentos horizontais medido pelo inclinômetro IV4 (instalado no terreno) ao longo dos alteamentos do aterro

Comparando os gráficos das Figuras 4.17 e 4.18, observa-se também que as profundidades em que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem tanto nos inclinômetros instalados em solo, quanto nos inclinômetros instalados no interior das estacas coincidem com o topo da camada compressível, com sua posição variando entre as profundidades de 5,5m e 7,5m.

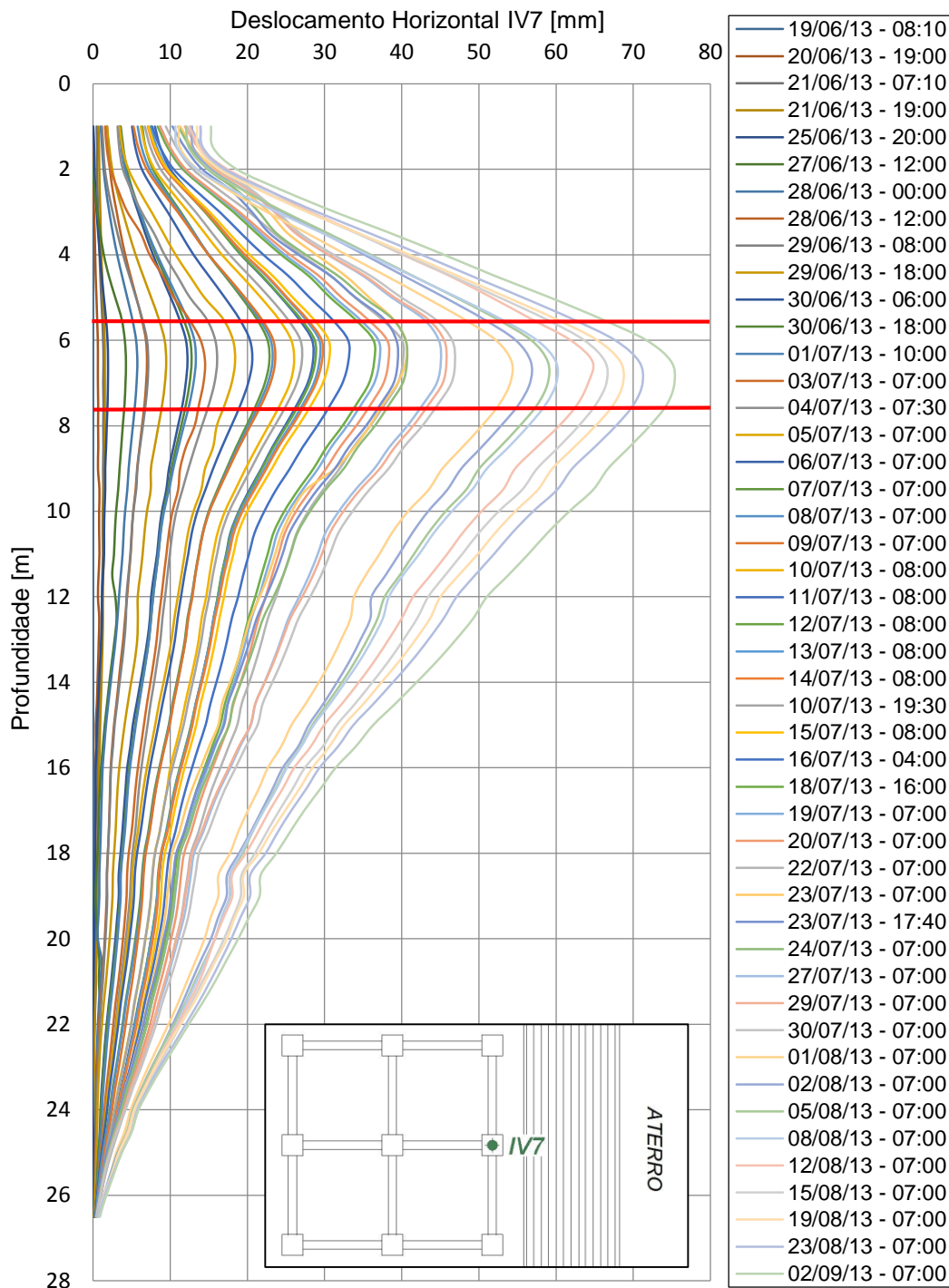


Figura 4.18 – Variação dos perfis de deslocamentos horizontais medido pelo inclinômetro IV7 (instalado no interior da estaca E9) ao longo dos alteamentos do aterro

Bourges e Mieussens (1979) *apud* Tavenas *et al.* (1979) fizeram uma análise estatística dos perfis de deslocamentos horizontais obtidos ao final da construção de diversos aterros instrumentados. Com isso, os autores chegaram a uma curva média normalizada dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade da camada de argila mole, expressa pela Equação 4.3.



$$Y=1,78Z^3 - 4,7Z^2 + 2,21Z + 0,71 \quad (4.3)$$

Onde  $Z = z/D$  corresponde a profundidade normalizada (sendo  $z$  a profundidade e  $D$  a espessura da camada de solo mole) e  $Y=y/y_m$  corresponde ao deslocamento horizontal normalizado (sendo  $y$  o deslocamento horizontal e  $y_m$  o deslocamento horizontal máximo).

Segundo Tavenas *et al.* (1979), a profundidade do deslocamento horizontal máximo varia entre  $Z = 0,12$  a  $0,36$ . O gráfico da Figura 4.19 apresenta uma comparação dos perfis de deslocamentos horizontais obtidos no inclinômetro IV4 (instalado no terreno) com a curva proposta por Bourges e Mieussens (1979). Para isso, considerou-se como camada mole o conjunto formado pela camada de turfa e pela argila orgânica, desprezando-se a camada de argila siltosa mais profunda.

A partir desse gráfico, observa-se que os deslocamentos horizontais máximos do IV4 concentram-se numa profundidade normalizada de  $Z = 0,12$ , ou seja, bem no limite superior da faixa de variação proposta pelos referidos autores. A diferença observada entre o perfil de deslocamento horizontal obtido no inclinômetro IV4 com o perfil proposto pela literatura citada pode ser justificada por dois fatores:

a) Pelo fato da camada de argila em estudo estar disposta subjacente a uma camada de solo resistente. Tavenas *et al.* (1979) afirmam que, em casos nos quais as camadas de argila não se encontram na superfície do terreno, a posição do deslocamento horizontal máximo pode variar bastante em relação ao perfil de deslocamento horizontal médio expresso pela Equação 4.3.

b) Pela presença da camada de argila siltosa mais profunda com espessura de cerca de 3,0m (camada 6), o que pode ter influenciado um aumento dos deslocamentos na base da camada de argila considerada (turfa + argila orgânica), fazendo com que esses fossem superiores aos estimados pela curva proposta por Bourges e Mieussens (1979).

Ratton (1985) *apud* Alonso (1989) constatou que a profundidade em que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem é maior nas estacas posicionadas na primeira fileira do que nas da segunda. As Figuras 4.13 a 4.16 permitem a verificação dessa constatação através da comparação da posição dos deslocamentos horizontais máximos ao longo das 3 colunas

de inclinômetros. Com base na análise desses gráficos, não foi possível observar variações significativas nas profundidades de ocorrência dos deslocamentos horizontais máximos entre os inclinômetros instalados em diferentes fileiras.

Além disso, segundo Ratton (1985), para estacas com diâmetros inferiores a 100cm, os níveis onde os deslocamentos horizontais máximos se desenvolvem são cada vez mais profundos à medida que se reduz o diâmetro da estaca, tendo como limite o centro da camada compressível. As Figuras 4.13 a 4.16 apresentadas no tópico 4.2.2.2 permitem a comparação das profundidades dos deslocamentos horizontais máximos entre os inclinômetros instalados em estacas pré-moldadas de concreto com diferentes diâmetros ( $\phi 50\text{cm}$  e  $\phi 60\text{cm}$ ) e localizadas à uma mesma distância do aterro, que são os casos dos inclinômetros IV7 e IV11 (1ª fileira) e IV6 e IV10 (2ª fileira). Comparando os perfis de deslocamentos desses inclinômetros, observa-se mais uma vez a similaridade das profundidades de ocorrência dos deslocamentos horizontais máximos.

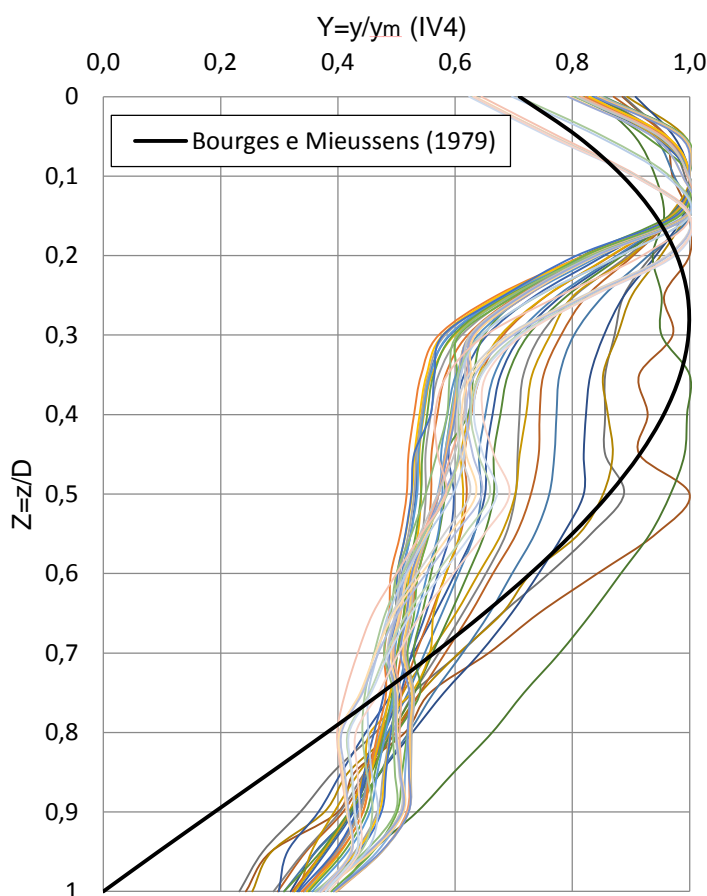


Figura 4.19 – Comparação dos perfis de deslocamentos horizontais normalizados obtidos no inclinômetro IV4 com a curva proposta por Bourges e Mieussens (1979)

Sendo assim, discordando das observações de Ratton (1985) e concordando com as observações de Tavenas *et al.* (1979), verificou-se que a profundidade em que o deslocamento horizontal máximo ocorre foi praticamente constante para todos os inclinômetros analisados, não tendo sido possível a observação de tendências de variação dessa profundidade proporcionais ao aumento do carregamento do aterro, ao adensamento/tempo, à distância da base do aterro ou à variação do diâmetro da estaca.

#### 4.2.2.4.

#### **Avaliação da relação entre os deslocamentos horizontais máximos e os recalques ao longo do tempo**

Conforme apresentado no Capítulo 2, Tavenas *et al.* (1978) analisaram a relação entre o incrementos dos deslocamentos horizontais máximos ( $\Delta y_m$ ) e os incrementos dos recalques ( $\Delta s$ ) a partir dos dados obtidos em 21 aterros construídos sobre argilas moles. Vale ressaltar que os valores dos recalques utilizados no estudo realizado por esses autores foram medidos nos eixos centrais dos aterros e os valores dos deslocamentos laterais máximos nos pés dos taludes dos aterros, conforme indicado na Figura 2.7.

No caso em estudo, para analisar a relação  $\Delta y_m/\Delta s$  ao longo do tempo/alteamento do aterro, foram utilizados os dados obtidos pela placa de recalque PR1 e pelos inclinômetros IV4 e IV8, ambos instalados na 1ª fileira diretamente no terreno. Esses instrumentos foram escolhidos nessa análise por serem os localizados mais próximos, respectivamente, do eixo central e do pé do talude do aterro, permitindo uma comparação com os dados obtidos por Tavenas *et al.* (1979).

O gráfico da Figura 4.20 apresenta a relação  $\Delta y_m/\Delta s$  para os dados do aterro experimental analisado. Nesse gráfico, foram plotadas as linhas de tendência de cada inclinômetro com as respectivas equações de reta que as definem. Dessa forma, a partir da Figura 4.20, observa-se que a relação  $\Delta y_m/\Delta s$  é de 0,18 para o IV4 e de 0,14 para o IV8, sendo aproximadamente linear para todos os instantes medidos. Mesmo analisando o gráfico localizadamente durante os instantes de alteamento do aterro, não é

possível diferenciar as fases de construção das fases de adensamento do aterro. Sendo assim, as variações das inclinações dos gráficos não podem ser associadas com os instantes do carregamento do aterro.

Suzuki (1988) encontrou resultados similares para aterros construídos em etapas com durações semelhantes às do aterro experimental em estudo. O referido autor analisou 11 aterros construídos em etapas sobre solos moles. Com os dados obtidos nesses aterros, o autor relacionou os incrementos dos deslocamentos laterais máximos com os incrementos dos recalques, chegando a uma relação aproximadamente linear de  $\Delta y_m = (0,21 \pm 0,05) \Delta s$  ao longo de todo adensamento do aterro.

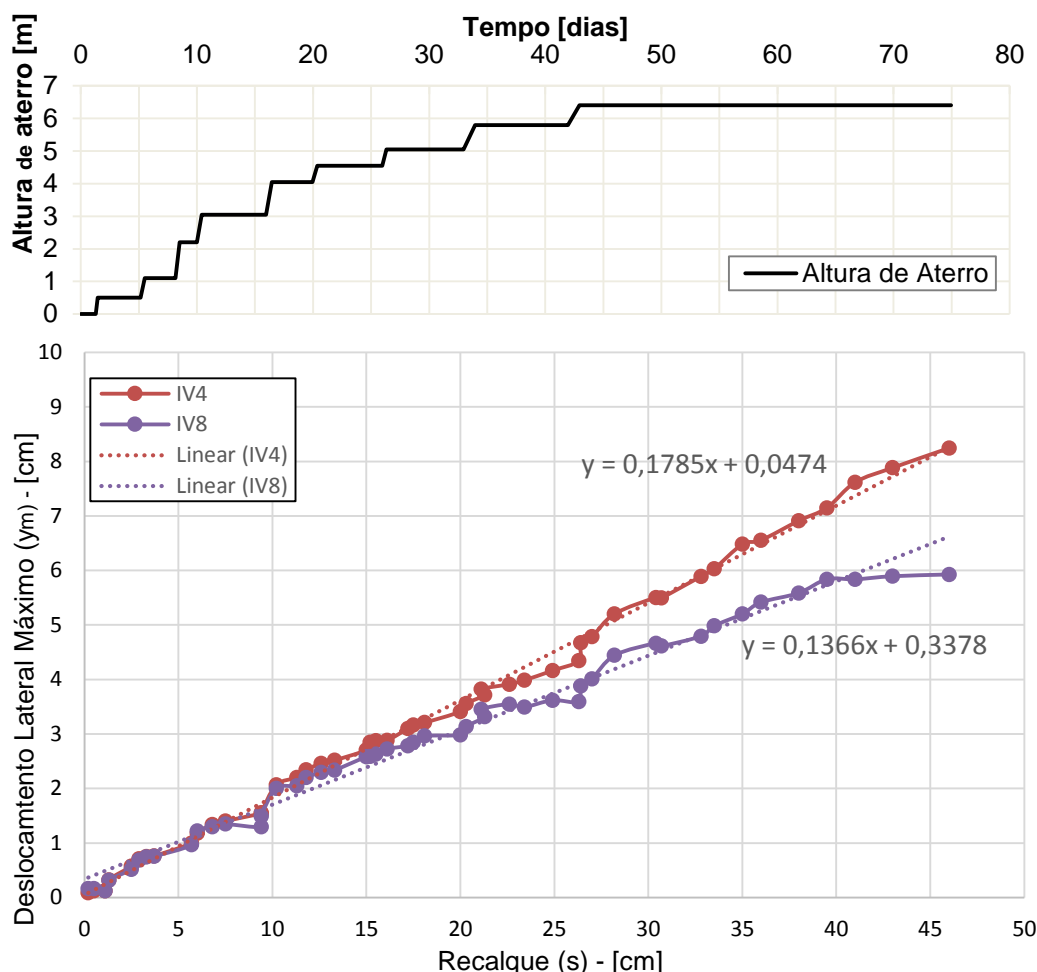


Figura 4.20 – Relação dos deslocamentos horizontais medidos nos IV4 e IV8 com o recalque medido pela PR1

Os valores da relação  $\Delta y_m / \Delta s$  de 0,14 e 0,18 observados, respectivamente, para os inclinômetros IV4 e IV8 aproximam-se dos valores reportados por Tavenas *et al.* (1978) de  $\Delta y_m = (0,16 \pm 0,09) \cdot \Delta s$  para as fases de

adensamento. Esse fato pode ser justificado pela ausência de leituras durante as fases de construção e pelo fato das leituras não terem sido feitas imediatamente antes do início e após o fim do carregamento, permitindo grande dissipação de poropressão.

Vale ressaltar que mesmo 33 dias após o último alteamento do aterro, os deslocamentos horizontais medidos pelo inclinômetro IV4 continuam sendo incrementados na mesma proporção em relação aos recalques. Esse resultado corrobora as observações de Tavenas *et al.* (1979) e de Stewart *et al.* (1994b) de que durante o adensamento do aterro, embora haja uma predominância dos deslocamentos verticais, também observa-se um aumento dos deslocamentos laterais ocorrendo simultaneamente à dissipação de poropressão.

Conforme observado nesse estudo, o tempo de 33 dias em que o carregamento do aterro foi mantido após o último alteamento não foi suficiente para a completa dissipação dos excessos de poropressão gerados nas camadas argilosas. Para verificar o efeito que o adensamento teria nos recalques e deslocamentos horizontais do terreno, Oliveira (2015) considerou uma fase de 50 anos numa modelagem tridimensional do aterro analisado nesse estudo, utilizando o modelo constitutivo Soft Soil Creep para as camadas argilosas. Com isso, o autor observou que após 50 anos, os recalques seriam cerca de 2,5 vezes maiores do que os ocorridos até a última leitura que se tem da instrumentação, enquanto os deslocamentos horizontais máximos do terreno chegariam a quadruplicar.

### 4.3 Análise da estabilidade do aterro

Conforme apresentado no Capítulo 2, Sandroni *et al.* (2004) apresentam um método de controle da estabilidade de aterros sobre solos argilosos moles utilizando o volume de recalque ao longo da base do aterro ( $V_v$ ) e o volume de deslocamento horizontal ao longo de uma vertical passando pela lateral do aterro ( $V_h$ ).

Para aplicação do método proposto pelos referidos autores, calculou-se  $V_v$  com base nos recalques obtidos na placa de recalque PR1 e  $V_h$  com base nos deslocamentos horizontais obtidos nos inclinômetros IV4 e

IV8. Com isso, plotou-se no gráfico da Figura 4.21 as relações  $V_v/V_h$  ao longo do tempo/alteamento do aterro.

Segundo Sandroni *et al.* (2004), durante as etapas de carregamento (carga variando), valores de  $V_v/V_h$  inferiores a 3, tendendo a cair e aproximando-se de 1, indicam situação de risco de ruptura. Para as etapas de adensamento (carga constante), os autores sugerem que após o fim do carregamento, os aterros estáveis costumam apresentar um crescimento gradativo da relação  $V_v/V_h$ , tendendo a estabilizar-se com valores maiores do que 5 ou valores iguais ou maiores do que os da fase de adensamento anterior.

Na Figura 4.21, observa-se que, em geral, os valores da relação  $V_v/V_h$  apresentaram crescimento gradativo ao longo do alteamento do aterro, tendendo a estabilizar-se ao final da construção em valores acima de 6. Sendo assim, à luz do método dos volumes, verificou-se que o aterro em estudo manteve-se estável ao longo de todas as etapas do aterro.

Sandroni *et al.* (2004) indicam que o método dos volumes também pode ser interpretado através da relação entre os incrementos dos volumes verticais e horizontais calculados entre leituras sucessivas, ou seja,  $dV_v/dV_h$ . Sendo assim, o gráfico da Figura 4.22 apresenta a relação  $dV_v/dV_h$  ao longo de todo o alteamento do aterro.

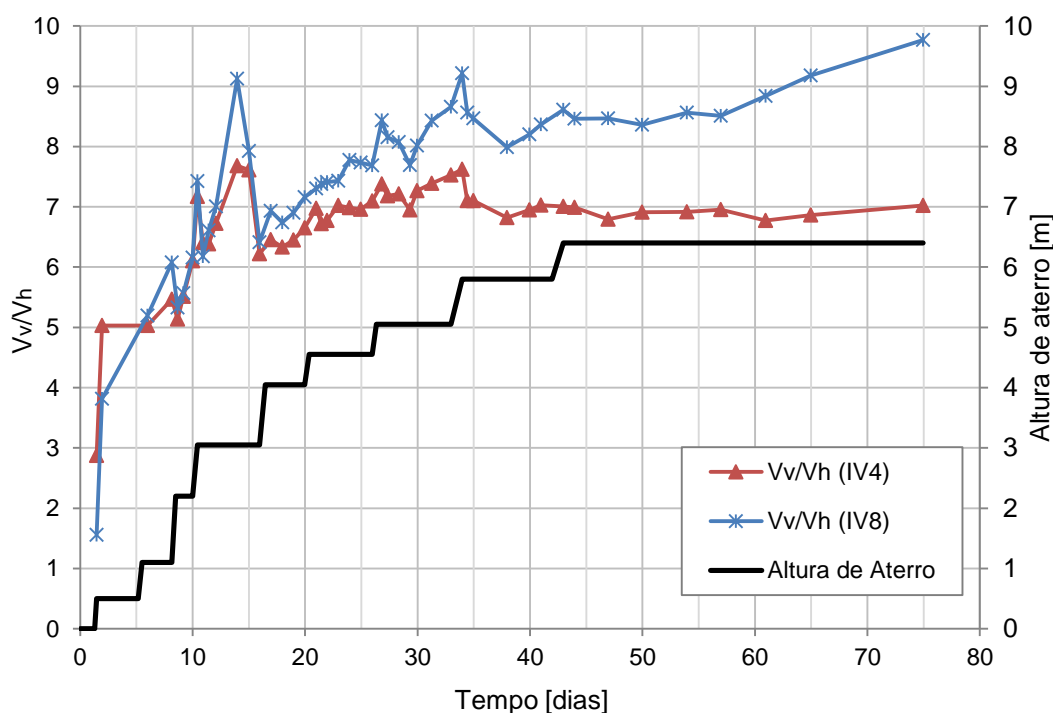


Figura 4.21 – Relação  $V_v/V_h$  ao longo do tempo/alteamento do aterro

Segundo os referidos autores, a relação  $dV_v/dV_h$  reage de maneira mais flagrante que a relação acumulada  $V_v/V_h$ , pois o fato de acumular todo o volume desde o início do carregamento faz com que a relação  $V_v/V_h$  seja atenuada, podendo não evidenciar prontamente uma queda que pronuncie uma ruptura.

No entanto, a relação  $dV_v/dV_h$  pode apresentar flutuações abruptas devido a imprecisões nas leituras da instrumentação. Segundo Sandroni *et al.* (2004), com base nas poucas experiências que se dispõe até o momento, a interpretação da relação  $dV_v/dV_h$  só é inteiramente bem sucedida quando se tem medições de alta precisão e em grande quantidade. De fato, conforme se observa na Figura 4.22, a relação  $dV_v/dV_h$  apresentou variações abruptas, dificultando, portanto, a interpretação dos dados.

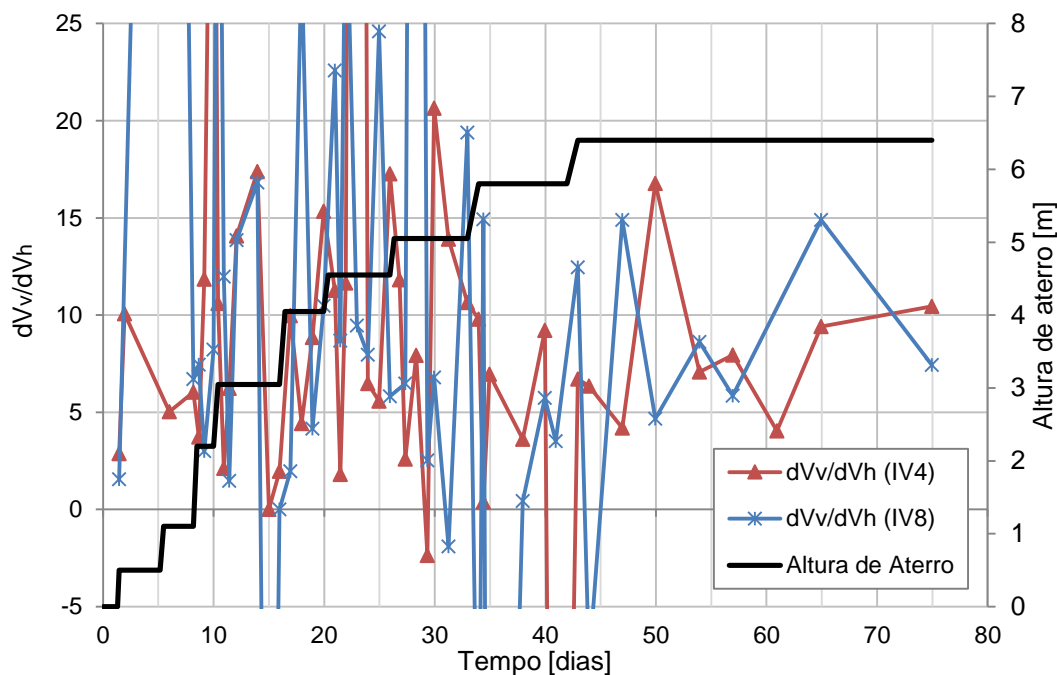


Figura 4.22 – Relação  $dV_v/dV_h$  ao longo do tempo/alteamento do aterro

No caso em estudo, desejou-se avaliar também a validade do método dos volumes caso o início das leituras das instrumentações não coincidissem com o início do alteamento do aterro. Para isso, plotou-se nas Figuras 4.23 e 4.24 a relação  $V_v/V_h$  iniciada, respectivamente, a partir do 10º e do 25º dia do carregamento do aterro, considerando os volumes  $V_v$  e  $V_h$  nulos antes desses instantes.

Comparando-se os gráficos das Figuras 4.21, 4.23 e 4.24, observa-se que todos eles levam a interpretações bastante similares do método dos

volumes, indicando tendência de estabilização do aterro. Com isso, pode-se dizer que o método dos volumes pode ser utilizado para controle da estabilidade do aterro independentemente do dia em que as leituras das instrumentações tiverem início. Vale ressaltar, no entanto, que quanto mais tarde a leitura da instrumentação tiver início, maior será a flutuação do gráfico, tendo em vista que os volumes acumulados serão menores, fazendo com que o gráfico  $V_v/V_h$  seja mais próximo do  $dV_v/dV_h$ .

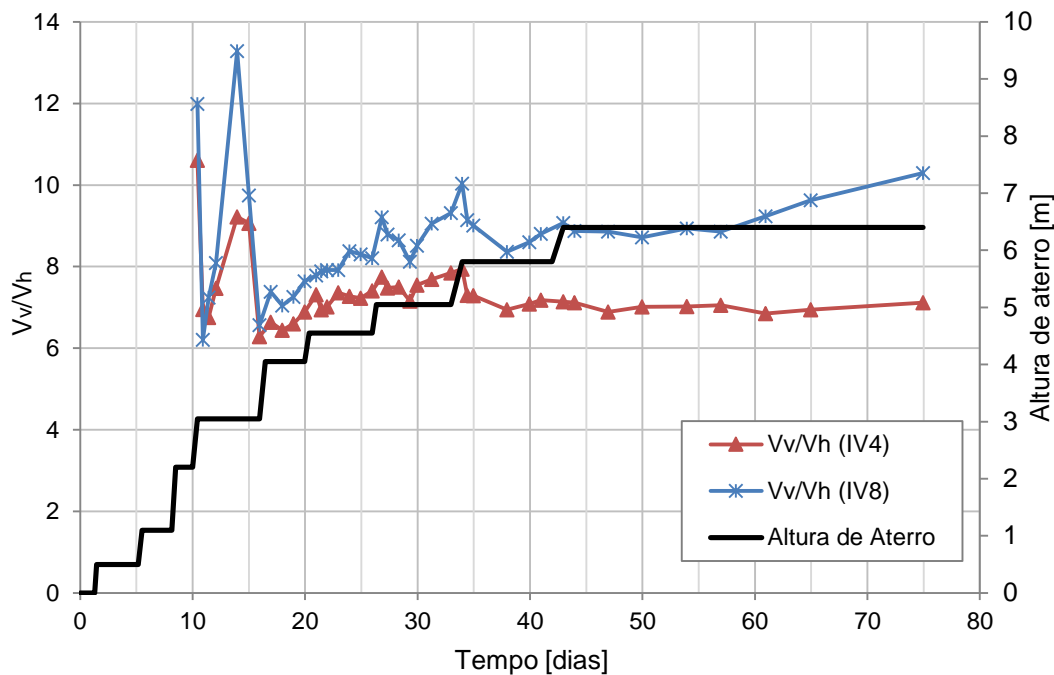


Figura 4.23 – Relação  $V_v/V_h$  iniciada a partir do 10º dia do alteamento do aterro

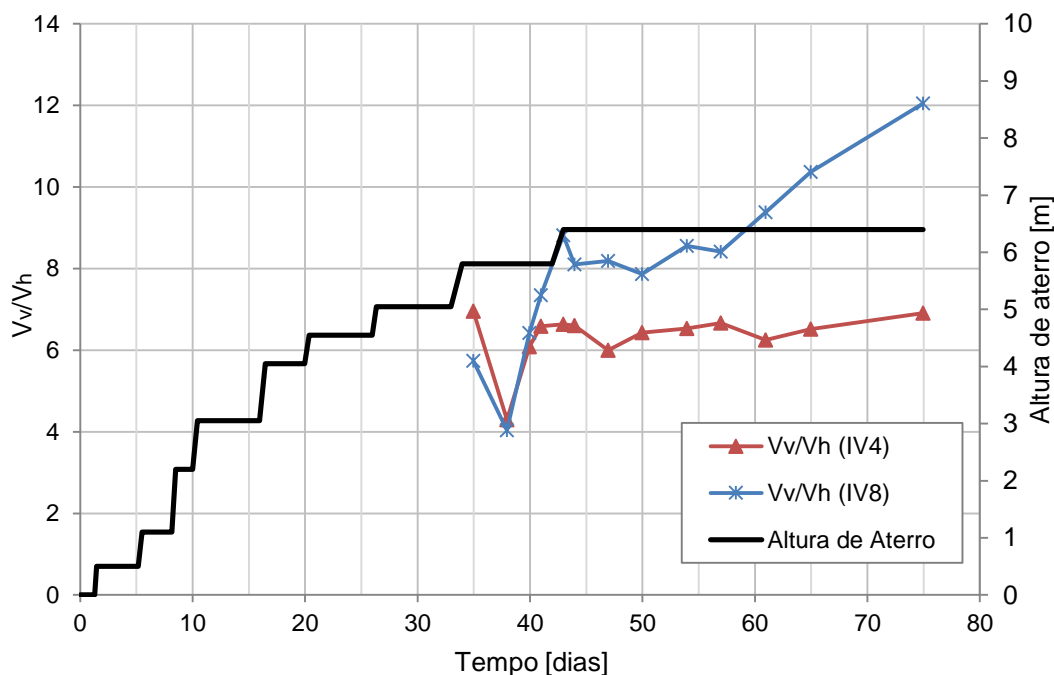


Figura 4.24 – Relação  $V_v/V_h$  iniciada a partir do 25º dia do alteamento do aterro



Além disso, a estabilidade do aterro também foi calculada para todas as etapas da obra por meio de análises de equilíbrio limite pelo método de Bishop simplificado, com o auxílio do software Geoslope. A Figura 4.25 apresenta a análise para a situação final, com altura de aterro de 6,40m e a Tabela 4.2 apresenta os resultados dos FS obtidos pelo programa.

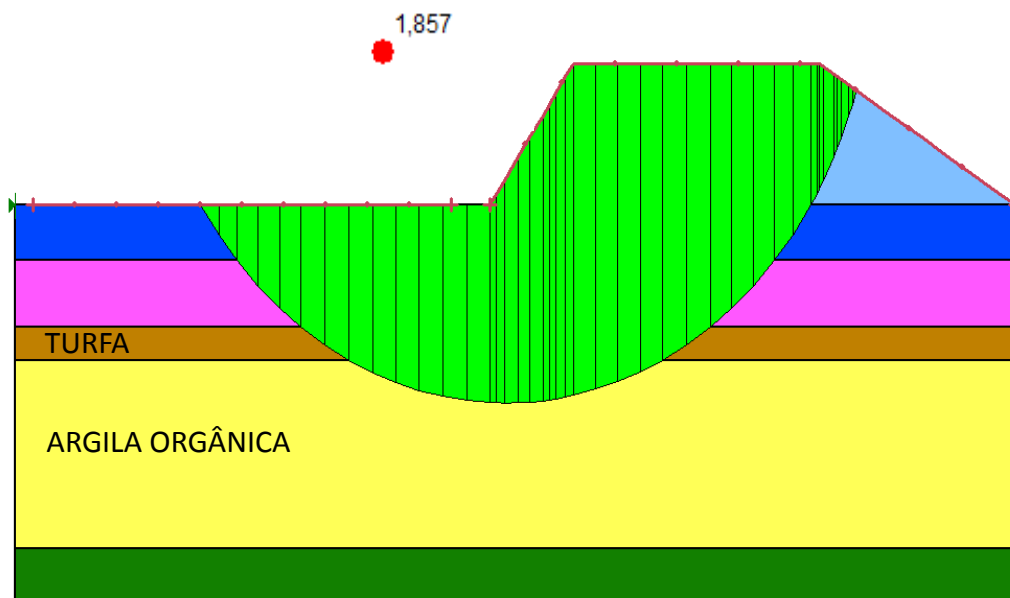


Figura 4.25 – Análise da estabilidade do aterro pelo método do equilíbrio limite

Vale ressaltar que para as análises de equilíbrio limite, foram adotados os valores de  $S_u$  correspondentes aos limites inferiores estimados na Figura 3.16 para as camadas de argila mole, sem a consideração do ganho de resistência devido ao processo de adensamento.

Tabela 4.2 – Fatores de segurança obtidos pela análise de equilíbrio limite

| Altura de aterro | 1,10 | 2,20 | 3,05 | 4,05 | 4,55 | 5,05 | 5,80 | 6,40 |
|------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| FS               | 7,98 | 4,01 | 3,25 | 2,52 | 2,27 | 2,14 | 1,96 | 1,86 |

Comparando os fatores de segurança obtidos pela análise de equilíbrio limite com a relação  $V_v/V_h$  obtida pelo método dos volumes, observa-se que ambos indicam que o aterro se manteve estável, mesmo para as últimas etapas de alteamento, atingindo um FS mínimo de 1,86.

## 5 Modelo Numérico

Neste capítulo, será apresentado o modelo numérico utilizado para simulação do aterro experimental em estudo, utilizando o software Plaxis 2D, versão 8.2, que realiza análises bidimensionais em estado de deformação plana. O Programa Plaxis 2D foi desenvolvido especialmente para análise de projetos de engenharia geotécnica, por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF).

### 5.1 Geometria

Segundo Stewart *et al.* (1993), a simplificação do fenômeno do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas por uma análise de deformação plana é a aproximação mais comumente utilizada no meio técnico. Nesse sentido, diversos outros autores também apresentam resultados satisfatórios com a representação do fenômeno de sobrecargas assimétricas em estacas por meio de análises bidimensionais (Hara *et al.*, 2004; Kok e Huat, 2008; Ellis e Springman, 2001).

No presente trabalho, o aterro foi representado por um material com peso próprio, utilizando o modelo constitutivo de *Mohr Coulomb*. Os parâmetros adotados para este material estão apresentados na Tabela 5.1. Para simular a geogrelha instalada na base do aterro, utilizou-se o elemento *geogrid*. O único parâmetro de entrada deste tipo de elemento no Plaxis é a resistência à tração do material, que, neste caso, foi adotada como o valor da resistência nominal da geogrelha utilizada no aterro experimental de 200 kN/m.

Tabela 5.1 – Parâmetros adotados para a simulação do material do aterro

| Modelo       | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | E<br>(MPa) | $\nu$ | $c'$ | $\phi$ (°) | k<br>(m/s)           |
|--------------|----------------------------------|------------|-------|------|------------|----------------------|
| Mohr-Coulomb | 19,5                             | 25,0       | 0,3   | 10   | 20         | $2,0 \times 10^{-5}$ |

A simulação das estacas e da grelha de vigas de travamento foi feita com a utilização de elementos de placa, também conhecidos como *Plates*. Esses elementos representam cortinas contínuas. A representação da linha de estacas normal à seção analisada por meio da consideração de uma cortina contínua foi proposta por Randolph (1981) *apud* Ellis e Springman (2001). Para incorporar o efeito da tridimensionalidade numa análise plana de deformação, o referido autor sugere que seja considerada uma rigidez por metro de cortina, equivalente à do material composto solo/estacas, levando em consideração o espaçamento entre as estacas. A Figura 5.1 representa o conceito da cortina contínua equivalente.

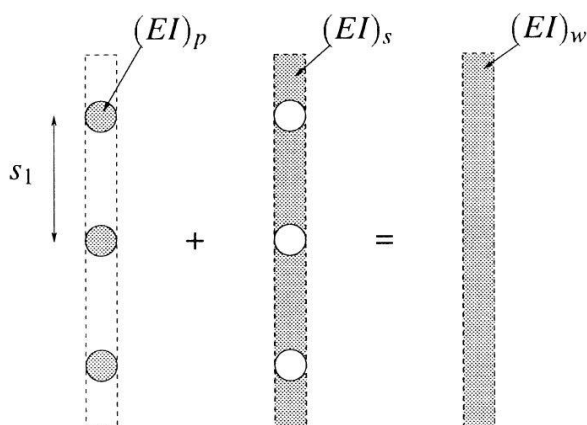


Figura 5.1 – Cortina contínua equivalente

No aterro experimental em estudo, para o cálculo da rigidez equivalente da cortina contínua, o solo foi desprezado, considerando sua baixa contribuição à rigidez do conjunto. A coluna de estacas modelada corresponde à 3ª coluna do estaqueamento do aterro experimental, ou seja, às estacas E9, E8 e E7. O módulo de elasticidade do concreto utilizado no cálculo das propriedades das estacas foi o módulo secante, calculado de acordo com a norma ABNT NBR 6118, a partir da Equação 5.1, sendo que o concreto das estacas possuía resistência característica à compressão igual a 40MPa.

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (5.1)$$

Onde:

$E_{cs}$  = módulo de elasticidade secante do concreto

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto

Com isso, obteve-se o valor do módulo de elasticidade do concreto aproximadamente igual a  $E_{sc}=30.105$  MPa. Já para o módulo de elasticidade do aço, adotou-se o valor típico de  $E_s=210.000$  MPa. Os valores dos momentos de inércia adotados para as estacas estão apresentados na Tabela 3.3. Vale ressaltar que para o cálculo do módulo de rigidez à flexão da estaca metálica, adotou-se o momento de inércia na direção X, que corresponde à sua direção de maior inércia. Com base nesses valores e levando em conta as propriedades geométricas das seções das estacas, calculou-se os valores dos módulos de rigidez das estacas apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Propriedades dos elementos estruturais tipo plates utilizados na modelagem das estacas e da viga de travamento

| Estrutura                        | Pré-moldada<br>$\phi 50$ cm | Pré-moldada<br>$\phi 60$ cm | Perfil<br>Metálico<br>W410X53<br>"Duplo" | Viga de<br>travamento -<br>0,4mx0,8m |
|----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|--------------------------------------|
| $A_{concreto}$ [m <sup>2</sup> ] | 0,1254                      | 0,1683                      | -  | 0,3181                               |
| $A_{aço}$ [m <sup>2</sup> ]      | 0,0007                      | 0,0010                      | 0,0140                                   | 0,0019                               |
| $A_{total}$ [m <sup>2</sup> ]    | 0,1260                      | 0,1693                      | 0,0140                                   | 0,3200                               |
| $I$ [m <sup>4</sup> ]            | 0,0027                      | 0,0053                      | 0,0004                                   | 0,0171                               |
| $E$ [MPa](*)                     | 31033,0                     | 31167,4                     | 210000,0                                 | 31184,4                              |
| $EA$ [MN]                        | 3910,2                      | 5277,6                      | 2940,0                                   | 9979,0                               |
| $EI$ [MN.m <sup>2</sup> ]        | 82,9                        | 166,4                       | 77,7                                     | 532,3                                |
| $EA/m$ [MN/m]                    | 814,6                       | 1099,5                      | 612,5                                    | 2079,0                               |
| $EI/m$<br>[MN.m <sup>2</sup> /m] | 17,3                        | 34,7                        | 16,2                                     | 110,9                                |
| Peso linear<br>[kN/m] (*)        | 3,1                         | 4,1                         | 1,0                                      | 7,8                                  |
| Peso linear/m<br>[kN/(m.m)]      | 0,6                         | 0,9                         | 0,2                                      | 1,6                                  |

(\*) Calculado considerando a área de aço e de concreto da seção:  $E = \frac{A_{aço} \cdot E_s + A_{concreto} \cdot E_{cs}}{A_{total}}$

(\*\*) Para o cálculo do peso linear das estruturas, adotou-se o peso específico do aço igual a 78 kN/m<sup>3</sup> e o peso específico do concreto igual a 24 kN/m<sup>3</sup>.

Para modelagem da estaca metálica, utilizou-se um elemento de placa com material elástico, tendo em vista que as tensões atingidas no teste não superaram o limite elástico desse material. Já para representar as estacas de concreto, foram utilizados *plates* com materiais elastoplásticos, cujos momentos de plastificação foram calculados com base nas curvas de iteração momento fletor resistente versus esforço axial apresentado na

Figura 5.2, desenvolvidas por Oliveira (2015) para as estacas de concreto utilizadas no teste, através do programa Pcalc 1.4.

Vale ressaltar que as estacas do teste foram submetidas a uma flexão composta, tendo em vista que embora estivessem solicitadas essencialmente por carregamentos aplicados em uma direção transversal aos seus eixos principais, elas não estavam livres de carregamentos axiais devidos ao atrito negativo e ao peso próprio do vigamento. Com isso, considerando um carregamento médio do aterro, calculou-se para as estacas pré-moldadas de concreto  $\varnothing 50\text{cm}$  e  $\varnothing 60\text{cm}$  esforços axiais de cerca de 190kN e 230kN e momentos resistentes de 100kN·m e 170kN·m, respectivamente.

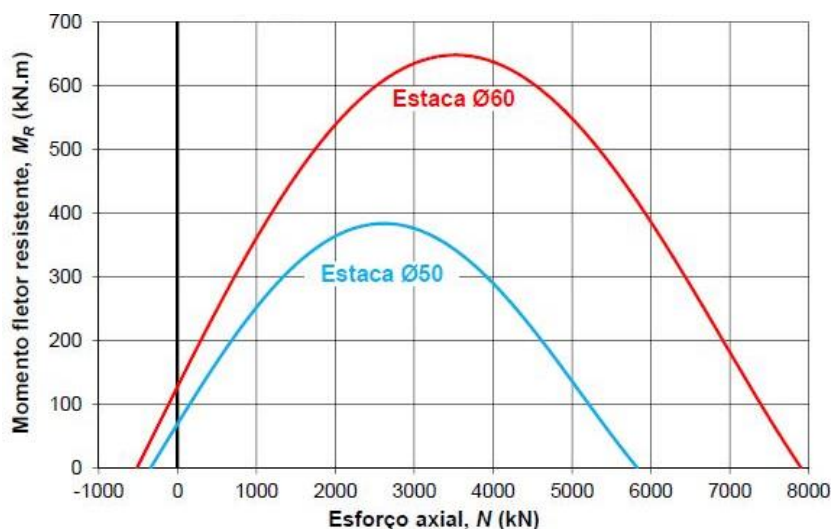


Figura 5.2 – Curvas de interação  $M_p \times N$  das estacas pré-moldadas  $\varnothing 50\text{cm}$  e  $\varnothing 60\text{cm}$

## 5.2 Modelos Constitutivos

Para modelagem do solo, o programa Plaxis 2D disponibiliza cinco tipos de modelos que simulam o comportamento dos solos: Elástico linear, *Mohr Coulomb*, *Hardening Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, além do *Jointed Rock*, utilizado para a simulação do comportamento de rochas.

O modelo elástico linear é o modelo mais simples disponibilizado pelo Plaxis 2D e permite apenas a modelagem de deformações elásticas do material. O manual do Plaxis 2D recomenda que esse modelo seja utilizado para a modelagem de estruturas rígidas no solo, já que é um modelo muito limitado para a simulação do comportamento dos solos. O modelo

*Mohr Coulomb* é um modelo linear elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de *Mohr Coulomb*. O manual do Plaxis 2D recomenda a utilização desse modelo apenas como uma primeira aproximação do comportamento dos solos em geral.

Assim como o modelo *Mohr Coulomb*, o modelo hiperbólico *Hardening Soil* também possibilita a modelagem tanto de deformações plásticas quanto de deformações elásticas, utilizando como critério de ruptura uma extensão do critério de *Mohr Coulomb*. Nesse modelo, no entanto, a superfície de plastificação não se encontra fixa no espaço das tensões principais, mas se expande em função das deformações plásticas. Segundo o manual do Plaxis 2D, o modelo *Hardening Soil* é adequado para a modelagem de todos os tipos de solo.

Além desses modelos descritos, o Plaxis também disponibiliza os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, ambos recomendados especificamente para a modelagem de solos moles. O modelo *Soft Soil* é baseado no modelo *Cam Clay*, porém não leva em consideração a compressão secundária do solo. Por último, quando a consideração do comportamento no tempo é importante, o manual do Plaxis 2D recomenda a utilização do modelo *Soft Soil Creep*, que leva em consideração o adensamento secundário.

Com base no exposto acima, adotou-se o modelo *Soft Soil Creep* para as camadas de turfa, de argila orgânica e de argila mole e o modelo *Hardening Soil* para as demais camadas do terreno. A Tabela 5.3 apresenta a divisão das camadas e o modelo utilizado para cada uma delas.

Tabela 5.3 – Modelos constitutivos utilizados em cada camada

| Camada | Descrição          | Profundidade (m) |      | Modelo Constitutivo    |
|--------|--------------------|------------------|------|------------------------|
|        |                    | Início           | Fim  |                        |
| 1      | Aterro Superficial | 0,0              | 2,5  | <i>Hardening Soil</i>  |
| 2      | Areia fina a média | 2,5              | 5,5  | <i>Hardening Soil</i>  |
| 3      | Turfa              | 5,5              | 7,0  | <i>Soft Soil Creep</i> |
| 4      | Argila Orgânica    | 7,0              | 15,0 | <i>Soft Soil Creep</i> |
| 5      | Areia fina         | 15,0             | 18,0 | <i>Hardening Soil</i>  |
| 6      | Argila Siltosa     | 18,0             | 20,5 | <i>Soft Soil Creep</i> |
| 7      | Areia média        | 20,5             | 24,5 | <i>Hardening Soil</i>  |
| 8      | Solo residual      | 24,5             | 30,0 | <i>Hardening Soil</i>  |

Cada modelo exige diferentes parâmetros de entrada para cada camada do solo. No tópico 5.4 serão apresentadas as estimativas dos parâmetros de entrada das camadas do terreno modeladas pelos modelos *Hardening Soil* e *Soft Soil Creep*.

### 5.3

#### Sequência construtiva

A geração das tensões iniciais do solo foi feita por meio do modelo *K0 Procedure*. Com relação à modelagem da sequência construtiva do aterro experimental, utilizou-se a opção *Staged Construction* para simular as fases de alteamento do aterro, que tiveram duração entre 2 e 9 dias. Conforme pode ser observado na leitura dos piezômetros apresentadas nas Figuras 4.1 a 4.4, o tempo entre um alteamento e outro se mostrou insuficiente para a completa dissipação de poropressão gerada em cada alteamento. Para simular essa situação de dissipação parcial de poropressão, utilizou-se uma análise do tipo *Consolidation*, que calcula a geração e a dissipação dos excessos de poropressão associadas ao tempo de cada fase de análise.

Cada etapa de alteamento foi modelada em duas fases distintas: uma fase de construção do alteamento, para a qual a análise do tipo *Consolidation* distribui o carregamento linearmente ao longo do intervalo de tempo e calcula concomitantemente os excessos de poropressão gerados e dissipados; e uma fase de intervalo até o próximo alteamento, sem carregamento adicional, para a qual a análise do tipo *Consolidation* calcula a dissipação dos excessos de poropressão existentes. Dessa forma, a Tabela 5.4 apresenta as fases de cálculo consideradas na modelagem.

Vale ressaltar que, conforme comentado no Capítulo 3, o primeiro alteamento do aterro foi feito sem a instalação prévia da geogrelha e, por esse motivo, foi necessária a retirada desse carregamento para colocação da geogrelha. Sendo assim, para que a simulação feita com a modelagem se aproximasse o máximo possível da realidade, foi necessário simular a construção e remoção desse primeiro alteamento com cerca de 1,1m de altura.

Tabela 5.4 – Etapas de análise adotadas na modelagem numérica

| Fase | Cota do aterro [m] | Altura do Aterro [m] | Duração [dias] | Tipo de Análise      | Ação                                    |
|------|--------------------|----------------------|----------------|----------------------|---|
| 0    | +1,30              | 0,00                 | -              | <i>K0 Procedure</i>  | Geração das tensões iniciais            |
| 1    | +1,30              | 0,00                 | 1,0            | <i>Consolidation</i> | Ativação das estacas                    |
| 2    | +1,30              | 0,00                 | 5,0            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 3    | +2,40              | 1,10                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 4    | +2,40              | 1,10                 | 5,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 5    | +1,30              | 0,00                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Descarregamento e ativação do geotêxtil |
| 6    | +1,30              | 0,00                 | 2,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 7    | +1,80              | 0,50                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 8    | +1,80              | 0,50                 | 4,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 9    | +2,40              | 1,10                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 10   | +2,40              | 1,10                 | 1,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 11   | +3,50              | 2,20                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 12   | +3,50              | 2,20                 | 2,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 13   | +4,35              | 3,05                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 14   | +4,35              | 3,05                 | 4,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 15   | +5,35              | 4,05                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 16   | +5,35              | 4,05                 | 4,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 17   | +5,85              | 4,55                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 18   | +5,85              | 4,55                 | 5,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 19   | +6,35              | 5,05                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 20   | +6,35              | 5,05                 | 6,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 21   | +7,10              | 5,80                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 22   | +7,10              | 5,80                 | 8,5            | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |
| 23   | +7,70              | 6,40                 | 0,5            | <i>Consolidation</i> | Alteamento                              |
| 24   | +7,70              | 6,40                 | 32,5           | <i>Consolidation</i> | Dissipação                              |

## 5.4

### Estimativa dos parâmetros

#### 5.4.1

#### Camadas simuladas com modelo *Hardening Soil*

A Tabela 5.5 apresenta os parâmetros de entrada do modelo *Hardening Soil*. Além dos parâmetros apresentados nessa tabela, o modelo *Hardening Soil* ainda possui outros parâmetros de entrada avançados, para os quais adotou-se os valores padrões do Plaxis 2D, conforme recomendado



pelo manual do programa. Os tópicos a seguir apresentam como foi feita a estimativa de cada um desses parâmetros.

Tabela 5.5 – Parâmetros de entrada do modelo *Hardening Soil*

|   |                 |  |
|---|-----------------|--|
| <b>Parâmetros relativos à permeabilidade</b>                  | k               | Coeficiente de permeabilidade  |
| <b>Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento</b> | $\phi'$         | Ângulo de atrito   |
|   | c'              | Intercepto coesivo   |
|   | $\psi$          | Ângulo de dilatância   |
| <b>Parâmetros relativos à deformabilidade do solo</b>         | $E_{oed}^{ref}$ | Módulo edométrico tangente obtido no carregamento primário do ensaio de compressão edométrica, para uma determinada tensão efetiva de referência |
|   | $E_{50}^{ref}$  | Módulo secante obtido a 50% da tensão desviadora de ruptura no ensaio triaxial drenado, para uma determinada tensão efetiva de referência        |
|   | $E_{ur}^{ref}$  | Módulo de elasticidade ao descarregamento/recarregamento, para uma determinada tensão efetiva de referência                                      |
|   | m               | Expoente relativo à dependência da rigidez com o nível de tensões  |

#### 5.4.1.1.

##### Parâmetros relativos à permeabilidade

##### - Coeficiente de permeabilidade k

Devido à ausência de ensaios nas camadas modeladas com modelo *Hardening Soil* para estimativa dos coeficientes de permeabilidade (k), esses foram adotados em função das granulometrias das camadas, segundo a classificação de Velloso (1988), conforme apresentado na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Coeficientes de permeabilidade do solo de acordo com a granulometria (Velloso, 1988)

| Tipo de solo              | Coeficiente de permeabilidade [m/s]         |
|---------------------------|---|
| Silte arenoso             | $5,0 \times 10^{-6}$ a $2,0 \times 10^{-5}$ |
| Areia siltosa             | $2,0 \times 10^{-5}$ a $5,0 \times 10^{-5}$ |
| Areia muito fina          | $5,0 \times 10^{-5}$ a $2,0 \times 10^{-4}$ |
| Areia fina                | $2,0 \times 10^{-4}$ a $5,0 \times 10^{-4}$ |
| Areia fina a média        | $5,0 \times 10^{-4}$ a $1,0 \times 10^{-3}$ |
| Areia média               | $1,0 \times 10^{-3}$ a $1,5 \times 10^{-3}$ |
| Areia média a grossa      | $1,5 \times 10^{-3}$ a $2,0 \times 10^{-3}$ |
| Areia grossa a pedregulho | $2 \times 10^{-3}$ a $5 \times 10^{-3}$     |

#### 5.4.1.2.

#### Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento

##### - Ângulo de atrito ( $\phi'$ )

Para o modelo *Hardening Soil*, o ângulo de atrito a ser especificado é o correspondente à resistência de pico. Para estimativa desse parâmetro, utilizou-se a média dos resultados obtidos por meio de uma correlação com o ensaio de cone, proposto por Mayne (2006) *apud* Schnaid e Odebrecht (2009) e uma correlação com o NSPT da camada, proposta por Godoy (1983) *apud* Cintra *et al.* (2003). As Equações 5.2 e 5.3 apresentam, respectivamente, as correlações utilizadas.

$$\phi' = \arctg[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_t/\sigma'_{v0})] \quad (5.2)$$

$$\phi' = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (5.3)$$

Vale ressaltar que para a camada 8, os valores da resistência de ponta do cone foram estimados a partir do valor do NSPT através da correlação expressa pela Equação 5.4, tendo em vista que o ensaio de piezocone não atingiu a profundidade dessa camada. Como se trata de um silte arenoso, para o coeficiente K, adotou-se o valor de 4,8, segundo a proposta de Danziger e Velloso (1986).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (5.4)$$

##### - Intercepto coesivo ( $c'$ )

Para as camadas 2, 5, 7 e 8, adotou-se um intercepto coesivo  $c'=0$ , tendo em vista que são camadas compostas de solos granulares. Somente para a camada 1, como se trata de um silte arenoso, arbitrou-se um intercepto coesivo igual a  $c'=20\text{kPa}$ .

##### - Ângulo de dilatação ( $\psi$ )

O manual do Plaxis 2D sugere que, exceto no caso de argilas, a magnitude do ângulo de dilatação dos solos pode ser estimada pela Equação 5.5.

$$\psi = \phi' - 30^\circ \quad (5.5)$$

Essa correlação foi adotada para todas as camadas modeladas com o modelo *Hardening Soil*.

### 5.4.1.3.

#### Parâmetros relativos à deformabilidade do solo

- **Módulo edométrico tangente obtido no carregamento primário do ensaio de compressão edométrica ( $E_{oed}^{ref}$ ), para uma determinada tensão efetiva de referência**

Inicialmente, estimou-se os valores dos módulos de elasticidade edométricos relativos às tensões verticais efetivas *in situ*,  $\sigma'_{v0}$ . Para isso, recorreu-se à correlação com a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ), proposta por Kulhawy e Mayne (1990), conforme Equação 5.6.

$$M_{dt} = \alpha \cdot q_c \quad (5.6)$$

Na equação 5.6,  $\alpha$  é função da densidade relativa, conforme indicado no gráfico da Figura 5.3.

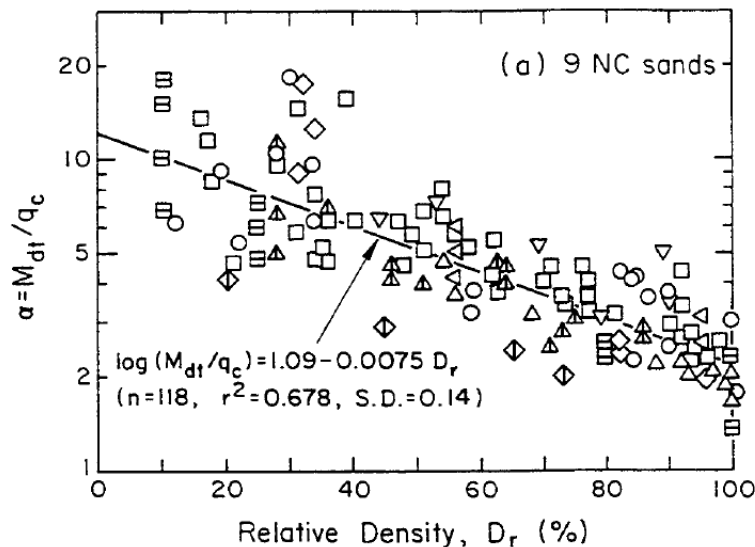


Figura 5.3 – Variação de  $\alpha$  em função da densidade relativa (Kulhawy e Mayne, 1990)

A estimativa da densidade relativa, por sua vez, foi realizada com base na correlação proposta por Schnaid e Odebrecht (2012), expressa pela Equação 5.7.

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \quad (5.7)$$

Os valores dos módulos edométricos estimados foram então convertidos para os valores correspondentes à tensão de referência do Plaxis 2D,  $p^{ref}=100\text{kPa}$ , por meio da Equação 5.8.

$$E_{oed}^{ref} = \frac{M_o}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p^{ref}}\right)^m} \quad (5.8)$$

**- Módulo secante obtido a 50% da tensão desviadora de ruptura no ensaio triaxial drenado ( $E_{50}^{ref}$ ), para uma determinada tensão efetiva de referência**

Para a estimativa de  $E_{50}^{ref}$ , utilizou-se a correlação com  $E_{oed}^{ref}$  proposta pelo manual do programa Plaxis 2D, apresentada na Equação 5.9.

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \cdot E_{oed}^{ref} \quad (5.9)$$

**- Módulo de elasticidade ao descarregamento/recarregamento ( $E_{ur}^{ref}$ ), para uma determinada tensão efetiva de referência**

Para a estimativa de  $E_{ur}^{ref}$ , utilizou-se a correlação padrão do programa Plaxis 2D, expressa pela Equação 5.10, considerada apropriada para a maioria dos casos práticos.

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{oed}^{ref} \quad (5.10)$$

**- Expoente relativo à dependência da rigidez com o nível de tensões (m)**

Na ausência de ensaios de laboratório para determinação desse parâmetro, adotou-se, com base nas observações feitas por Janbu (1963) para areias e siltes, o valor de  $m=0,5$  para todas as camadas modeladas com o modelo *Hardening Soil*.

#### **5.4.1.4.**

**Faixa de valores estimada para os parâmetros das camadas modeladas com o modelo *Hardening Soil***

A Tabela 5.7 apresenta a faixa de valores adotada para os parâmetros de entrada de cada camada modelada com o modelo *Hardening Soil*. Nessa tabela, os parâmetros estimados se referem aos parâmetros médios e os valores máximos e mínimos foram estabelecidos como uma faixa de variação aceitável devido à incerteza inerente a estimativa dos parâmetros.

Tabela 5.7 – Faixas de valores estimadas para os parâmetros das camadas modeladas com o modelo *Hardening Soil*

| Camada | Faixa | k<br>[m/s] | $E_{oed}^{ref}$<br>[MPa] | $E_{50}^{ref}$<br>[MPa] | $E_{ur}^{ref}$<br>[MPa] | $c'$<br>[kPa] | $\phi$<br>[°] | $\psi$<br>[°] |
|--------|-------|------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|
| 1      | mín.  | 1,0E-6     | 20,0                     | 25,0                    | 60,0                    | 10            | 25            | 0             |
|        | méd.  | 5,0E-6     | 30,0                     | 37,5                    | 90,0                    | 20            | 30            | 0             |
|        | máx.  | 2,5E-5     | 40,0                     | 50,0                    | 120,0                   | 30            | 35            | 5             |
| 2      | mín.  | 1,6E-4     | 10,0                     | 12,5                    | 30,0                    | -             | 30            | 0             |
|        | méd.  | 8,0E-4     | 20,0                     | 25,0                    | 60,0                    | 0             | 35            | 5             |
|        | máx.  | 4,0E-3     | 30,0                     | 37,5                    | 90,0                    | -             | 40            | 10            |
| 5      | mín.  | 6,0E-5     | 15,0                     | 18,8                    | 45,0                    | -             | 30            | 0             |
|        | méd.  | 3,0E-4     | 25,0                     | 31,3                    | 75,0                    | 0             | 35            | 5             |
|        | máx.  | 1,5E-3     | 35,0                     | 43,8                    | 105,0                   | -             | 40            | 10            |
| 6      | mín.  | 3,7E-4     | 10,0                     | 12,5                    | 30,0                    | -             | 25            | 0             |
|        | méd.  | 1,9E-3     | 20,0                     | 25,0                    | 60,0                    | 0             | 30            | 0             |
|        | máx.  | 9,3E-3     | 30,0                     | 37,5                    | 90,0                    | -             | 35            | 5             |
| 7      | mín.  | 2,0E-6     | 15,0                     | 18,8                    | 45,0                    | -             | 32            | 2             |
|        | méd.  | 1,0E-5     | 25,0                     | 31,3                    | 75,0                    | 0             | 37            | 7             |
|        | máx.  | 5,0E-5     | 35,0                     | 43,8                    | 105,0                   | -             | 42            | 12            |

#### 5.4.2

#### Camadas simuladas com modelo *Soft Soil Creep*

A Tabela 5.8 apresenta os parâmetros de entrada do modelo *Soft Soil Creep*. Além dos parâmetros apresentados nessa tabela, o modelo *Hardening Soil* ainda possui outros parâmetros de entrada avançados, para os quais adotou-se os valores padrões do Plaxis 2D, conforme recomendado pelo manual do programa.

Tabela 5.8 – Parâmetros de entrada do modelo *Soft Soil Creep*

|   |            |  |
|---|------------|--|
| <b>Parâmetros relativos à permeabilidade</b>                  | $k_x$      | Coeficiente de permeabilidade horizontal |
|   | $k_y$      | Coeficiente de permeabilidade vertical   |
| <b>Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento</b> | $\phi'$    | Ângulo de atrito                         |
|   | $c'$       | Coesão                                   |
|   | $\psi$     | Ângulo de dilatação                      |
| <b>Parâmetros relativos à rigidez do solo</b>                 | $C_c$      | Índice de compressão primária            |
|   | $C_r$      | Índice de descompressão/recompressão     |
|   | $C_\alpha$ | Índice de compressão secundária          |

#### 5.4.2.1.

##### Parâmetros relativos à permeabilidade

##### - Coeficientes de permeabilidade vertical ( $k_v$ ) e horizontal ( $k_x$ )

Quando não se dispõe de ensaios de laboratório para determinação direta do coeficiente de permeabilidade do solo, este pode ser correlacionado com o coeficiente de adensamento vertical do solo obtido em ensaios de adensamento. No caso em estudo, a única camada em que foram realizados ensaios de adensamento foi a camada 4 de argila orgânica.

Dessa forma, para a camada 4, o coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) do solo foi estimado através dos ensaios de adensamento disponíveis e avaliados com qualidade igual ou superior a boa ou regular, conforme apresentado na Tabela 3.12. Com base nesses ensaios, o coeficiente de adensamento vertical foi estimado pelo método de Casagrande para os estágios de carga correspondentes à faixa de compressão virgem do solo. O coeficiente de compressibilidade vertical ( $a_v$ ) também foi obtido para os respectivos estágios de cada ensaio de adensamento. Com isso, estimou-se então o  $k_y$  por meio da Equação 5.11 e obteve-se a média dos resultados de cada estágio dos ensaios disponíveis de boa qualidade.

$$k_y = \frac{C_v \cdot a_v \cdot \gamma_w}{(1+e)} \quad (5.11)$$

Para obtenção do coeficientes de permeabilidade horizontal da camada 4, recorreu-se aos ensaios de dissipação realizados nas verticais de piezocone. Os coeficientes de adensamento horizontal ( $C_h$ ) obtidos diretamente desses ensaios correspondem às propriedades do solo na faixa pré-adensada, uma vez que durante a penetração, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformação (Baligh, 1986 e Levadoux, 1986 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012). Para se obter uma estimativa de  $C_h$  na faixa de comportamento normalmente adensada, utilizou-se a abordagem semiempírica proposta por Jamiolkowski *et al.* (1985), expressa pela Equação 5.12.

$$C_h(NA) = \frac{C_r}{C_c} \cdot C_h(PA) \quad (5.12)$$

Com isso, para a camada 4, o coeficiente de permeabilidade horizontal foi estimado pela Equação 5.13.

$$k_x = k_y \cdot \frac{c_h}{c_v} \quad (5.13)$$

Para as demais camadas argilosas (3 e 6), estimou-se o coeficiente de adensamento horizontal correspondente à faixa normalmente adensada com base nos ensaios de dissipação realizados nessas camadas, seguindo o mesmo procedimento realizado para camada 4. No entanto, como não se dispunha de ensaios de adensamento nessas camadas, para obtenção do coeficiente de permeabilidade vertical, utilizou-se a mesma relação  $k_x/k_v \cong 1,5$  obtida na camada 4.

#### 5.4.2.2.

#### Parâmetros relativos ao comportamento sob cisalhamento

##### - Coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ )

Para a camada 4, os valores do intercepto coesivo e do ângulo de atrito foram estimados com base nos ensaios triaxiais realizados nas amostras indeformadas de melhor qualidade, conforme a avaliação apresentada na Tabela 3.12. Na ausência de ensaios triaxiais nas camadas 3 e 6, adotou-se para essas camadas os mesmos parâmetros de coesão e de ângulo de atrito obtidos para a camada 4.

##### - Ângulo de dilatância ( $\Psi$ )

Como se trata de argilas levemente sobreadensadas, o ângulo de dilatância foi considerado nulo ( $\Psi=0$ ).

#### 5.4.2.3.

#### Parâmetros relativos à compressibilidade

##### - Índice de compressão primária ( $C_c$ ) e de descompressão/recompressão ( $C_s$ )

Para a camada 4, para a qual se dispunha de ensaios de adensamento, os índices de compressão primária ( $C_c$ ) e de descompressão/recompressão ( $C_s$ ) foram obtidos diretamente dos ensaios de adensamento de melhor qualidade apresentados na Tabela 3.12.

Para as demais camadas simuladas com modelo *Soft Soil Creep* (3 e 6), o  $C_c$  foi estimado com base na correlação com a umidade proposta

por Silva (2013), conforme Equação 5.14, e o  $C_r$  foi estimado seguindo a mesma relação  $C_r/C_c=0,05$  obtida para a camada 4.

$$C_c = 0,0115w + 0,8 \quad (5.14)$$

#### - Índice de compressão secundária ( $C_\alpha$ )

A estimativa do índice de compressão secundária das 3 camadas simuladas com modelo *Soft Soil Creep* foi feita baseada na relação com a compressibilidade primária proposta por Terzaghi *et al.* (1996) para os diversos tipos de solos, conforme apresentado na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Valores típicos de  $C_\alpha/C_c$  (Terzaghi *et al.*, 1996)

| Material                                | $C_\alpha/C_c$  |
|---|-----------------|
| Solos granulares, incluindo enrocamento | $0,02 \pm 0,01$ |
| Xisto e argilito                        | $0,03 \pm 0,01$ |
| Argilas e siltes inorgânicos            | $0,04 \pm 0,01$ |
| Argilas e siltes orgânicos              | $0,05 \pm 0,01$ |
| Turfa                                   | $0,06 \pm 0,01$ |

#### 5.4.2.4.

#### Faixa de valores adotada para os parâmetros das camadas modeladas com o modelo *Soft Soil Creep*

A Tabela 5.10 apresenta as faixas de valores adotadas para os parâmetros de entrada de cada camada modelada com o modelo *Soft Soil Creep*. Nessa tabela, os parâmetros estimados se referem aos parâmetros médios e os valores máximos e mínimos foram estabelecidos como uma faixa de variação aceitável devido à incerteza inerente à estimativa dos parâmetros.

Tabela 5.10 – Faixa de valores estimada para os parâmetros das camadas modeladas com o modelo *Soft Soil Creep*

| Camada | Faixa | $k_x$<br>[m/s] | $k_y$<br>[m/s] | $C_c$ | $C_r$ | $C_\alpha$ | $c'$<br>[kPa] | $\phi'$<br>[°] | $\psi$<br>[°] |
|--------|-------|----------------|----------------|-------|-------|------------|---------------|----------------|---------------|
| 3      | mín   | 1,3E-09        | 8,3E-10        | 2,3   | 0,09  | 0,12       | -             | 18             | -             |
|        | méd.  | 6,3E-09        | 4,1E-09        | 2,8   | 0,14  | 0,17       | 15            | 23             | 0             |
|        | máx.  | 3,1E-08        | 2,1E-08        | 3,3   | 0,19  | 0,22       | -             | 28             | -             |
| 4      | mín   | 2,5E-10        | 1,6E-10        | 1,9   | 0,07  | 0,07       | -             | 18             | -             |
|        | méd.  | 1,2E-09        | 8,2E-10        | 2,4   | 0,12  | 0,12       | 15            | 23             | 0             |
|        | máx.  | 6,2E-09        | 4,1E-09        | 2,9   | 0,17  | 0,17       | -             | 28             | -             |
| 6      | mín   | 2,6E-10        | 1,7E-10        | 1,2   | 0,04  | 0,02       | -             | 18             | -             |
|        | méd.  | 1,3E-09        | 8,6E-10        | 1,7   | 0,09  | 0,07       | 15            | 23             | 0             |
|        | máx.  | 6,5E-09        | 8,6E-09        | 2,2   | 0,14  | 0,12       | -             | 28             | -             |



## 5.5

### Ajuste dos parâmetros

Com os parâmetros médios de cada camada estabelecidos, realizou-se uma primeira análise no Plaxis 2D. Os resultados dos deslocamentos horizontais nas estacas obtidos nessa análise computacional foram então comparados com os valores medidos diretamente nos inclinômetros instalados nas estacas. A partir dessa análise, realizou-se o ajuste dos parâmetros dentro das faixas de valores previamente estabelecidas. Conforme esperado, durante esse ajuste foi observado que os parâmetros referentes às camadas modeladas com o modelo *Soft Soil Creep* exercem uma influência maior nos resultados dos deslocamentos horizontais do que os parâmetros das camadas modeladas com o modelo *Hardening Soil*.

Não foram necessárias mudanças significativas em relação aos parâmetros médios previamente estimados. Sendo assim, a Tabela 5.11 e 5.12 apresentam os parâmetros adotados nas camadas do terreno modeladas, respectivamente, com os modelos *Hardening Soil* e *Soft Soil Creep*.

Tabela 5.11 – Parâmetros adotados para as camadas modeladas com o modelo *Hardening Soil*

| Camada | k<br>[m/s] | $E_{oed}^{ref}$<br>[MPa] | $E_{50}^{ref}$<br>[MPa] | $E_{ur}^{ref}$<br>[MPa] | c'<br>[kPa] | $\phi$<br>[°] | $\psi$<br>[°] |
|--------|------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------|---------------|---------------|
| 1      | 5,0E-6     | 80,0 (*)                 | 112,5                   | 270,0                   | 30          | 30            | 0             |
| 2      | 8,0E-4     | 20,0                     | 25,0                    | 60,0                    | 0           | 35            | 5             |
| 5      | 3,0E-4     | 15,0                     | 18,8                    | 45,0                    | 0           | 30            | 0             |
| 7      | 1,9E-3     | 20,0                     | 25,0                    | 60,0                    | 0           | 30            | 0             |
| 8      | 1,0E-5     | 25,0                     | 31,3                    | 75,0                    | 0           | 37            | 7             |

(\*) Foi necessário superestimar os valores dos módulos de elasticidade da camada de aterro superficial para reduzir o deslocamento do topo das estacas

Tabela 5.12 – Parâmetros adotados para as camadas modeladas com o modelo *Soft Soil Creep*

| Camada | $k_x$<br>[m/s] | $k_y$<br>[m/s] | $C_c$ | $C_r$ | $C_\alpha$ | c'<br>[kPa] | $\phi'$<br>[°] | $\psi$<br>[°] |
|--------|----------------|----------------|-------|-------|------------|-------------|----------------|---------------|
| 3      | 6,3E-09        | 2,1E-08        | 2,8   | 0,14  | 0,12       | 15          | 23             | 0             |
| 4      | 2,5E-10        | 2,5E-09        | 2,4   | 0,12  | 0,08       | 15          | 23             | 0             |
| 6      | 1,3E-09        | 8,6E-10        | 1,7   | 0,09  | 0,07       | 15          | 23             | 0             |

Vale ressaltar que o conjunto dos parâmetros apresentados nas Tabelas 5.11 e 5.12 serão considerados como o modelo representativo do terreno no local do aterro experimental e será utilizado em todas as análises que serão apresentadas adiante.

## 6 Análise Numérica

Nesse capítulo, será apresentado inicialmente a comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pela modelagem numérica com base no modelo apresentado no Capítulo 5. Em seguida, utilizando os mesmos modelos constitutivos para as camadas do terreno, serão realizadas análises paramétricas com variação da geometria do estaqueamento para analisar a influência do efeito de grupo e da distância do estaqueamento à base do aterro.

### 6.1 Comparação dos resultados da análise numérica com os resultados medidos pela instrumentação de campo

As Figura 6.1 e 6.2 apresentam, respectivamente, a geometria utilizada para modelagem do aterro no Plaxis 2D e a malha deformada obtida pela modelagem numérica 33 dias após o último estágio de alteamento do aterro.

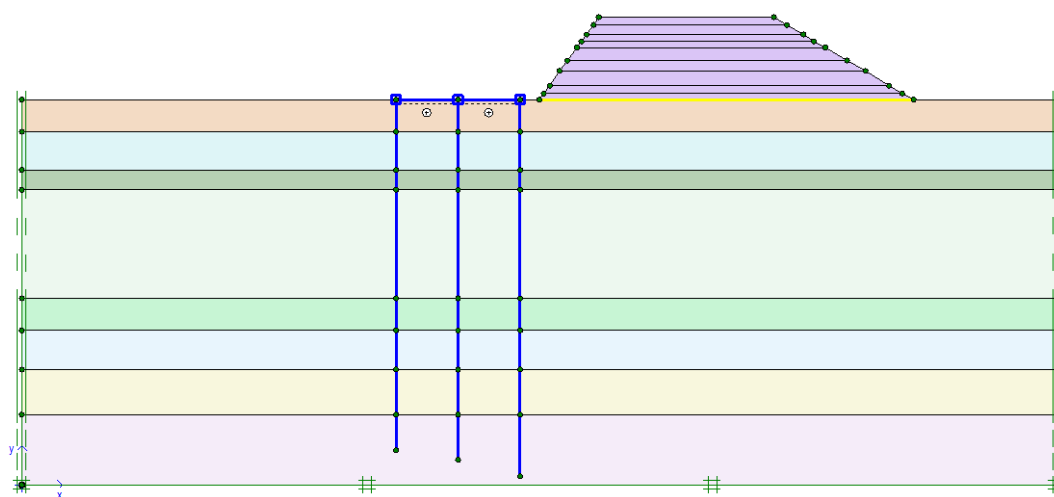


Figura 6.1 – Geometria utilizada na modelagem numérica para simulação do aterro experimental

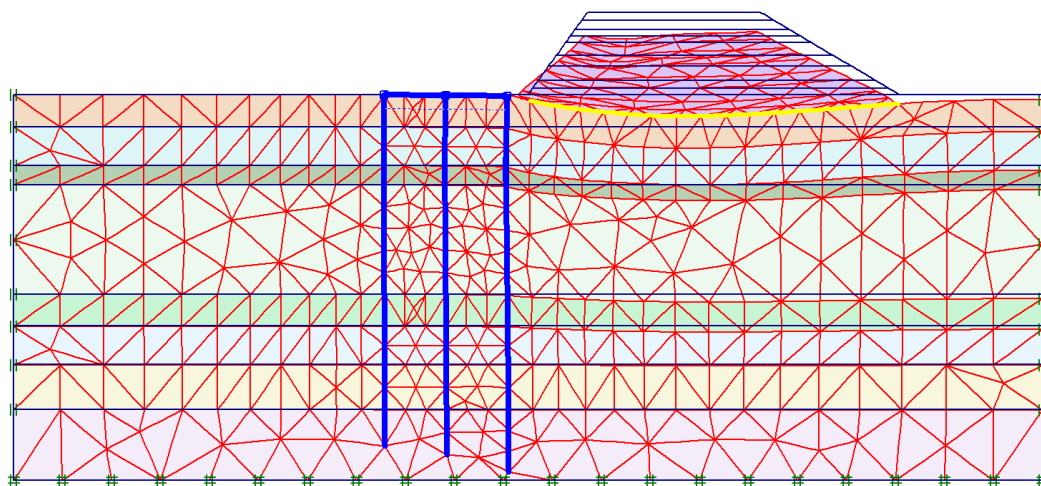


Figura 6.2 – Malha deformada obtida na modelagem no último estágio do alteamento (fase 22), com as deformações escalados em 3 vezes

Os deslocamentos horizontais estimados por meio dessa análise foram plotados nos gráficos das Figuras 6.3 a 6.6, juntamente com os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros IV5 (E7), IV6 (E8) e IV7 (E9). Devido à grande quantidade de dados gerados pelas leituras dos inclinômetros, a comparação dos dados apresentada nesse estudo limitou-se aos 4 instantes do alteamento do aterro já citados no item 4.2.2.2.

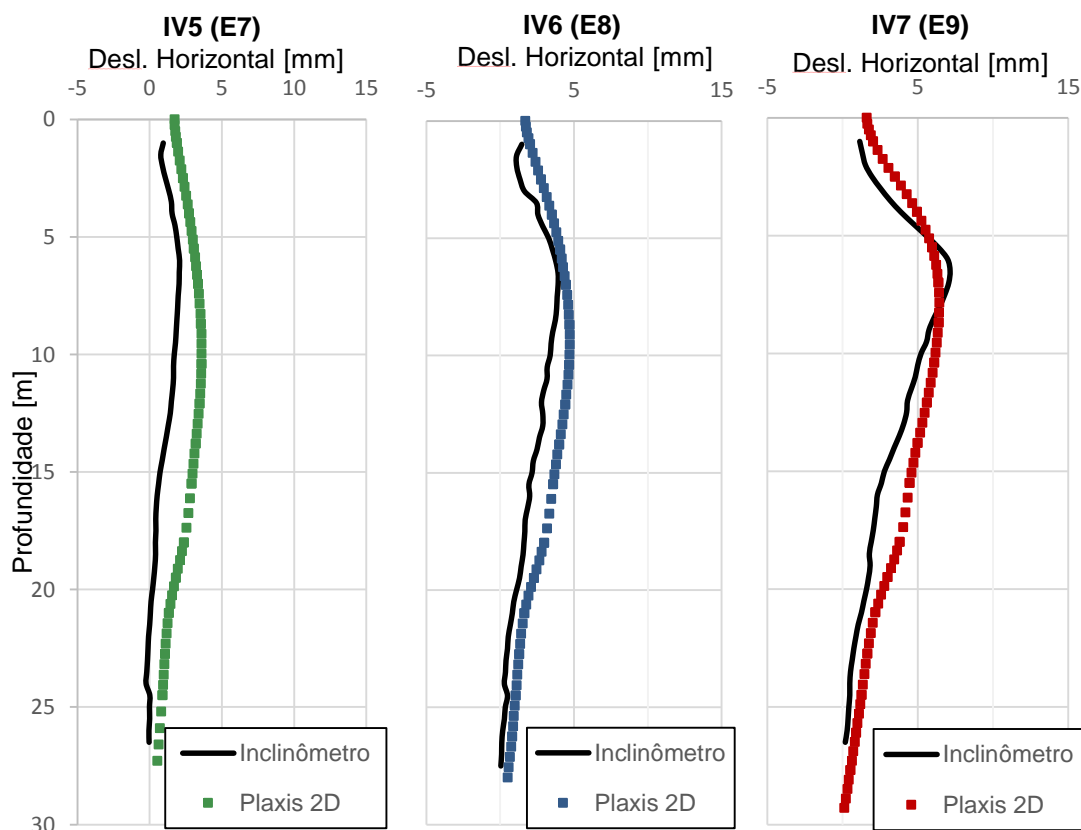


Figura 6.3 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 29/06/13 (2 dias após o alteamento para uma altura de aterro de 2,20m)

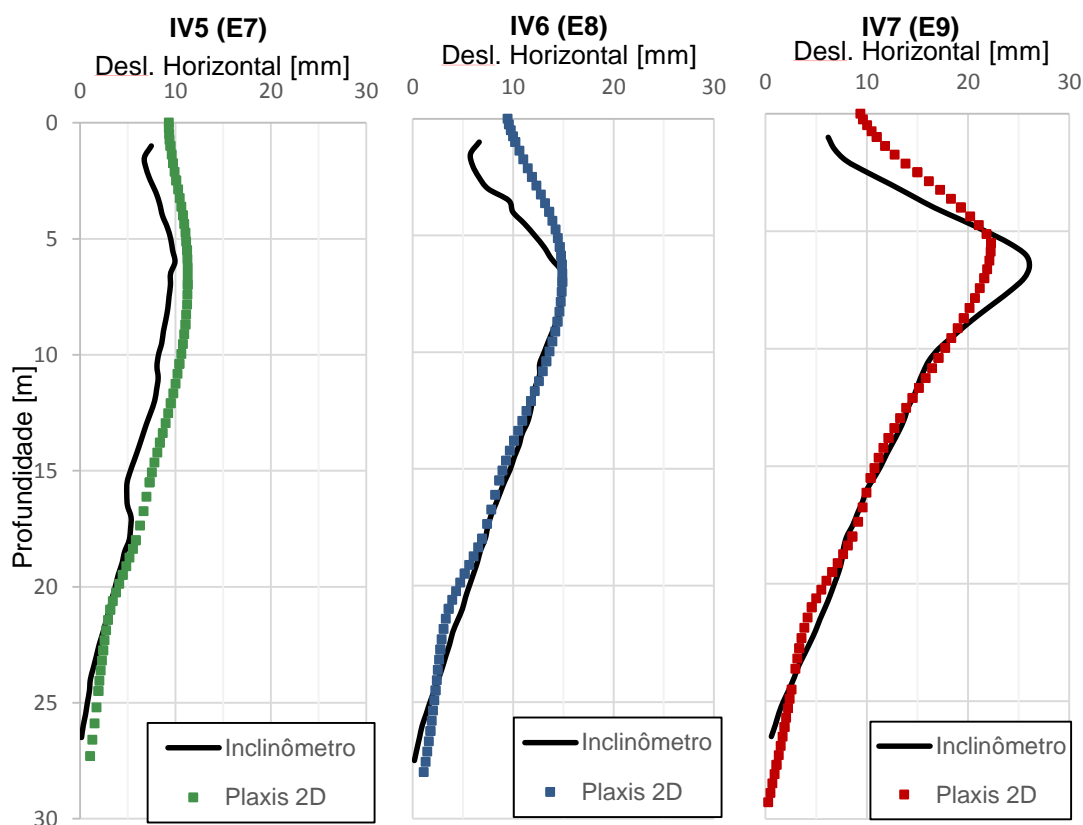


Figura 6.4 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 10/07/13 (imediatamente após o alteamento para uma altura de aterro de 4,55m)

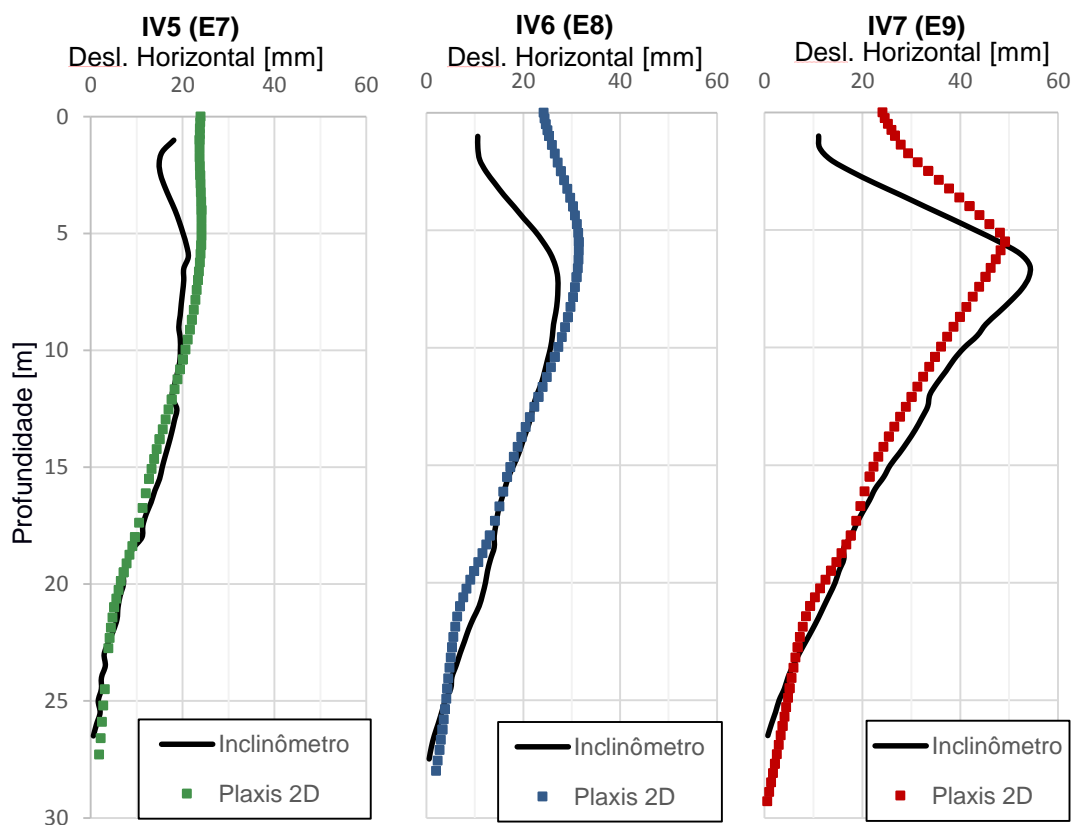


Figura 6.5 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 31/07/13 (imediatamente após o alteamento para uma altura de aterro de 6,40m)

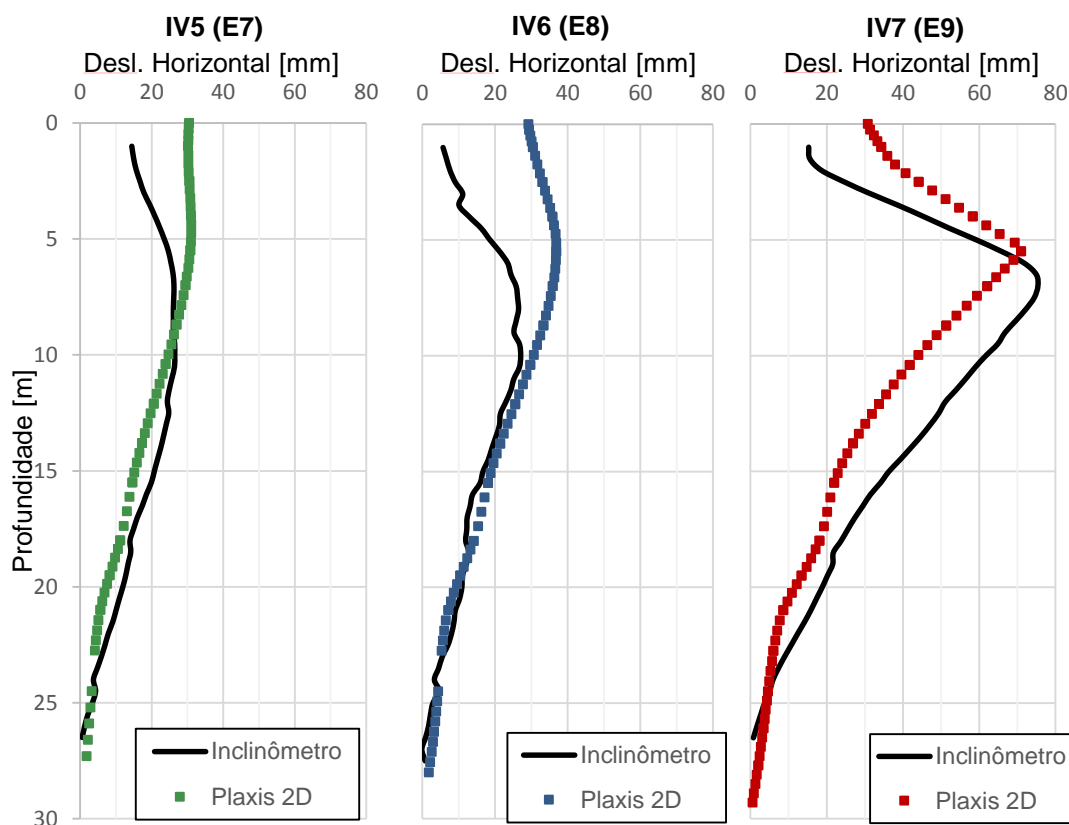


Figura 6.6 – Comparação dos deslocamentos horizontais medidos em campo com os deslocamentos estimados pelo Plaxis 2D no dia 02/09/13 (33 dias após o alteamento para uma altura de aterro de 6,40m)

A partir da análise desses gráficos, observou-se que, em geral, os resultados da análise numérica apresentaram uma boa concordância com os resultados medidos pelos inclinômetros de campo. Dessa forma, o ajuste da modelagem foi considerado satisfatório. Mesmo assim, são observadas algumas diferenças que podem ser atribuídas não somente à falta de ajuste da modelagem, como também à falta de precisão nas leituras dos inclinômetros, já abordada no Capítulo 4.

Do ponto de vista qualitativo, as curvas estimadas pelo Plaxis 2D apresentaram um bom ajuste de formato em relação aos perfis obtidos pelos inclinômetros. Entretanto, vale ressaltar que a profundidade de ocorrência dos deslocamentos máximos foi superestimada pela modelagem para o primeiro instante comparado (29/06/13) e subestimada em cerca de 2,0m para os demais instantes analisados.

Quantitativamente, a ordem de grandeza dos deslocamentos horizontais máximos estimados também se mostrou bem próxima da ordem dos perfis medidos em campo. Somente o deslocamento máximo estimado

para o inclinômetro IV6 no dia 02/09/13 foi considerado insatisfatório, tendo apresentado uma superestimativa significativa em relação ao perfil medido. No entanto, é possível observar que o deslocamento horizontal medido no topo desse inclinômetro foi bem inferior aos deslocamentos dos topos dos demais inclinômetros posicionados nessa mesma coluna (IV5, IV7). Esse fato indica que os deslocamentos medidos nesse inclinômetro (IV6) em campo foram subestimados, tendo em vista que devido à rigidez do bloco formado pelas vigas de travamento e pelos blocos de coroamento, o deslocamento no topo de todas as estacas deveriam ser iguais.

Além disso, observou-se também que, mesmo superestimando o módulo de elasticidade da camada superficial do terreno, na última etapa de alteamento do aterro, a modelagem numérica superestimou os deslocamentos dos topos das estacas. Esse fato pode ser justificado devido à presença das faixas de solo cimento compactado nas faces posteriores das vigas em campo, o que embora não tenha impedido totalmente o deslocamento do topo das estacas, pode ter reduzido consideravelmente seu movimento.

## 6.2

### **Análises paramétricas para avaliação dos fatores de influência nos esforços desenvolvidos ao longo da profundidade das estacas**

Para as análises que serão apresentadas a seguir, utilizou-se o mesmo modelo de terreno (divisão de camadas, modelos constitutivos e parâmetros) ajustado para o aterro experimental. Com relação a geometria, com o intuito de reduzir o número de variáveis no terreno, todas as estacas foram consideradas metálicas, com as características do perfil metálico duplo W410x53 e com comprimento fixo de 28,0m. A estaca metálica foi adotada como padrão por permitir a correta estimativa de seu comportamento por meio de um modelo linear para faixas de tensão superiores às atingidas no caso em estudo.

Com relação à sequência executiva do aterro, foram simuladas as mesmas etapas de alteamento do aterro experimental em estudo. Apenas as fases iniciais relativas ao alteamento e descarregamento de 1,10m foram excluídas, tendo em vista que, conforme comentado anteriormente,

havia sido feitas devido a um erro de execução. Sendo assim, a sequência executiva final utilizada nas análises que serão apresentadas a seguir está apresentada na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Etapas de análise adotadas nas análises paramétricas na modelagem numérica

| Fase | Cota do aterro [m] | Altura do Aterro [m] | Duração [dias] | Tipo de Análise | Ação                               |
|------|--------------------|----------------------|----------------|-----------------|------------------------------------|
| 0    | +1,30              | 0,00                 | -              | K0 Procedure    | Geração das tensões iniciais       |
| 1    | +1,30              | 0,00                 | 1,0            | Consolidation   | Ativação das estacas               |
| 2    | +1,30              | 0,00                 | 5,0            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 3    | +1,80              | 0,50                 | 0,5            | Consolidation   | Ativação do geotêxtil e alteamento |
| 4    | +1,80              | 0,50                 | 4,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 5    | +2,40              | 1,10                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 6    | +2,40              | 1,10                 | 1,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 7    | +3,50              | 2,20                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 8    | +3,50              | 2,20                 | 2,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 9    | +4,35              | 3,05                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 10   | +4,35              | 3,05                 | 4,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 11   | +5,35              | 4,05                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 12   | +5,35              | 4,05                 | 4,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 13   | +5,85              | 4,55                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 14   | +5,85              | 4,55                 | 5,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 15   | +6,35              | 5,05                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 16   | +6,35              | 5,05                 | 6,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 17   | +7,10              | 5,80                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 18   | +7,10              | 5,80                 | 8,5            | Consolidation   | Dissipação                         |
| 19   | +7,70              | 6,40                 | 0,5            | Consolidation   | Alteamento                         |
| 20   | +7,70              | 6,40                 | 32,5           | Consolidation   | Dissipação                         |

### 6.2.1 Efeito de grupo

O efeito de grupo, como o próprio nome já diz, é o efeito que um grupo de estacas exerce no aumento ou na redução dos esforços ao longo da profundidade de uma estaca do próprio grupo. Nesse trabalho, o efeito de grupo foi avaliado por meio de modelagens numéricas bidimensionais, tendo como principal objetivo a verificação da influência das estacas mais próximas à base do aterro em relação às estacas traseiras, fenômeno também conhecido na literatura como “efeito sombra”. Para analisar esse

efeito, foram feitas análises paramétricas com a variação do número de fileiras de estacas. A Figura 6.7 apresenta as geometrias utilizadas nas modelagens.

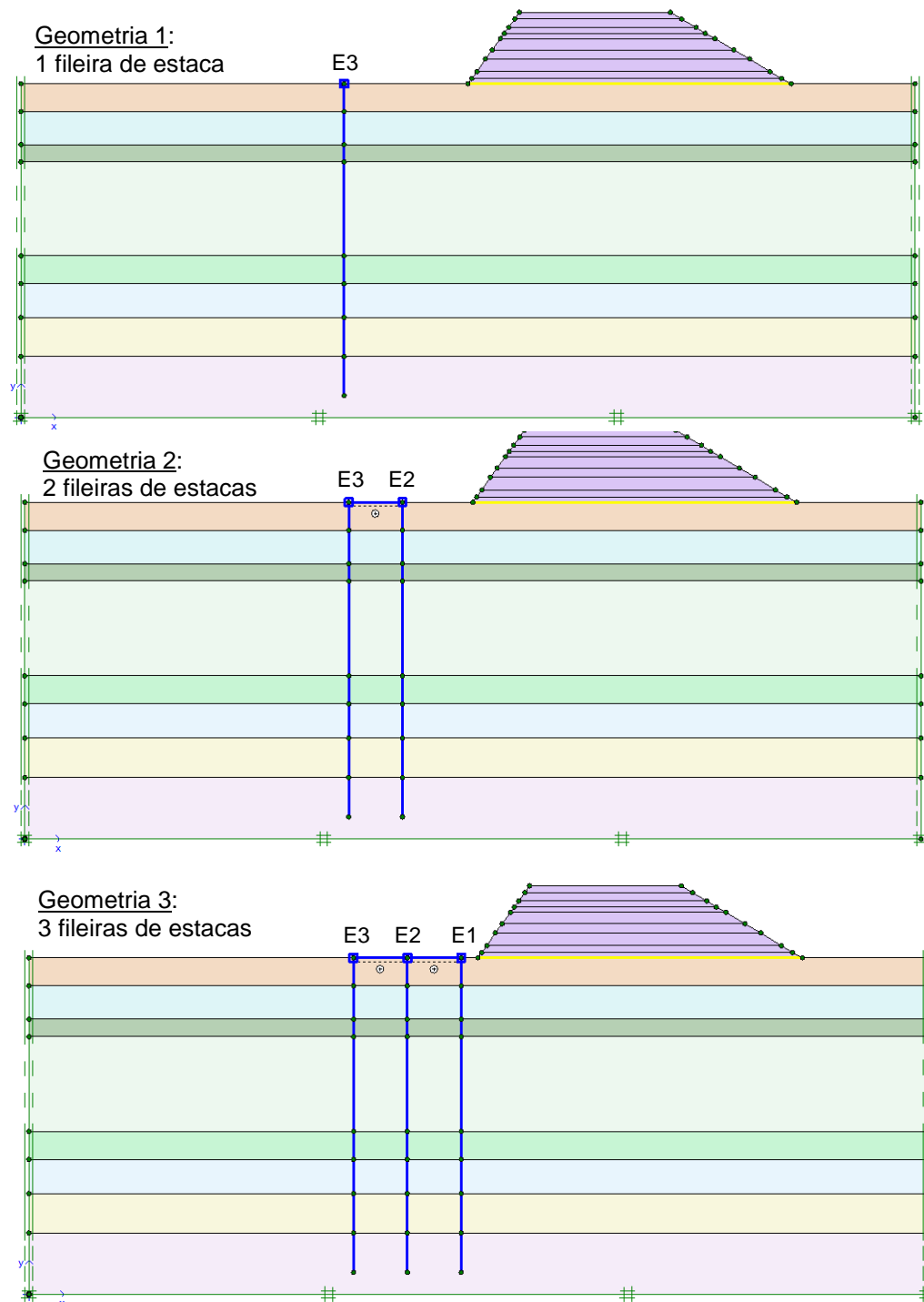


Figura 6.7 – Geometrias utilizadas para análise do efeito “sombra”

Os resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores obtidos para a estaca E3 em cada uma das geometrias modeladas estão



apresentados nos gráficos das Figuras 6.8 e 6.9 para as fases 10 e 20 da modelagem, respectivamente.

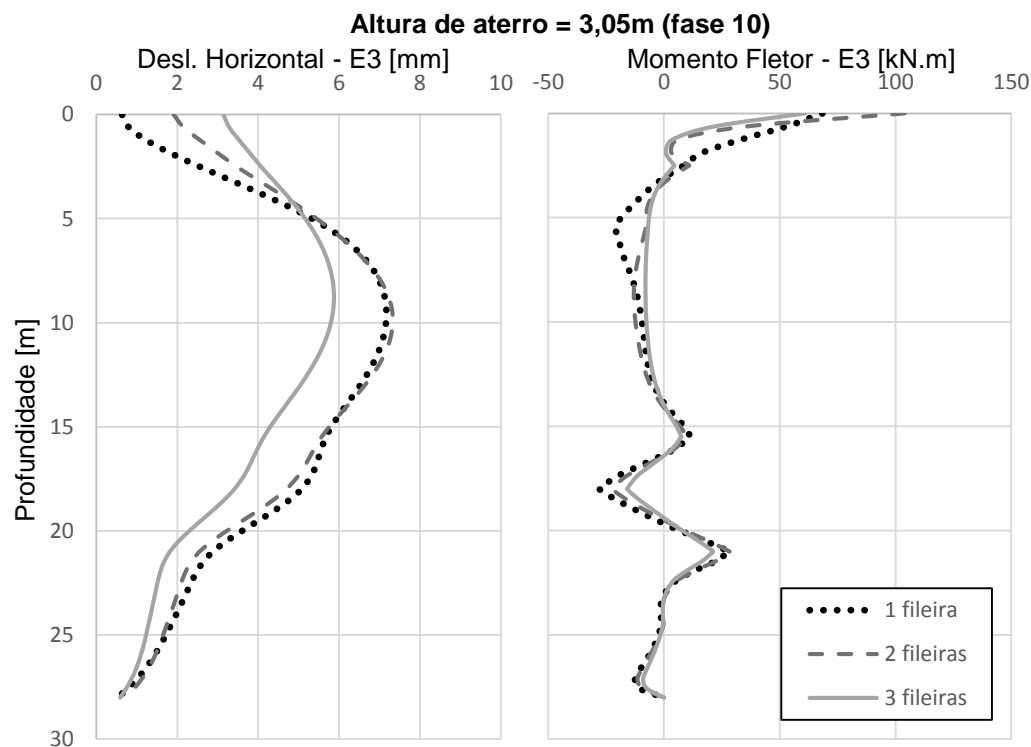


Figura 6.8 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estacas E3 para as 3 geometrias modeladas para a altura de aterro de 3,05m (fase 10)

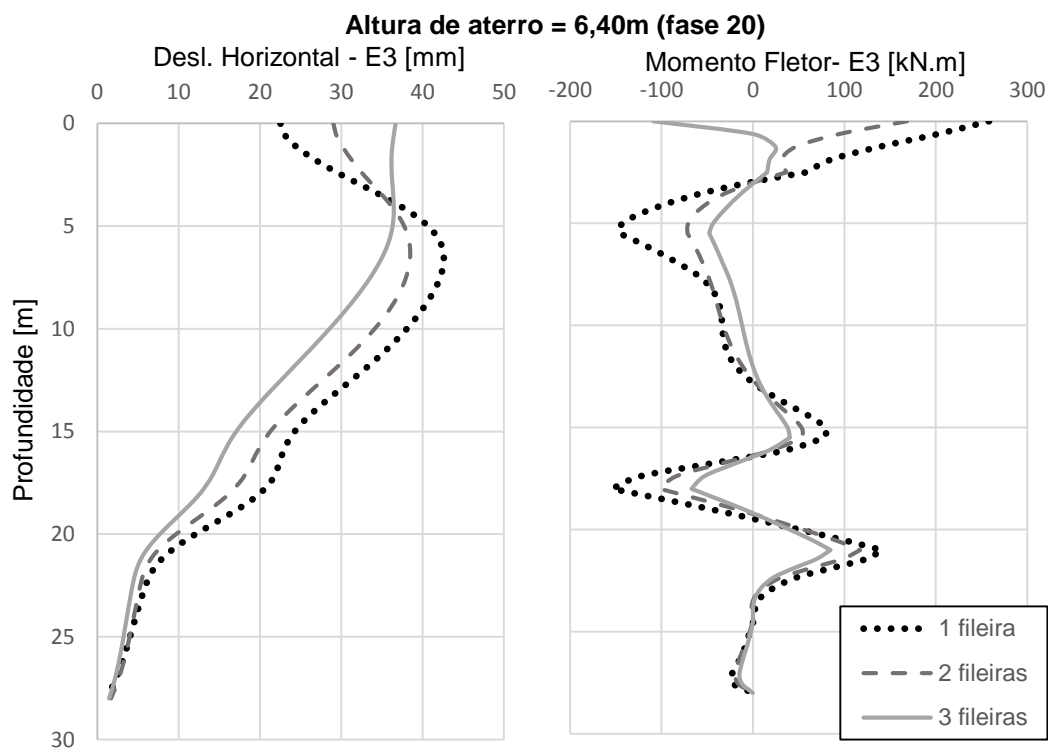


Figura 6.9 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momento fletores da fileira de estacas E3 para as 3 geometrias modeladas para a altura de aterro de 6,40m (fase 20)

Com base nesses gráficos é possível observar que, na fase de alteamento de 3,05m (fase 10), a redução dos deslocamentos horizontais máximos da estaca E3 é significativa apenas com a presença de 2 estacas dianteiras, tendo em vista que a presença de apenas uma estaca dianteira praticamente não influencia nos deslocamentos horizontais máximos da estaca E3. Além disso, observa-se que, o deslocamento horizontal no topo da estaca E3 aumenta progressivamente com o aumento do número de fileiras de estacas dianteiras.

Para a última etapa de alteamento do aterro (fase 20), conforme esperado, os deslocamentos horizontais máximos na estaca E3 foram reduzidos em cerca de 14% com a presença de 2 estacas frontais e em cerca de 10% com a presença de apenas 1 estaca frontal. Os momentos fletores ao longo de toda a profundidade da estaca E3 também foram reduzidos com o aumento do número de fileiras de estacas frontais. Com a presença de 2 fileiras de estacas frontais, a redução dos momentos fletores máximos foi de 58% e com a presença de apenas 1 estaca frontal, a redução foi de 35%.

Além disso, nessa fase 20, também foi observado que, enquanto os deslocamentos horizontais máximos em profundidade reduzem, os deslocamentos horizontais observados junto às cabeças das estacas aumentam proporcionalmente ao aumento do número de fileiras de estacas dianteiras.

Esse comportamento de aumento dos deslocamentos horizontais junto às cabeças das estacas traseiras foi observado por Springman *et al.* (1995) a partir de testes de centrífugas, conforme apresentado no Capítulo 2. Esse comportamento faz com que essas estacas, consideradas passivas devido ao carregamento recebido pelo deslocamento do terreno ao longo de sua profundidade, passem a ter também características de estacas ativas. Isso porque recebem simultaneamente um carregamento em seus topos originados do comportamento rígido do bloco formado pelos blocos de coroamento e vigas de travamento que se movem em conjunto com as estacas frontais.

O espaçamento entre fileiras adotado na modelagem foi de 4,8m. Considerando o diâmetro circunscrito do perfil metálico como  $B=0,54\text{m}$ , tem-se um espaçamento relativo ( $d/B$ ) entre estacas de aproximadamente

9B. Mesmo com esse espaçamento relativo considerado elevado na literatura, observou-se uma influência considerável do efeito de grupo.

Além da avaliação do “efeito sombra”, foram feitas outras análises paramétricas no Plaxis 2D com o intuito de verificar se as estacas traseiras, por sua vez, exerciam alguma influência nas estacas mais próximas à base da sobrecarga. Para isso, foram modeladas as geometrias 4, 5 e 6 apresentadas na Figura 6.10.

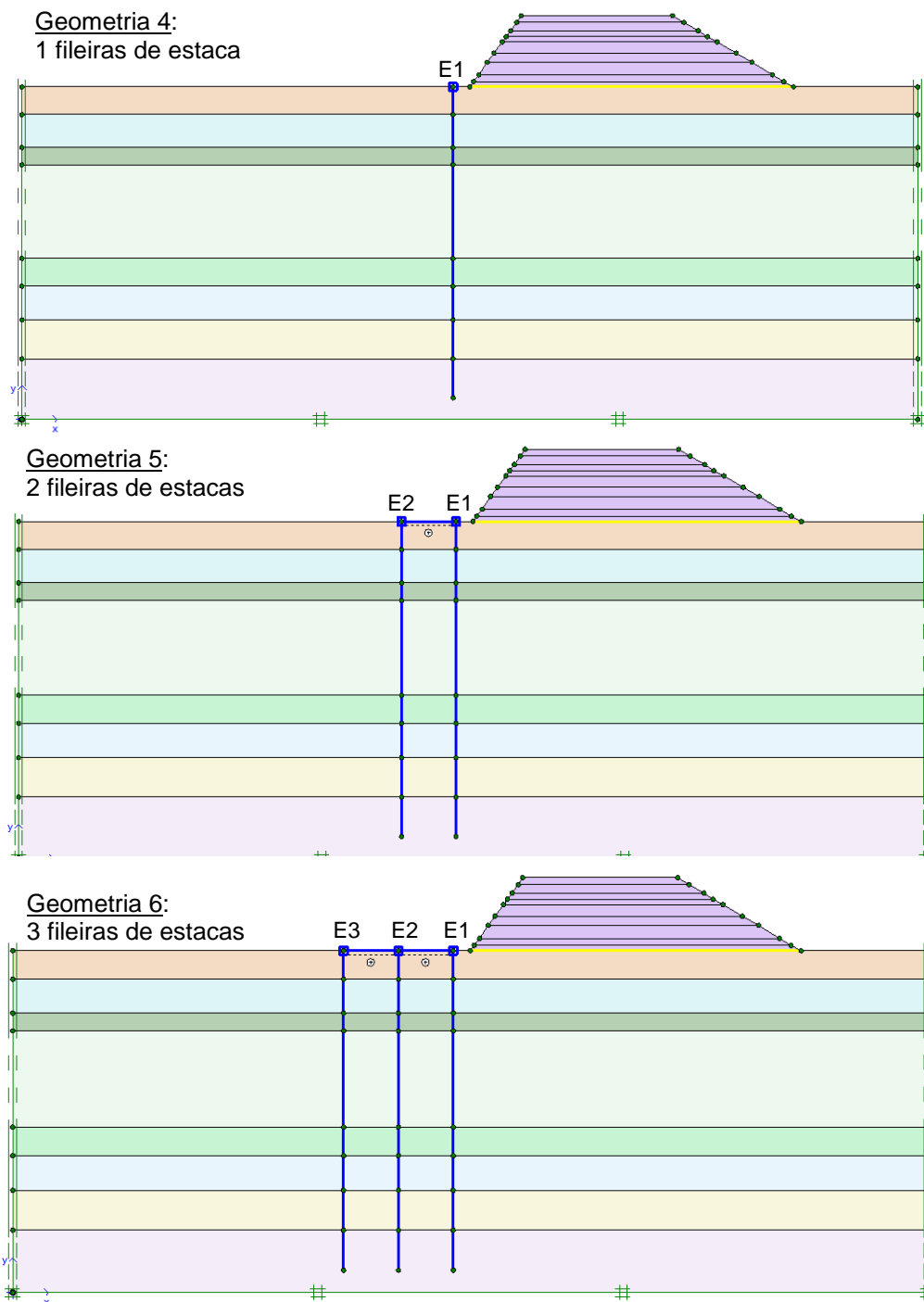


Figura 6.10 – Geometrias utilizadas para análise do efeito das estacas traseiras na estaca mais próxima ao aterro

Os resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores obtidos para a estaca E1 em cada uma das geometrias modeladas estão apresentados nos gráficos das Figuras 6.11 e 6.12 para as fases 10 e 20 da modelagem, respectivamente.

Para altura de aterro de 3,05m, observa-se que a presença das fileiras de estacas traseiras não influenciam nos deslocamentos e esforços máximos da estaca E1. Para a altura de aterro de 6,40m (fase 20), observa-se que a presença das fileiras de estacas traseiras exercem uma pequena influência na ordem dos deslocamentos máximos em profundidade, reduzindo-os em cerca de 5,0%. No entanto, nesse mesmo instante de 6,40m de altura de aterro, nota-se que os momentos fletores da estaca E1 praticamente não sofreram a influência das estacas traseiras. Sendo assim, com base na análise paramétrica realizada nesse trabalho, considerou-se desprezível a influência das estacas traseiras nos deslocamentos horizontais e momentos fletores da estaca dianteira.

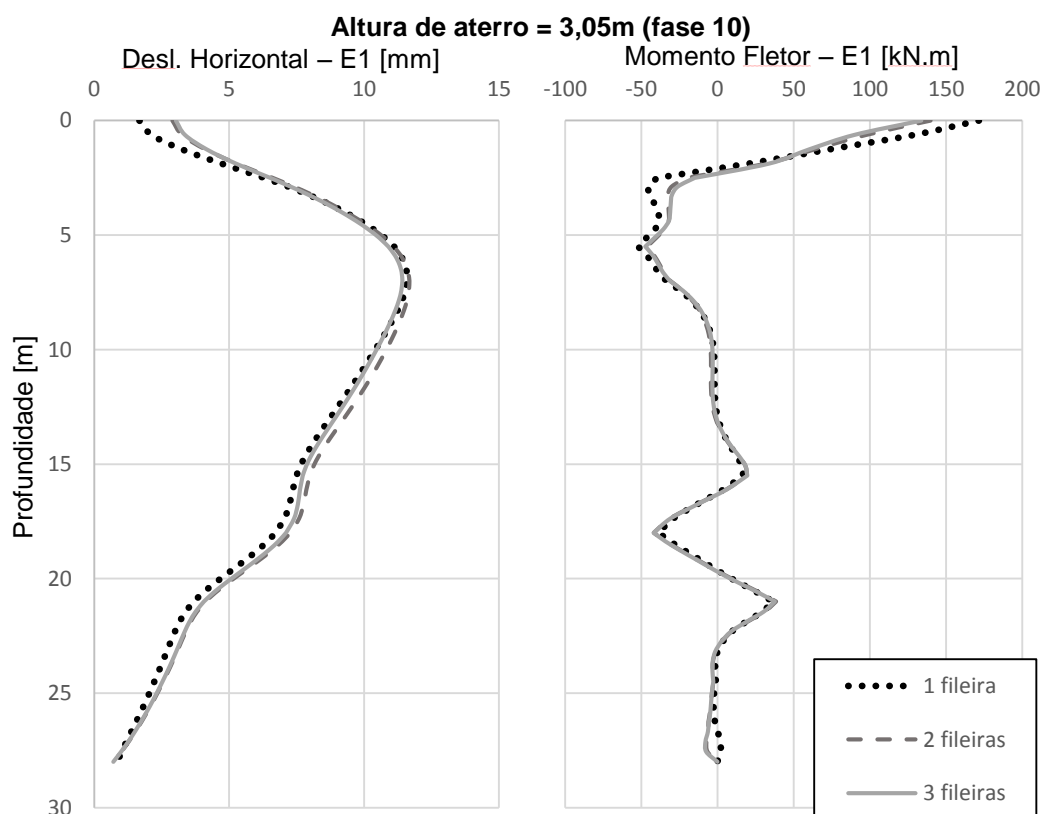


Figura 6.11 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estacas E1 para as 3 geometrias modeladas e altura de aterro de 3,05m (fase 10)

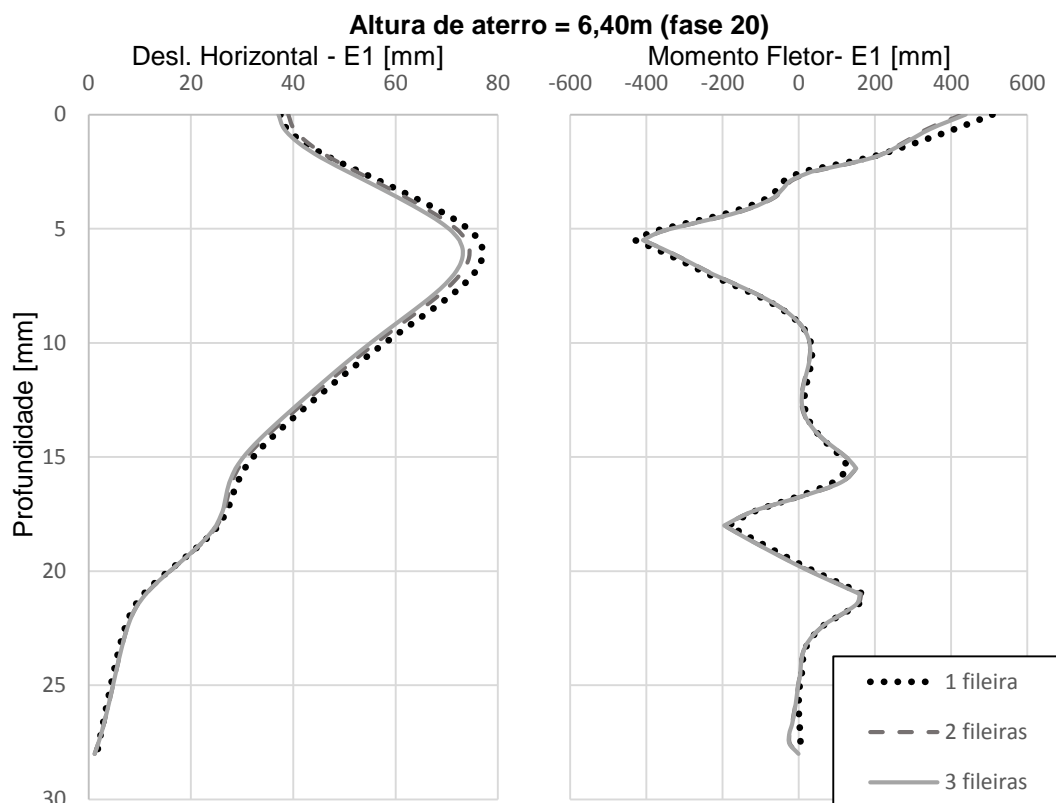


Figura 6.12 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estacas E1 para as 3 geometrias modeladas e altura de aterro de 6,40m (fase 20)

Esse resultado vai de encontro ao observado por Pan *et al.* (2002), que verificou reduções nas pressões das estacas mais próximas ao aterro no limite de plastificação do solo de até 33,0% devido à presença de estacas traseiras para um espaçamento de 5B.

### 6.2.2

#### Efeito da distância em relação à base do aterro

Sabe-se que os esforços desenvolvidos ao longo da profundidade das estacas são inversamente proporcionais à distância do estaqueamento em relação à base da sobrecarga. As análises que serão feitas a seguir têm como objetivo avaliar a relação dessa proporcionalidade e a distância em que os deslocamentos passam a ser desprezíveis.

Para analisar a influência do distanciamento das estacas em relação à base do aterro, foram realizadas análises paramétricas no Plaxis 2D com uma única fileira de estacas posicionada a diferentes distâncias da base do

aterro experimental. A primeira análise foi feita com a fileira de estaca posicionada a 3,0m da base do aterro e as análises seguintes foram feitas com a fileira de estacas posicionada a distâncias múltiplas de 3 até uma distância máxima de 36,0m. A Figura 6.13 apresenta a configuração da modelagem para a situação em que a fileira de estaca se encontra posicionada a 3,0m da base do aterro e indica o sentido em que a fileira foi movida nas demais análises.

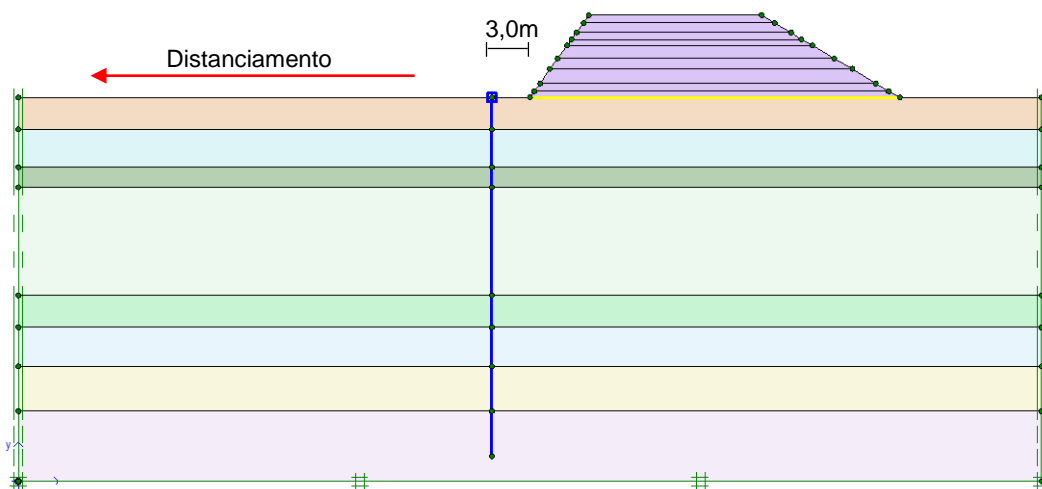


Figura 6.13 – Geometria da fileira de estaca posicionada a uma distância de 3,0m da base do aterro (distância mínima adotada nas análises paramétricas)

Os resultados dos deslocamentos horizontais e momentos fletores obtidos com as modelagens dessa fileira de estacas posicionadas em diferentes distâncias em relação à base do aterro estão apresentados nas Figuras 6.14 e 6.15.

Conforme se esperava, os gráficos das Figuras 6.14 e 6.15 apresentam a redução dos deslocamentos horizontais e momentos fletores à medida que a fileira de estacas é afastada do aterro. A Figura 6.16 apresenta a relação entre os deslocamentos horizontais máximos e a distância em relação à base do carregamento.

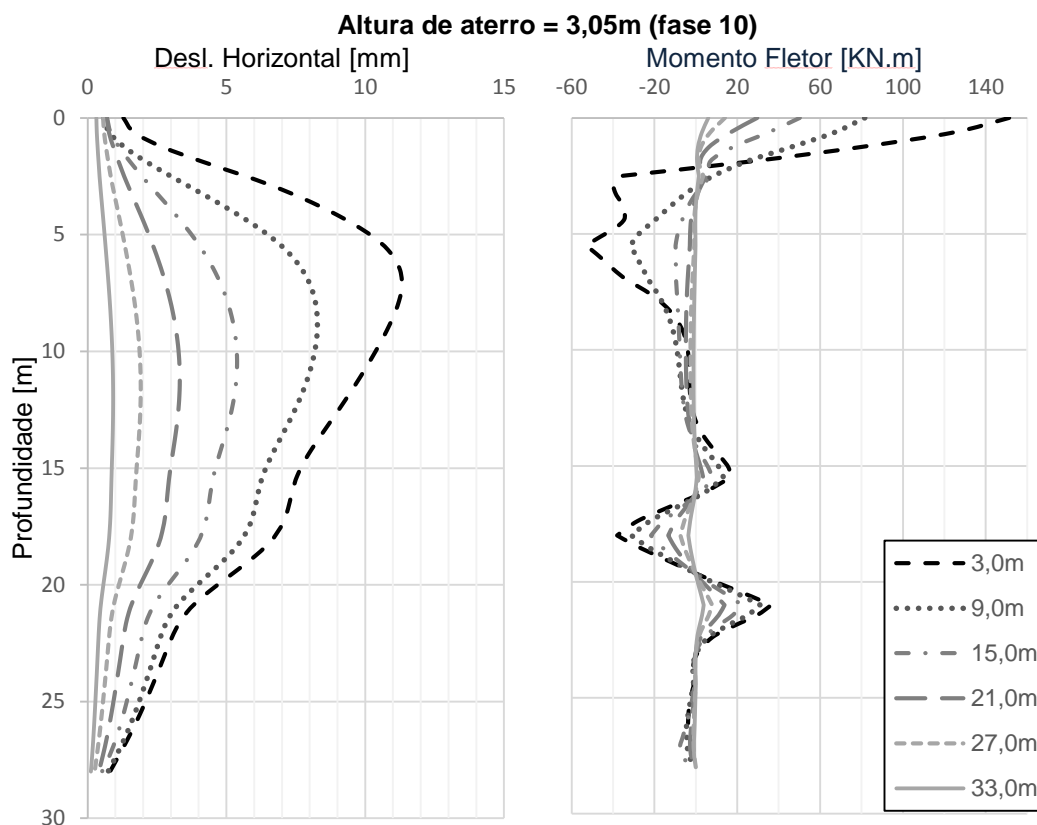


Figura 6.14 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estaca a diferentes distâncias à base do aterro para altura de aterro de 3,05m (fase 10)

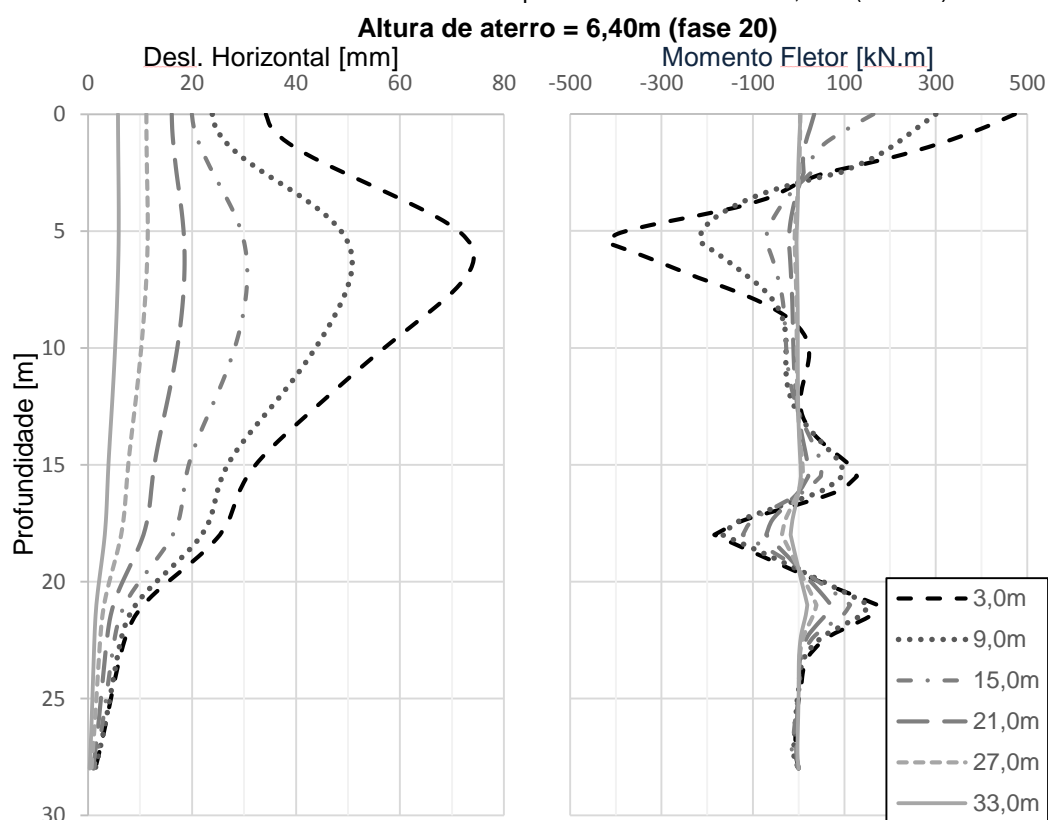


Figura 6.15 – Perfis de deslocamentos horizontais e de momentos fletores da fileira de estaca a diferentes distâncias à base do aterro para altura de aterro de 6,40m (fase 20)

Na Figura 6.16, também foram plotadas as curvas de tendência de cada fase de alteamento do aterro. Conforme se observa na figura, a relação entre os deslocamentos horizontais máximos e a distância em relação à base do aterro não é linear. A taxa com que os deslocamentos horizontais máximos reduzem diminui à medida em que a estaca é afastada do aterro. Em todas as fases de alteamento, as curvas de tendência foram bem aproximadas por equações polinomiais de terceiro grau.

A Figura 6.17 é similar à Figura 6.16, apresentando a relação entre os momentos fletores máximos e a distância em relação à base do carregamento. A partir dessa figura, observa-se uma brusca queda na taxa de decréscimo dos momentos fletores máximos a uma distância de aproximadamente 18,0m em relação à base do aterro. Com base nos gráficos da Figura 6.14 e 6.15, observa-se que justamente a partir dessa distância, os momentos fletores máximos mudam de posição e passam a coincidir com a profundidade dos deslocamentos horizontais máximos.

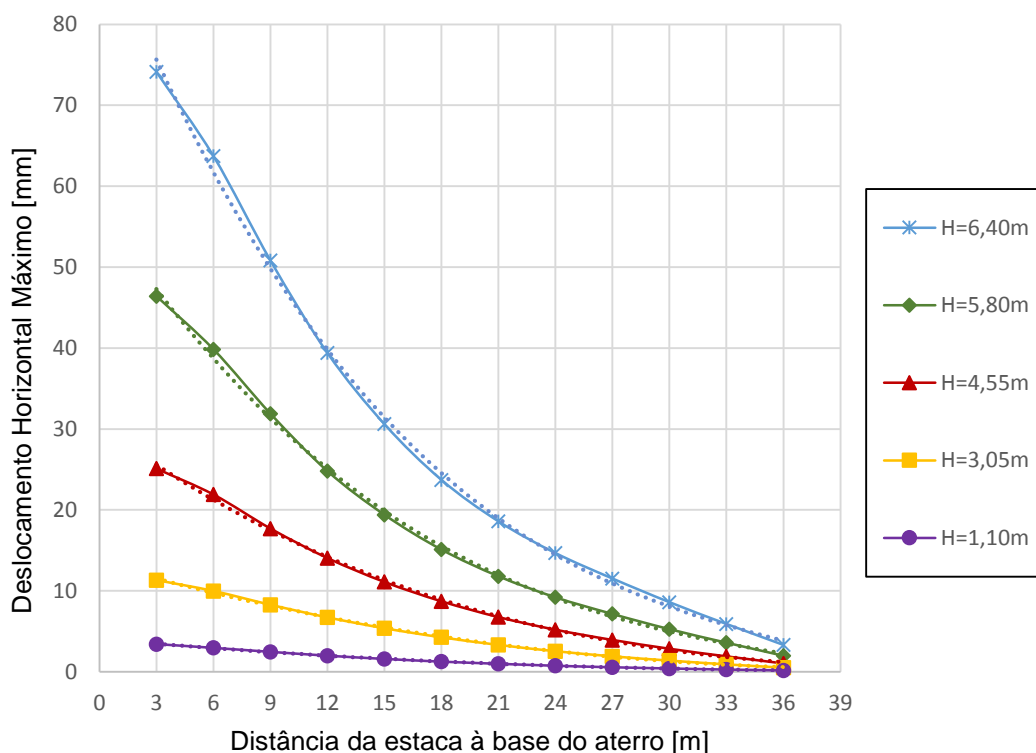


Figura 6.16 – Efeito da distância da estaca em relação à base do aterro nos deslocamentos horizontais máximos na fileira de estaca



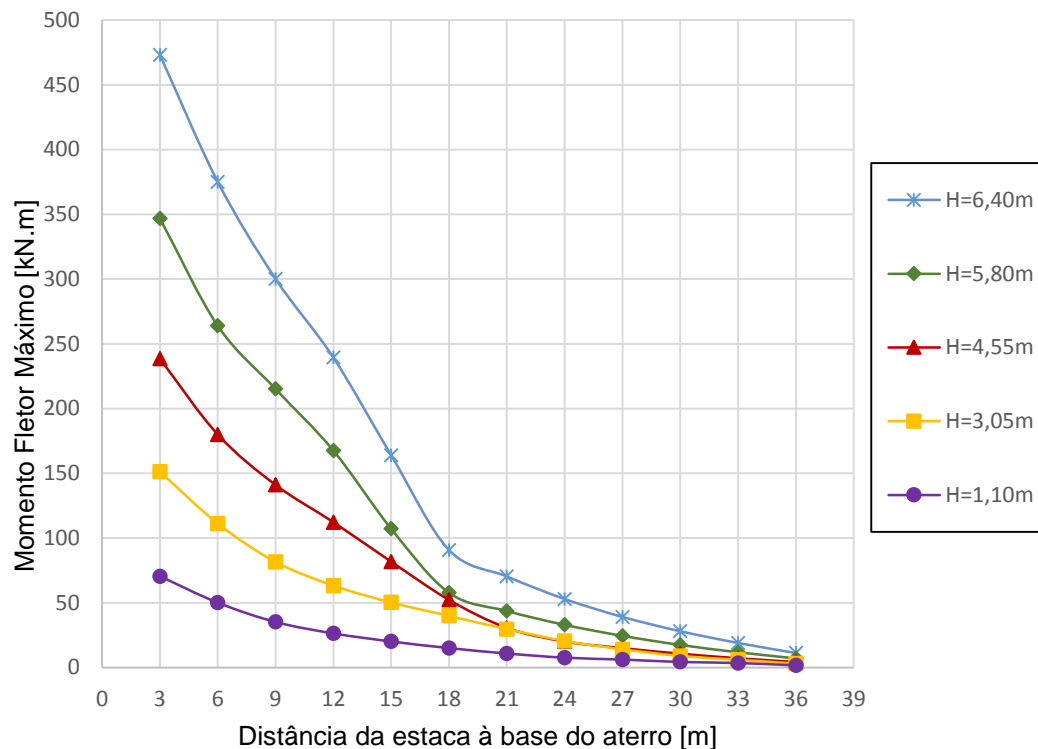


Figura 6.17 – Efeito da distância da estaca em relação à base do aterro nos momentos fletores máximos na fileira de estaca

Além disso, a partir do gráficos das Figuras 6.16 e 6.17, observa-se que os deslocamentos horizontais e os momentos fletores nas estacas podem ser considerados desprezíveis somente a partir de distâncias de aproximadamente 2,5 vezes a espessura de solo mole. Vale ressaltar que nesse caso, a espessura de solo mole,  $D$ , foi adotada como 10,0m referente ao bloco formado pela camada de turfa e de argila orgânica.

Heyman e Boersma (1961) descrevem uma pesquisa realizada em Amsterdam, na qual após a cravação das estacas, um aterro hidráulico foi construído inicialmente a 30,0m de distância e foi sendo progressivamente estendido em estágios de 5,0m para as proximidades das estacas, num total de 6 etapas, a cada duas semanas. O subsolo do local era constituído de uma delgada camada de areia seguida de cerca de 10,0m de argila/turfa mole. Com isso, os autores chegaram a uma conclusão similar à observada neste estudo de que em todos os casos de fundações em estacas a uma distância inferior a 25,0m de um futuro aterro, é recomendável a utilização de estacas com armação reforçada.

## 7

## Considerações finais

### 7.1

### Conclusões

As conclusões obtidas nessa pesquisa se dividem primordialmente entre os resultados obtidos pelo monitoramento do aterro experimental e os resultados obtidos pela análise numérica. A análise dos resultados obtidos pela instrumentação de campo levaram as conclusões apresentadas a seguir.

- A análise da instrumentação do aterro experimental indicou que a argila de fundação se tornou normalmente adensada durante a fase de alteamento de 2,20m de aterro.

- Os deslocamentos horizontais do terreno e das estacas foram proporcionais à altura do aterro;

- Os deslocamentos horizontais do terreno e das estacas foram menores nos inclinômetros mais afastados da base do aterro;

- O formato dos perfis de deslocamentos horizontais foi praticamente constante durante o alteamento do aterro, o que significa que as magnitudes dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade aumentaram em iguais proporções ao longo do tempo.

- As profundidades em que os deslocamentos horizontais máximos ocorreram em todos os inclinômetros do teste coincidiram com o topo da camada compressível, variando entre as profundidades de 5,5 e 7,5m, o que corresponde a uma profundidade normalizada ( $Z=z/D$ ) do depósito de argila mole de aproximadamente 0,12, dentro da faixa de valores esperada por Tavenas *et al.* (1979).

- A relação observada entre os deslocamentos horizontais máximos ( $\Delta y_m$ ) nos inclinômetros posicionados na fileira mais próxima do aterro e os recalques ( $s$ ) medidos no eixo central do aterro foi aproximadamente linear durante todo o alteamento do terreno. O valor médio encontrado para

essa relação foi de aproximadamente  $\Delta y_m/\Delta s=0,16$ , o que corresponde aos valores encontrados na literatura para fases drenadas.

- O aterro foi considerado estável ao longo de todo o seu alteamento tanto com base no métodos dos volumes quanto pelo método de Bishop simplificado.
- O método dos volumes foi considerado eficiente para controle da estabilidade do aterro, mesmo para casos em que o início do monitoramento da instrumentação de campo não coincida com o início da construção do aterro, ou seja, quando o controle da estabilidade seja iniciado em fases de construção intermediárias.

A seguir serão apresentadas as conclusões obtidas com base nos resultados das análises numéricas realizadas no programa Plaxis 2D.

- O ajuste dos deslocamentos horizontais estimados pela modelagem numérica com os deslocamentos medidos no aterro experimental foi considerado satisfatório tanto do ponto de vista qualitativo quanto do ponto de vista quantitativo. As pequenas diferenças observadas foram atribuídas não somente à falta de ajuste da modelagem, como também à falta de precisão nas leituras dos inclinômetros. Sendo assim, a aproximação do fenômeno do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas por meio de uma análise numérica bidimensional foi considerada bastante razoável.

- Com relação às análises paramétricas para avaliação do efeito de grupo, observou-se que para um espaçamento relativo de  $9B$  e altura de aterro de  $6,4m$ , a presença de 1 fileira de estaca frontal reduziu em 10% os deslocamentos horizontais máximos e em cerca de 35% os momentos fletores máximos da fileira de estacas traseiras. Com a presença de 2 fileiras de estacas frontais esse percentual de redução aumentou para 14% para os deslocamentos horizontais máximos e 58% para os momentos fletores máximos;

- Apesar dos deslocamentos horizontais máximos serem reduzidos pela presença de fileiras de estacas dianteiras, os deslocamentos horizontais no topo das estacas traseiras sofrem um aumento devido ao comportamento rígido do bloco formado pelos blocos de coroamento e vigas de travamento que se move em conjunto com as estacas frontais;

- A influência das estacas traseiras nos deslocamentos e esforços desenvolvidos ao longo da profundidade das estacas frontais foi considerada desprezível com base nos resultados da modelagem numérica;
- As análises paramétricas para avaliação da influência da distância da estaca em relação à base do aterro mostraram que a relação entre os deslocamentos horizontais máximos e a distância da estaca em relação à borda do aterro é não linear, aproximando-se de uma equação polinomial de 3º grau;
- Em termos práticos, foi observado que a distância exerce grande influência nos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade das estacas e que esses podem ser considerados desprezíveis somente a partir de distâncias correspondentes a cerca de 2,5 vezes a espessura da camada de solo mole (D).

## 7.2

### **Sugestões para pesquisas futuras**

De forma a enriquecer o conhecimento acerca do tema abordado neste trabalho, indica-se como sugestão para novas pesquisas:

- Avaliação do efeito de grupo por meio de análises paramétricas 3D e variação do espaçamento entre estacas para permitir também a avaliação de sua influência;
- Avaliação da distância da estaca em relação à base do aterro a partir da qual os deslocamentos e esforços podem ser considerados desprezíveis por meio de análises paramétricas 2D semelhantes à realizada nesse estudo, porém com a utilização de diferentes espessuras da camada de solo mole de forma a levar em consideração a sua influência.

## Referências Bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Ensaio de resistência à compressão. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7185**: Determinação da Densidade e Umidade “in situ”. Rio de Janeiro, 1985.

ALONSO, U.R. **Dimensionamento de fundações profundas**. Editora Bluchers Ltda., São Paulo, 1989.

AOKI, N. **Esforços horizontais em estacas de pontes provenientes da ação de aterros de acesso**. IV COMBRANSEG, v. 1, 1970.

BJERRUM, L. **Embankments on soft ground: State-of-Art Report**. Proceeding Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, v. 2, pp. 1-54, 1972.

BROMS, B.; PANDEY, P.C.; GOH, A. **The lateral displacements of piles from embankments loads**. Proceedings of JSCE, v. 3, n. 8, pp. 1-11, 1987.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Tensão admissível em fundações diretas**. Rima, São Paulo, 2003.

COUTINHO, R.Q. **Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil**. The Second International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Editors Tan, Phoon, High and Leroueil, v. 3, pp. 2049-2100, Singapore, 2007.

DANZIGER, B.R.; VELLOSO, D.A. **Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua**. VIII COBRAMSEG, v. 6, pp. 103-113, Porto Alegre, 1986.

DE BEER, E.E. **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles**. Conference à Caracas, Société Vénézuélienne Fundaciones Franki, Mars, 1972.

DE BEER, E.E. **The effects of horizontal loads on piles due to surcharge or seismic effects**. Proceedings of Special Section 10 - 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 547-553, 1977.

DUNNCLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.** John Wiley & Sons, New York, 1988.

ELLIS, E. A.; SPRINGMAN, S. M. **Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain FEM analyses.** Computer and Geotechnics, v. 28, pp. 79-98, 2001.

FRANÇA, H.F., **Estudo teórico e experimental do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas.** Dissertação de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.

HARA, T.; YU, Y.; UGAY, K. **Behaviour of piled abutments on soft ground: a design method proposal based on 2D elasto-plastic-consolidation coupled FEM.** Computer and Geotechnics, v. 31, pp. 339-355, 2004.

HEYMAN, L.; BOERSMA, L. **Bending moments in piles due to lateral earth pressure.** Proceedings 5<sup>th</sup> ICSMFE, v. 2, pp. 425-429, Paris, 1961.

HUAT, B. B. K. **Behaviour of soft clay foundation beneath an embankment.** Pertanika Journal Science & Technology, 2 (2), pp. 215-235, 1994.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C.; GERMAINE, J.T.; LANCELOTTO, R. **New developments in field and laboratory testing of soils.** Proceedings of the 11<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., v. 1, pp. 57-153, San Francisco, 1985.

JANBU, N. **Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests.** ECSMFE Wiesbaden, v. 1, pp. 19-25, 1963.

JEFFERIES, M.G.; DAVIES, M.P. **Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N<sub>60</sub>.** Geotechnical Testing J., v. 16, n. 4, pp. 458-468, 1993.

KOK, S.T.; HUAT, B.B.K., **Numerical modeling on laterally loaded piles.** American Journal of Applied Sciences, 5 (10): 1403-1408, 1998.

KAHYAOGLU, M.R.; IMANÇLI, G.; ONAL, O.; KAYALAR, A.S. **Numerical analyses of piles subjected to lateral soil movement.** KSCE Journal of Civil Engineering, v. 16, n. 4, pp. 562-570, 2012.

KULHAWY, F.H.; MAYNE, P.W. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** EL-6800, Research Project 1493-6, Final Report, Cornell University Geotechnical Engineering Group, New York, 1990.

KURALOWICZ, Z. **The influence of changes of soil parameters due to consolidation on the interaction of piles and soft soil layer.** Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, v. 53, pp. 203-233, 2006.

LADD, C.C. **Stability evaluation during staged construction.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 4, pp. 540-615, 1991.

LEROUÉIL, S.; TAVENAS, TRAK, B.; LA ROCHELLE, P.; ROY, M. **Construction porepressure in clay foundations under embankments. Part I: the Saint-Alban test fills.** Canadian Geotechnical Journal, v. 15, pp. 54-65, 1978a.

LEROUÉIL, S.; TAVENAS, F.; MIEUSSENS, C.; PEIGNAUD, M. **Construction porepressure in clay foundations under embankments. Part II: generalized behaviour.** Canadian Geotechnical Journal, v. 15, pp. 66-82, 1978b.

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. **Sample disturbance effects in soft low plastic norwegian clay.** Recent developments in soil and pavement mechanics, Balkema, pp. 81-102, Rotterdam, 1997.

OLIVEIRA, F. S., **Análise numérica de experimento para avaliação dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas.** Dissertação de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2015.

ORTIGÃO, J. A. R.; ASCE, M.; WERNECK, M. L. G.; LACERDA, W. A. **Embankment failure on clay near Rio de Janeiro.** Journal Geotechnical Engineering, v. 109, pp. 1460-1479, 1983.

OSTERBERG, J.O. **Influence values for vertical stresses in semi-infinite mass due to embankment loading.** Proceeding of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 1, pp. 393-396, Londres, 1957.

PAN, J.L.; GOH, A.T.C.; WONG, K.S.; TEH, C.I. **Model tests on single piles in soft clay.** Canadian Geotechnical Journal, v. 37, pp. 890-897, 2000.

PAN, J.L.; GOH, A.T.C.; WONG, K.S.; TEH, C.I. **Ultimate soil pressures for piles subjected to lateral soil movements.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 128, pp. 530-535, 2002.

PLAXIS. Plaxis 2D - Material models manual, 2002.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile foundation analysis and design.** John Wiley & Sons, New York, 1980.

QIN, H.; GUO, W.D. **Group effects of piles due to lateral soil movement.** II International Conference on Geotechnique, pp. 97-103, 2012.

ROBERTSON, P.K. **Soil classification using the cone penetration test.** Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), pp. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.E. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, v. 35, n. 3, pp. 442-459, Ottawa, 1998.

SANDRONI, S.S.; LACERDA, W.A.; BRANDT, J.S.T. **Método dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre argilas moles**. Solos e Rochas, 27 (1), pp. 25-35, 2004.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª edição, Oficina de Textos, São Paulo, 2012.

SILVA, D.M. **Estimativa do índice de compressão de argilas moles da costa brasileira a partir de ensaios de caracterização**. Dissertação de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

SPRINGMAN, S.M.; BOLTON, M.D. **The effect of surcharge loading adjacent to piles**. Contractor Report 196, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, 1990.

STEWART, D. P.; JEWELL, R. J. AND RANDOLPH, M. F. **Numerical modeling of piled bridge abutments on soft ground**. Computers and Geotechnics, v. 15, pp. 21-46, 1993.

STEWART, D.P.; JEWELL, R.J.; RANDOLPH, M.F. **Centrifuge modelling of piled bridge abutments on soft ground**. Soil and Foundation, v. 34, pp. 41-51, 1994a.

STEWART, D.P.; JEWELL, R.J.; RANDOPHL, M.F. **Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements**. Geotechnique, v. 44, pp. 277-296, 1994b.

SUZUKI, O. **The lateral flow of soil caused by banking on soft clay ground**. JSSMFE Soils and Foundations, v. 28, n. 4, pp. 1-18, 1988

TAVENAS, F.; MIEUSSENS, C.; BOURGES, F. **Lateral displacements in clay foundations under embankments**. Canadian Geotechnical Journal, v. 16, n. 3, pp. 532-550, 1979.

TAVENAS, F.; LEROUÉIL, S. **The behaviour of embankments on clay foundations**. Canadian Geotechnical Journal, v. 17, n. 3, pp. 236-260, 1980.

TEIXEIRA, C.F.; SAYÃO, A.S.F.J.; SANDRONI, S.S. **Avaliação da qualidade de corpos de prova de solos muito moles da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**. XVI COBRAMSEG, Porto de Galinhas, 2012.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in engineering practice**, 3rd ed, John Wiley & Sons, New York, 1996.



TSCHEBOTARIOFF, G.P. **Retaining structures**. Chapter 5 in Foundation Engineering, edited by G.A. Leonards, McGraw-Hill Book Co., pp.493, 1962.

TSCHEBOTARIOFF, G.P. **Foundations, retaining and earth structures**. 2<sup>nd</sup> ed., McGraw-Hill Kogakusha Ltda., Tokyo, 1973.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Oficina de Textos, São Paulo, 2011.

VELLOSO, P.P.C. **Teoria e prática de rebaixamento do lençol d'água**. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 1988.