

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

**MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA OBRA DE AMPLIAÇÃO
DOS MOLHES DO RIO GRANDE, BRASIL**

Camila Mendonça Rabassa

Porto Alegre
2010

Camila Mendonça Rabassa

**MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA OBRA DE
AMPLIAÇÃO DOS MOLHES DO RIO GRANDE, BRASIL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Orientador: Prof. Ph.D. Fernando Schnaid

Co-orientador: Prof. Ph.D. Sandro Salvador Sandroni

Porto Alegre
2010

CIP - Catalogação na Publicação

MENDONÇA RABASSA, CAMILA
MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA OBRA DE AMPLIAÇÃO DOS
MOLHES DO RIO GRANDE, BRASIL / CAMILA MENDONÇA
RABASSA. -- 2010.
108 f.

Orientador: FERNANDO SCHNAID.
Coorientador: SANDRO SANDRONI.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2010.

1. MONITORAMENTO GEOTÉCNICO. 2. INSTRUMENTAÇÃO. 3.
AMPLIAÇÃO DOS MOLHES DE RIO GRANDE. I. SCHNAID,
FERNANDO, orient. II. SANDRONI, SANDRO, coorient.
III. Título.

CAMILA MENDONÇA RABASSA

**MONITORAMENTO GEOTÉCNICO DA OBRA DE
AMPLIAÇÃO DOS MOLHES DO RIO GRANDE, BRASIL**

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

Porto Alegre 2010

Fernando Schnaid

Ph.D. pela University of Oxford, UK
Orientador

Sandro Salvador Sandroni

Ph.D. pela University of London, UK
Co-Orientador

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Ph.D. pela University of Leeds, UK
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

Nilo Cesar Consoli

Ph.D. pela Concordia University, CA

Cezar Augusto Burkert Bastos

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Edgar Odebrecht

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Marcos Surerus Pitanguy

Graduação pela Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil

Luiz Guilherme Francisco Soares de Mello

MSc. pela University of London, UL, Inglaterra

Aos meus pais José e Vera Rabassa.
Aos amigos, a família que Deus me permitiu escolher.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por permitir que eu concluísse mais esta etapa e por sempre colocar “anjos” no meu caminho.

Agradeço aos meus pais pela educação, apoio em minhas escolhas e por me incentivar a estudar sempre.

Neste período de mestrado tive a oportunidade de participar do monitoramento geotécnico da obra de ampliação dos Molhes da Barra do Porto do Rio Grande, aprendendo na prática mais sobre instrumentação geotécnica, além disso, vivenciando o dia-a-dia de uma obra ímpar como esta. Por estas oportunidades, devo agradecer primeiramente ao meu Orientador Fernando Schnaid, pela confiança depositada em mim, paciência e principalmente pela amizade. Agradeço a Construtora Norberto Odebrecht e ao Diretor de Contrato Mauro Darzé, além das demais empresas consorciadas Pedrasul, Carioca e Ivaí, que generosamente abriram suas portas para esta pesquisa, fornecendo a estrutura e o material para a realização deste trabalho. Agradeço em especial ao Superintendente da obra, Marcos Pitanguy, pelos ensinamentos e inúmeras contribuições nesta pesquisa. Agradeço também pelo apoio a Leandro Almeida, José Luis Menezes, Alex Marcatto, Marcelo D’Angelo, Sérgio Farias e João Calaça.

Pelos ensinamentos obtidos em cada reunião de monitoramento que tive a oportunidade de participar, agradeço ao Luiz Guilherme Francisco Soares de Mello, Edgar Odebrecht, Fernando Mantaras e ao meu Coorientador Sandro Salvador Sandroni, que teve a generosidade de me repassar alguns de seus conhecimentos e permitir que seus funcionários e excelentes profissionais, Renata Alves e Divalter Mello, fizessem o mesmo.

Na obra de ampliação dos molhes recebi auxílio de alguns colegas nesta pesquisa, como Josef Sanches, que me ensinou muito sobre a obra. Outros colegas me auxiliaram com sua amizade e apoio: Orivaldo Guaçu, Silvia Santos, Aline Devos, Luana Porto, Luciano Bertacco, Regina Farias, Wagner da Rosa, Leonardo Cardoso, Bárbara Brasil, Tiago Lopes, Leandro Farinha, Carlos Struckas, Guto Vassão, Jana Rodrigues, Paulinho Gondran e Marcos Almeida. Aos demais integrantes da obra que não foram citados, mas me acolheram e contribuíram de alguma forma nesta pesquisa, muito obrigada!

Algumas pessoas marcaram e contribuíram de forma especial neste período que estive no PPGEC. Ana Luiza de Oliveira é uma dessas pessoas, que com muita boa vontade resolve os problemas de todos os alunos, em especial os meus problemas, por telefone, correio ou mensagens. Por ser esta profissional dedicada e por sua amizade, obrigada!

Gostaria de agradecer aos meus colegas de mestrado e colegas do LEGG, em especial meu grande amigo Carlos Emmanuel Lautenschläger, por sua presença constante em minha vida, mesmo distante fisicamente. O Emmanuel me ensinou muito sobre geotecnia durante o mestrado. Por sua amizade sincera, incentivo permanente e por suas críticas construtivas relativas à dissertação, muito obrigada!

Gostaria de agradecer a família Obelheiro, que me acolheu em Rio Grande, me aconselhou inúmeras vezes e me incentivou a não desanimar jamais. Agradeço em especial a integrante caçula da família, Marta Obelheiro, por sua amizade e auxílio neste trabalho.

Não poderia deixar de agradecer ao amigo incansável André Rodeghiero, por sua amizade e por estar sempre presente nos momentos difíceis, por seu incentivo para seguir em frente, sempre. André e Vanessa Machado auxiliaram na formatação deste trabalho, por isto, e pelo apoio e amizade, muito obrigada!

Agradeço ao meu namorado Lucas Hlenka, por compreender minhas ausências, me incentivar e estar ao meu lado nos momentos difíceis. Sem dúvida você foi muito importante nessa conquista.

“Aprender é construir, reconstruir, constatar para mudar, o que não se faz sem abertura ao risco e à aventura do espírito.”

Paulo Freire

RESUMO

RABASSA, C. M. **Monitoramento Geotécnico da Obra de Ampliação dos Molhes de Rio Grande, Brasil**. 2010. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O presente trabalho apresenta um estudo das condições geotécnicas e do monitoramento da obra de ampliação dos molhes, proteção da entrada do canal de navegação do Porto de Rio Grande-RS/ Brasil, assente em solos moles. Atenção é dada a problemas associados à capacidade de carga e recalque das fundações. Investigações indicaram que o solo de fundação é constituído de uma camada de areia com 3 a 5 m de espessura abaixo do piso marinho, seguida de camada de argila mole, com índice N_{SPT} de 2 a 4 e espessura média de 15 m. Somente abaixo dessa profundidade ocorrem solos de maior resistência. Deste modo, antecipou-se no projeto que as camadas do subsolo marinho iriam sofrer recalques e deslocamentos significativos quando submetidas às cargas decorrentes do alteamento dos molhes, havendo a necessidade de garantir as condições de estabilidade a partir da construção de bermas de equilíbrio. Devido aos riscos, a obra foi concebida como observacional, sendo acompanhada de instrumentação de controle do processo construtivo, incluindo a observação das poro-pressões, recalques e deslocamentos horizontais na camada de argila mole, compressível e de baixa resistência. A instrumentação implantada na obra inclui inclinômetros, medidores do tipo aranha e piezômetros, sendo tal instrumentação pioneira no Brasil em obras *nearshore*, pois devido às condições marítimas adversas, parte dos instrumentos envia os dados via rádio, com monitoramento contínuo em tempo real. Este trabalho apresenta relatos das etapas da obra, incluindo a investigação das condições do subsolo e a instalação da instrumentação, constituindo-se igualmente em um desafio devido à profundidade, às restrições de acesso, ventos, impacto de ondas e correntes. Os resultados da instrumentação foram analisados e sistemas de alerta foram implantados para garantir as condições de segurança durante todas as etapas construtivas dos molhes.

Palavras-chave: instrumentação; monitoramento do solo; subsolo marinho; solos moles.

ABSTRACT

RABASSA, C. M. **Monitoramento Geotécnico da Obra de Ampliação dos Molhes de Rio Grande, Brasil.** 2010. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Geotechnical Monitoring of the breakwaters enlargement work from Rio Grande, Brazil

The present work presents the study of the geotechnical conditions and the monitoring of the breakwaters enlargement work in Rio Grande-RS/Brazil. The breakwaters are the protection for the Rio Grande harbor channel, based on soft soils. Focus is given to problems associated to the load and settlements of the foundations. Investigations have indicated that the soil is constituted of a 3 to 5 meter thick sand layer under the sea floor, followed by a soft clay layer with NSPT between 2 and 4 and 15 meter average thick. Only under this depth soils with larger strength occur. Therefore, it was predicted in the project that the layers from the sea subsoil would experience considerable settlements and displacements when they undergo the loads from the breakwaters heightening, existing the need to ensure stability conditions with the construction of balance berms. Due to risks, the work was conceived as observational and it has been accompanied by a control instrumentation of the constructive process, including pore water pressure observations as well as horizontal and vertical displacements in the clay layer. The implemented instrumentation includes inclinometers, spider magnet meters and piezometers. The use of these instrumentations has been considered pioneer in nearshore works in Brazil because, due to the adverse sea conditions, part of them send data by radio signal, with continuous monitoring on real time. This work presents reports from the steps taken in the work, including the investigation of the subsoil conditions and the installation of the instrumentation, which had constituted a challenge due to the depth, access restriction, wind, wave impact and the sea flow. Instrumentation results were analyzed and alert systems were deployed to ensure safety conditions during all the constructive steps of the breakwaters.

Key-words: Instrumentation, subsoil monitoring, sea soil, soft soils.

SUMÁRIO

| | |
|---|-------|
| LISTA DE FIGURAS | xiii |
| LISTA DE QUADROS | xviii |
| LISTA DE ABREVIATURAS | xix |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO | 1 |
| 1.2 OBJETIVOS | 3 |
| 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO | 3 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 5 |
| 2.1 PREVISÃO DE DESEMPENHO | 5 |
| 2.1.2 Métodos de Previsão de Desempenho do Solo a partir de Deslocamentos Horizontais | 10 |
| 2.1.3 Métodos de Previsão de Desempenho do Solo a partir das Distorções..... | 11 |
| 3 MOLHES DO RIO GRANDE | 18 |
| 3.1 CONSTRUÇÃO DOS MOLHES DO RIO GRANDE | 18 |
| 3.2 OBRA DE AMPLIAÇÃO DOS MOLHES | 19 |
| 3.2.1 Projeto | 19 |
| 3.2.2 Execução da Obra de Ampliação | 21 |
| 3.2.2.1 Lançamento Marítimo de Berma e Núcleo | 21 |
| 3.2.2.2 Lançamento de Núcleo..... | 22 |
| 3.2.2.3 Lançamento de Subcarapaça | 22 |
| 3.2.2.4 Lançamento de Carapaça de Enrocamento..... | 22 |
| 3.2.2.5 Lançamento de Carapaça de Tetrápodes | 23 |
| 3.2.3 Construção por Etapas..... | 24 |
| 3.2.4 Reavaliação do Projeto Geotécnico..... | 25 |
| 4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA..... | 26 |
| 4.1 ENSAIOS DE PIEZOCONE | 28 |
| 4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO | 33 |
| 4.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO | 35 |
| 4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS | 37 |
| 4.5 ENSAIO DE PALHETA..... | 43 |
| 5 MONITORAMENTO DO SOLO..... | 45 |
| 5.1 ESTAÇÕES INSTRUMENTADAS | 45 |
| 5.2 INSTRUMENTAÇÃO..... | 47 |
| 5.2.1 Inclinômetro do Tipo Torpedo | 50 |
| 5.2.2 Inclinômetro Fixo..... | 52 |
| 5.2.3 Extensômetro Magnético Vertical..... | 53 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.2.4 | Piezômetro..... | 55 |
| 5.3 | INSTALAÇÃO DOS INSTRUMENTOS..... | 56 |
| 5.3.1 | Instalação dos Tubos de Acesso dos Inclinômetros | 57 |
| 5.3.2 | Posicionamento dos Inclinômetros Fixos..... | 59 |
| 5.3.3 | Instalação dos Extensômetro Magnético Vertical | 60 |
| 5.3.4 | Instalação dos Piezômetros | 62 |
| 5.4 | SISTEMA DE AQUISIÇÃO E TRANSMISSÃO DE DADOS | 63 |
| 5.5 | LEITURAS | 64 |
| 5.5.1 | Inclinômetros..... | 65 |
| 5.5.2 | Inclinômetros Fixos..... | 68 |
| 5.5.3 | Aranhas Magnéticas | 69 |
| 5.5.4 | Piezômetros | 70 |
| 6 | INTERPRETAÇÃO DOS DADOS | 74 |
| 6.1 | USO DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO | 74 |
| 6.1.1 | Deslocamentos Horizontais..... | 74 |
| 6.1.2 | Velocidade de Deslocamento Horizontal do Solo..... | 76 |
| 6.1.3 | Volume de Solo Horizontal Deslocado | 80 |
| 6.1.4 | Análise Gráfica das Distorções | 81 |
| 6.1.5 | Taxas de Distorção | 84 |
| 6.1.6 | Relação entre Distorção e Taxa de Distorção..... | 87 |
| 6.2 | CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES | 90 |
| 7 | CONCLUSÕES..... | 92 |
| | REFERÊNCIAS..... | 95 |
| | ANEXO A – Leitura do inclinômetro ML01 | 99 |
| | ANEXO B – Gráficos de distorção da Estação ML01 | 101 |
| | ANEXO C – Gráficos de taxa de distorção da Estação ML01..... | 103 |
| | ANEXO D – Gráficos de distorção por taxa de distorção da Estação ML01 | 105 |
| | ANEXO E – Gráfico de carga por volume deslocado da Estação ML01 | 107 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: localização do porto do Rio Grande..... | 1 |
| Figura 2: relação entre volumes de deslocamentos verticais e horizontais (JOHNSTON, 1973 apud BRUGGER, 1996)..... | 6 |
| Figura 3: curvas de deslocamento horizontal: (a) deslocamento horizontal onde toda a camada de solo escoa e (b) onde somente a camada superior escoa (TAVENAS et al., 1979) | 7 |
| Figura 4: padrões de deformação devido à construção de aterro sobre solos moles (LOGANATHAN et al., 1993)..... | 8 |
| Figura 5: definição de V_v e V_h para aterro de grande largura (SANDRONI et al., 2004) | 9 |
| Figura 6: definição de V_v e V_h para aterro simétrico de pequena largura (SANDRONI et al., 2004)..... | 9 |
| Figura 7: definição de V_v e V_h para aterro assimétrico de pequena largura (SANDRONI et al., 2004)..... | 9 |
| Figura 8: aterro experimental do IPR levado a ruptura em cerca de 30 dias (SANDRONI et al., 2004)..... | 10 |
| Figura 9: modelo proposto por Kawamura (1985)..... | 11 |
| Figura 10: evolução da variação do volume horizontal com a espessura do aterro experimental do IPR (SANDRONI et al., 2004)..... | 11 |
| Figura 11: trajetórias de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro (BRUGGER, 1996) | 14 |
| Figura 12: perfis de distorções típicas para: (a) adensamento; (b) <i>creep</i> ; (c) adensamento + <i>creep</i> (BRUGGER, 1996)..... | 15 |
| Figura 13: vista aérea da obra de ampliação dos Molhes Leste e Oeste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2001) | 19 |
| Figura 14: perfil típico do Molhe Oeste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) | 21 |
| Figura 15: perfil típico do Molhe Leste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) | 21 |
| Figura 16: embarcação <i>Split Barge</i> : (a) transportando enrocamento; (b) lançando a carga..... | 21 |
| Figura 17: lançamentos de subcarapaça com a escavadeira | 22 |
| Figura 18: lançamentos de carapaça de enrocamento com o guindaste | 23 |
| Figura 19: lançamentos de tetrápodes com o guindaste | 23 |
| Figura 20: seção típica com as fases, camadas e cotas do projeto..... | 24 |

| | |
|--|----|
| Figura 21: execução dos ensaios de campo sobre plataforma (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2001) | 26 |
| Figura 22: localização dos ensaios (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2007)..... | 26 |
| Figura 23: estrutura de reação ESSAL (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2007) | 27 |
| Figura 24: ensaio de piezocone na estaca 01 (UFRGS, 2001) | 28 |
| Figura 25: ensaio de piezocone na estaca 02 (UFRGS, 2001) | 29 |
| Figura 26: ensaio de piezocone na estaca 03 (UFRGS, 2001) | 29 |
| Figura 27: ensaio de piezocone na estaca 04 (UFRGS, 2001) | 30 |
| Figura 28: perfil do solo a partir do ensaio CPTU na Estaca 1 do Molhe Leste (GEOFORMA, 2008)..... | 31 |
| Figura 29: perfil geotécnico: (a) Molhe Oeste; (b) Molhe Leste (GEOFORMA, 2008)..... | 32 |
| Figura 30: distribuição granulométrica nas amostras de 25 m e 28,5 m de profundidade (UFRGS, 2008, FURG, 2001)..... | 34 |
| Figura 31: caracterização: (a) perfil de umidades e Limites de Atterberg; (b) gráfico de plasticidade de Casagrande (FURG, 2001 e UFRGS, 2008)..... | 34 |
| Figura 32: coeficientes de adensamento de laboratório e de campo (FURG, 2001 e UFRGS, 2008)..... | 36 |
| Figura 33: comportamento tensão desvio por deformação axial para amostra de 30,3 m, na tensão confinante de 100 e 300 kPa (FURG, 2001) | 37 |
| Figura 34: comportamento variação de poro-pressão relacionado à deformação axial para amostra de 30,3 m, na tensão confinante de 100 e 300 kPa (FURG, 2001)..... | 38 |
| Figura 35: trajetórias para a amostra retirada a 30,3 m de profundidade, nas tensões confinantes de 100 e 300 kPa (FURG, 2001)..... | 38 |
| Figura 36: comportamento tensão desvio por deformação axial para a amostra retirada a 25 m de profundidade, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa (UFRGS, 2008) | 39 |
| Figura 37: comportamento variação de poro-pressão relacionado à deformação axial para a amostra retirada a 25 m de profundidade, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa (UFRGS, 2008)..... | 40 |
| Figura 38: trajetórias para a amostra retirada a 25 m de profundidade, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa (UFRGS, 2008) | 40 |
| Figura 39: comportamento tensão desvio relacionada a deformação axial para a amostra de 29 m, nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa (UFRGS, 2008) | 41 |

| | |
|--|----|
| Figura 40: comportamento tensão e variação de poro-pressão. Deformação axial para a amostra retirada a 29 m de profundidade, nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa (UFRGS, 2008)..... | 41 |
| Figura 41: trajetórias para a amostra retirada a 29 m de profundidade nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa (UFRGS, 2008) | 42 |
| Figura 42: razão S_u/σ'_{vo} obtida no ensaio UU - profundidade relativa ao nível local médio do mar (FURG, 2001)..... | 43 |
| Figura 43: resistência não-drenada dos Ensaio de palheta, UU (FURG, 2001) e Piezocone (UFRGS, 2008) - profundidade relativa ao nível local médio do mar | 44 |
| Figura 44: estação de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) | 46 |
| Figura 45: foto aérea com a visão geral das estações de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)..... | 46 |
| Figura 46: seqüência de verticalização da plataforma: (a) Posicionamento e início da verticalização; (b) encaixe na base; (c) plataformas já verticalizadas (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009) | 47 |
| Figura 47: vista em planta da estrutura metálica tubular com o posicionamento dos equipamentos em uma estação de monitoramento | 48 |
| Figura 48: planta baixa dos molhes com posicionamento das estações e distribuição dos instrumentos de monitoramento (CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2010)..... | 49 |
| Figura 49: princípio de funcionamento do inclinômetro (DUNNICLIFF, 1988)..... | 50 |
| Figura 50: posicionamentos dos eixos medidos pelo inclinômetro em relação ao molhe..... | 50 |
| Figura 51: inclinômetro: (a) torpedo e tubo de acesso; (b) leitura sobre a plataforma..... | 51 |
| Figura 52: leitura submersa: (a) preparo dos equipamentos e do mergulhador; (b) coleta dos dados..... | 52 |
| Figura 53: sensor de inclinação, cabo e rodas que compõem o inclinômetro fixo..... | 53 |
| Figura 54: extensômetro magnético vertical | 54 |
| Figura 55: leitura de recalque: (a) sonda; (b) sonda deslizando no tubo de PVC | 54 |
| Figura 56: piezômetro de medida de poro-pressão..... | 55 |
| Figura 57: tubo flexível instalado..... | 58 |
| Figura 58: perfil de instalação do tubo de acesso do inclinômetro - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)..... | 58 |
| Figura 59: Perfil de instalação do posicionamento dos sensores do inclinômetro fixo - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)..... | 59 |

| | |
|--|----|
| Figura 60: posicionamento do inclinômetro fixo: (a) encaixe do tubo de acesso; (b) sensores e hastes deslizando no tubo de acesso | 60 |
| Figura 61: instalação das aranhas magnéticas: (a) ilustração do posicionamento no solo; (b) inserção através do tubo guia..... | 61 |
| Figura 62: perfil de instalação das aranhas magnéticas - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)..... | 61 |
| Figura 63: perfil de instalação dos piezômetros 1 e 3 - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)..... | 62 |
| Figura 64: perfil de instalação dos piezômetros 2 e 4 - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)..... | 63 |
| Figura 65: sistema de aquisição e transmissão de dados via rádio: (a) multiplexador, <i>datalogger</i> e rádio; (b) sistema localizado sobre a plataforma..... | 64 |
| Figura 66: gráfico de deslocamento horizontal no eixo A ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010)..... | 65 |
| Figura 67: gráfico de deslocamento horizontal no eixo B ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010)..... | 66 |
| Figura 68: gráfico de distorção no eixo A ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010) | 66 |
| Figura 69: gráfico de distorção no eixo B ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010) | 67 |
| Figura 70: gráfico de deslocamento horizontal ao longo da profundidade - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2010)..... | 69 |
| Figura 71: gráfico de deslocamento vertical em função do tempo – Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2010)..... | 70 |
| Figura 72: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -25,08 m – piezômetro PZ-01 (GEOPROJETOS, 2010)..... | 71 |
| Figura 73: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -29,58 m – piezômetro PZ-02 (GEOPROJETOS, 2010)..... | 71 |
| Figura 74: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -33,08 m – piezômetro PZ-03 (GEOPROJETOS, 2010)..... | 72 |
| Figura 75: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -38,58 m – piezômetro PZ-04 (GEOPROJETOS, 2010)..... | 72 |
| Figura 76: gráfico de deslocamento horizontal relacionado à carga acumulada..... | 75 |
| Figura 77: gráfico de deslocamento horizontal relacionado ao incremento de carga | 75 |

| | |
|---|-----|
| Figura 78: velocidade de deslocamento em 24 m relacionada ao incremento de carga..... | 77 |
| Figura 79: velocidade de deslocamento em 27 m relacionada ao incremento de carga..... | 78 |
| Figura 80: velocidade de deslocamento em 29,5 m relacionada ao incremento de carga..... | 78 |
| Figura 81: velocidade de deslocamento em 41,5 m relacionada ao incremento de carga..... | 79 |
| Figura 82: evolução do volume horizontal deslocado relacionado à carga acumulada MO03 | 80 |
| Figura 83: gráfico de distorção para profundidade de 24 m, relacionado à carga acumulada . | 81 |
| Figura 84: gráfico de distorção para profundidade de 27 m, relacionado à carga acumulada . | 82 |
| Figura 85: gráfico de distorção para profundidade de 29,5 m, relacionado à carga acumulada | 82 |
| Figura 86: gráfico de distorção para profundidade de 41,5 m, relacionado à carga acumulada | 83 |
| Figura 87: taxa de distorção na profundidade de 24 m..... | 85 |
| Figura 88: taxa de distorção na profundidade de 27 m..... | 85 |
| Figura 89: taxa de distorção na profundidade de 29,5 m..... | 86 |
| Figura 90: taxa de distorção na profundidade de 41,5 m..... | 86 |
| Figura 91: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 24 m de profundidade..... | 88 |
| Figura 92: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 27 m de profundidade..... | 88 |
| Figura 93: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 29,5 m de profundidade.... | 89 |
| Figura 94: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 41,5 m de profundidade.... | 89 |
| Figura 95: gráfico de deslocamento horizontal no eixo A (GEOPROJETOS, 2010) | 100 |
| Figura 96: gráfico de distorção no eixo A (GEOPROJETOS, 2010)..... | 100 |
| Figura 97: gráfico de distorção para profundidade de 29 m, relacionado à carga acumulada | 102 |
| Figura 98: gráfico de distorção para profundidade de 36 m, relacionado à carga acumulada | 102 |
| Figura 99: gráfico de taxa de distorção para profundidade de 29 m, relacionado à carga acumulada..... | 104 |
| Figura 100: gráfico de taxa de distorção para profundidade de 36 m, relacionado à carga acumulada..... | 104 |
| Figura 101: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 29 m de profundidade... | 106 |
| Figura 102: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 36 m de profundidade... | 106 |
| Figura 103: evolução do volume horizontal deslocado relacionado à carga acumulada ML01 | 108 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 1: comportamentos típicos e observações de instrumentações (BRUGGER, 1996)... | 16 |
| Quadro 2: resumo dos parâmetros de compressibilidade (FURG, 2001)..... | 35 |
| Quadro 3: resumo dos valores de ângulo de atrito obtidos nos ensaios | 42 |

LISTA DE ABREVIATURAS

| | |
|----------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ABS | <i>acrylonitrile butadiene styrene</i> |
| CBPO | Companhia Brasileira de Projetos e Obras |
| C_c | Índice de compressão à grandes deformações |
| C_{cr} | Índice de recompressão |
| CH | Argila siltosa de alta compressibilidade |
| CIU | Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, com cisalhamento não drenado |
| CPTU | Ensaio de piezocone |
| C_r | Índice de compressão à pequenas deformações |
| C_v | Coefficiente de adensamento |
| d | Distorção |
| D | Largura da camada de argila mole |
| e | Índice de vazios |
| f_s | Atrito lateral |
| FS | Fator de segurança |
| FURG | Universidade Federal do Rio Grande |
| GPS | <i>Global Positioning System</i> |
| H | Altura do aterro |
| INPH | Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias |
| IL | Índice de Liquidez |
| IP | Índice de plasticidade |
| L | Largura da saia do aterro |
| LL | Limite de liquidez |
| LP | Limite de plasticidade |

| | |
|-----------|--|
| L_r | Distância entre rodas do inclinômetro |
| M | Largura do coroamento do aterro |
| MB | Método Brasileiro |
| ML01 | Estação do Molhe Leste 01 |
| MO01 | Estação do Molhe Oeste 01 |
| NBR | Norma Brasileira |
| N_{kt} | Fator de capacidade de carga para ensaios CPTU em argila |
| N_{SPT} | Número de golpes do <i>Standard Penetration Test</i> |
| OCR | Razão de pré-adensamento |
| OH | Argila orgânica de alta compressibilidade |
| PAC | Programa de Aceleração do Crescimento |
| PK | Seção do Molhe Leste |
| PW | Seção do Molhe Oeste |
| q_c | Resistência de ponta em ensaios CPTU |
| R_f | Razão de atrito em ensaios CPTU |
| S_u | Resistência ao cisalhamento não-drenada |
| u | Poropressão |
| UFRGS | Universidade Federal do Rio Grande do Sul |
| u_o | Poropressão hidrostática |
| UU | Ensaio triaxial não adensado e não drenado |
| v | Velocidade de deslocamento |
| V:H | Vertical:Horizontal |
| Vh | Volume de solo deslocado horizontalmente |
| Vv | Volume de recalque ao longo da base do aterro |
| w | Umidade natural |
| z | Profundidade no solo |

| | |
|-----------------------|--|
| α | Volume de adensamento lateral/volume de adensamento vertical |
| β | Volume de <i>creep</i> lateral/volume de <i>creep</i> vertical |
| γ | Peso específico do solo |
| δ_h | Deslocamento horizontal do solo |
| δ_{hmax} | Deslocamento horizontal máximo no pé do aterro |
| Δt | Intervalo de tempo entre leituras |
| Δu | Acréscimo de poro-pressão |
| δ_{veixo} | Recalque máximo no centro do aterro |
| θ | Ângulo de inclinação |
| v_d | Taxa de variação de distorção |
| σ'_v | Tensão vertical efetiva final |
| σ'_{vm} | Tensão de pré-adensamento |
| σ'_{vo} | Tensão vertical efetiva inicial |
| $\sigma_1 - \sigma_3$ | Tensão desviadora |
| σ_c | Tensão confinante |
| ϕ' | Ângulo de atrito |

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

O porto marítimo da cidade do Rio Grande é o mais importante do sistema portuário do estado do Rio Grande do Sul e um dos principais portos do país. Este porto está localizado na planície costeira sul do estado, às margens do canal que liga a Lagoa dos Patos ao Oceano Atlântico, situando-se estrategicamente entre os mais importantes portos nacionais e internacionais. O porto da cidade do Rio Grande é dividido em: a) Porto Velho, com principais atividades na área pesqueira e transporte de passageiros; b) Porto Novo, com transporte de carga geral; e c) Superporto, com os terminais mais importantes de movimentação de petróleo, fertilizantes e produtos agrícolas. A Figura 1 ilustra a localização do porto do Rio Grande.

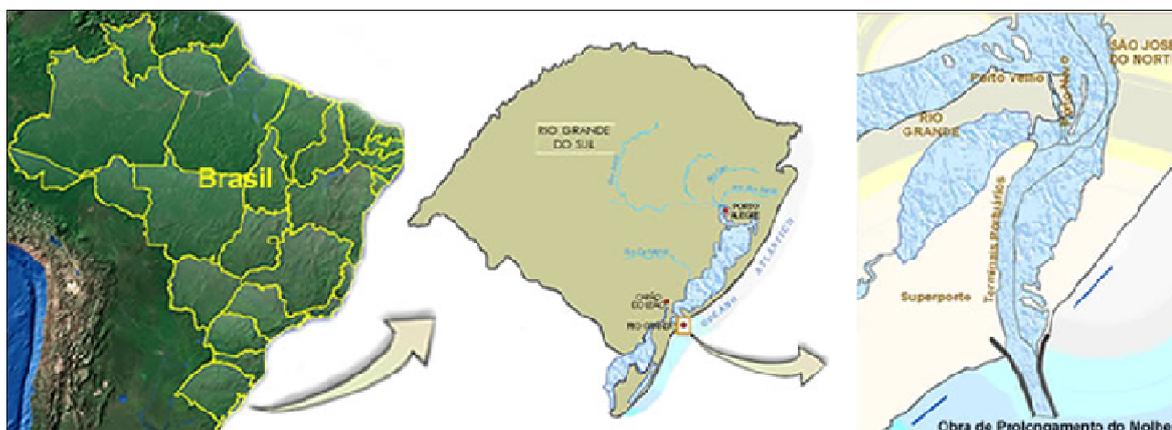


Figura 1: localização do porto do Rio Grande

O canal de acesso ao porto, chamado canal da Barra, é delimitado a leste e a oeste por dois molhes convergentes, construídos para fixar o canal, além de proteger as embarcações da ação de fortes ondas. Um molhe consiste em uma estrutura alongada e enraizada em terra que se estende em direção ao mar, podendo ser constituída de enrocamento ou tetrápodes, que são apoiados sobre o leito marinho.

A construção dos molhes iniciou-se em 1911 pela *Compagnie Française Du Port Rio Grande* e, devido às dificuldades da I Guerra Mundial, teve sua paralisação em 1915, atingindo a extensão de 3160 m no Molhe Oeste e 4224 m no Molhe Leste.

Para permitir o acesso de navios de grande porte tornou-se necessário aprofundar o canal da Barra e, para isso, executar a obra de ampliação dos molhes em conjunto com um procedimento de dragagem. A movimentação de navios de maior capacidade promove a redução dos valores dos fretes, diminuindo os custos finais dos produtos. Dada sua importância econômica, a obra em questão faz parte do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) do Governo Federal. O projeto foi desenvolvido pelo Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias (INPH) e a execução está a cargo do consórcio entre as empresas: Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO), Pedrasul, Carioca e Ivaí. A obra para ampliação de 370 m no Molhe Leste e 700 m no Molhe Oeste, vem sendo executada desde maio de 2001 e está atualmente em fase de conclusão.

As condições geotécnicas da obra de ampliação dos molhes apresentam complexidade devido a problemas associados à capacidade de carga e recalque das fundações, assentes sobre argilas bastante compressíveis e de baixa resistência. As investigações executadas nas camadas de solo marinho indicaram que este é constituído por uma camada superficial de areia com 3 a 5 m de espessura, seguida de camada de argila mole com índice N_{SPT} de 2 a 4 e espessura média de 15 m. Somente a partir daí, observa-se a ocorrência de uma camada arenosa de maior compacidade. Desta forma, antecipa-se que as camadas argilosas do subsolo marinho sofram importantes recalques e deslocamentos horizontais quando submetidas às cargas decorrentes do alteamento dos molhes. Esta condição crítica do substrato, diante da magnitude da obra, requer procedimentos especiais de execução e estudos geomecânicos aprofundados de estabilidade e de previsão de deslocamentos.

Nesta obra aplica-se a técnica de construção por etapas, na qual o alteamento é executado de forma controlada para permitir a dissipação parcial das poro-pressões e o ganho de resistência da fundação. Esta técnica construtiva foi balizada com a contínua avaliação das condições de segurança através do monitoramento geotécnico, viabilizando o empreendimento com o projeto atual. O plano de monitoramento concebido permite acompanhar as poro-pressões, recalques e deslocamentos horizontais na camada de argila mole, possibilitando a identificação da formação de mecanismos potenciais de ruptura. O monitoramento abrangente

da obra e a adequada interpretação dos dados permitem interferir no processo construtivo sempre que houver condições potenciais de instabilização.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste estudo é acompanhar o monitoramento da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande para, com base nos resultados, estruturar o banco de dados, interpretar os registros à luz do comportamento do solo de fundação e identificar padrões que possam auxiliar na elaboração de sistemas de alerta úteis à avaliação de risco de instabilização de aterros sobre solos moles.

Os objetivos específicos são:

- a) compor uma revisão bibliográfica acerca dos métodos de previsão de desempenho do solo;
- b) verificar a aplicação dos métodos identificados na revisão bibliográfica para a análise interpretativa das leituras da instrumentação geotécnica da obra;
- b) descrever as várias etapas de execução da obra, principalmente a instalação dos instrumentos de monitoramento no solo em condições *nearshore*;
- c) apresentar o resultado das investigações geotécnicas previamente realizadas para subsidiar a análise das condições do subsolo marinho;
- e) buscar a melhor forma de interpretação dos dados provenientes da instrumentação geotécnica no acompanhamento das etapas da obra;

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em 7 capítulos. No primeiro capítulo são abordados os objetivos e etapas da pesquisa, com a justificativa para seu desenvolvimento.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica dos métodos de previsão de desempenho do solo.

O Capítulo 3 aborda um breve histórico da construção dos molhes do Rio Grande, apresenta o projeto e detalhes construtivos da obra de ampliação dos mesmos.

O Capítulo 4 relata a investigação geotécnica do subsolo marinho, apresentando os resultados dos ensaios de campo e de laboratório realizados.

No Capítulo 5 é abordado o procedimento de monitoramento do subsolo, detalhando as estações instrumentadas, com a instalação das plataformas e a descrição da instrumentação utilizada. O capítulo também relata a instalação dos equipamentos em condições *nearshore*, bem como o sistema de aquisição das leituras. Os dados fornecidos pela instrumentação são apresentados ao final do capítulo.

O Capítulo 6 contém a interpretação dos dados da instrumentação a partir do uso de métodos de previsão de desempenho do solo argiloso mole.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões deste estudo, além de sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PREVISÃO DE DESEMPENHO

Importantes recomendações quanto à aplicação da instrumentação geotécnica foram dadas por autores como Peck (1969), Hanna (1985), Dunicliff (1988). Da mesma forma, contribuições importantes a respeito do monitoramento do solo através da instrumentação geotécnica foram publicadas por Ladd (1991). Finalmente, métodos de previsão de desempenho de obras geotécnicas sobre solos moles foram desenvolvidos por autores como Johnston (1973), Matsuo e Kawamura (1977), Bourges e Mieussens (1979), Tavenas et al. (1979), Kawamura (1985), e Loganathan et al. (1993). Existem proposições brasileiras a respeito do assunto, tais como os métodos desenvolvidos por Almeida et al. (2000) e Sandroni et al. (2004). A relevância do tema aplicado a obras costeiras foi estudada por Brugger (1996). A seguir, apresentam-se alguns métodos de previsão de desempenho do solo passíveis de serem utilizados na obra em estudo.

2.1.1 Métodos de Previsão de Desempenho do Solo Relacionando Deslocamentos Verticais e Horizontais

Vários estudos nacionais e internacionais utilizam a associação entre os deslocamentos horizontais e verticais na previsão de desempenho do solo de fundação. Nesta seção, são apresentados os métodos de Johnston (1973), Bourges e Mieussens (1979), Tavenas et al. (1979), Loganathan et al. (1993) e Sandroni et al. (2004), que estabeleceram relações entre os deslocamentos vertical e horizontal através de volumes de solo deslocados.

Johnston (1973) *apud* Brugger (1996) foi um dos primeiros autores que relacionou os volumes de solo deslocado horizontal e verticalmente. A partir da análise de alguns estudos de caso, o autor concluiu que o volume de deformação vertical varia de 3 a 11 vezes o volume de deslocamento horizontal. A Figura 2 mostra a relação entre o volume horizontal e volume vertical apresentada por Johnston (1973), na qual se observa ainda uma linha de referência, característica de condições perfeitamente não-drenadas (1H:1V), abaixo dos pontos experimentais relatados pelo autor.

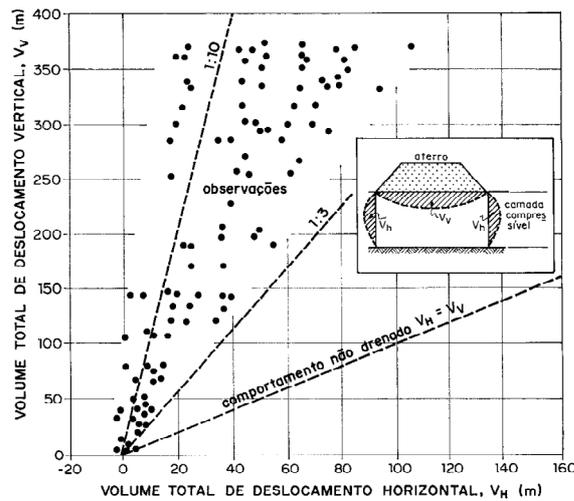


Figura 2: relação entre volumes de deslocamentos verticais e horizontais
(JOHNSTON, 1973 apud BRUGGER, 1996)

Bourges e Mieussens (1979) desenvolveram um método empírico através de observações de campo, posteriormente complementado por Tavenas et al. (1979). O método permite relacionar o deslocamento horizontal máximo no pé do aterro (δ_{hmax}) e o recalque máximo no centro do aterro (δ_{veixo}). Através de um estudo estatístico, Tavenas et al. (1979) observaram três comportamentos distintos durante e após a construção de aterros sobre solos argilosos moles:

- a) durante a fase inicial de carregamento, em que a argila tem algum pré-adensamento e os deslocamentos são pequenos, o cálculo do deslocamento horizontal máximo é realizado conforme a Equação 1:

$$\delta_{hmax} = (0,18 \pm 0,09) \delta_{veixo} \quad (\text{Equação 1})$$

- b) durante o carregamento, quando a argila é normalmente adensada em parte ou no todo, o deslocamento máximo é calculado conforme a Equação 2:

$$\delta_{hmax} = (0,91 \pm 0,20) \delta_{veixo} \quad (\text{Equação 2})$$

- c) no final do carregamento, durante a fase de adensamento, o deslocamento horizontal máximo é calculado segundo a Equação 3:

$$\delta_{hmax} = (0,16 \pm 0,03) \delta_{veixo} \quad (\text{Equação 3})$$

Tavenas et al. (1979) ainda relacionam o formato da curva de deslocamento horizontal com a diferença entre as tensões verticais efetivas finais e as tensões de pré-adensamento da camada de solo mole. Os autores afirmam que o desenvolvimento de deslocamentos horizontais está relacionado com a passagem da camada de argila de comportamento inicialmente pré-adensado para normalmente adensado, não apresentando relação direta com o fator de segurança da fundação. Complementarmente, os autores apresentam as curvas de deslocamento horizontal nas quais toda a camada de solo escoa (a) e onde somente a camada superior escoa (b), conforme ilustrado na Figura 3.

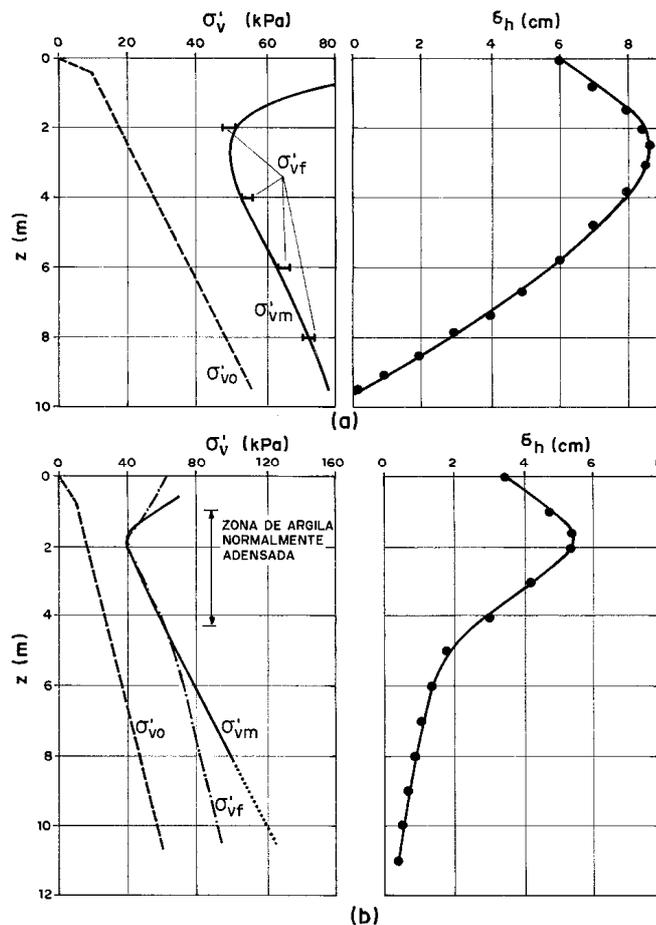


Figura 3: curvas de deslocamento horizontal: (a) deslocamento horizontal onde toda a camada de solo escoa e (b) onde somente a camada superior escoa (TAVENAS et al., 1979)

Loganathan et al. (1993) desenvolveram uma metodologia de análise de deformações em argilas moles baseada em observações de instrumentação, denominada FDA (*Field Deformation Analysis*). Os autores supõem que, durante a fase de adensamento, as deformações horizontais tendem a reduzir devido à diminuição de volume e aumentar devido ao *creep*, definido como a deformação ao longo do tempo sob condições não-drenadas e estado de tensões totais constantes. A Figura 4 mostra a sequência de deslocamentos verticais

e horizontais devido à construção de aterro sobre solos argilosos moles. A metodologia de Loganathan et al. (1993) propõe as seguintes relações, apresentadas nas Equações 4 e 5:

$$\alpha = \frac{\text{Volume de adensamento lateral}}{\text{Volume de adensamento vertical}} \quad (\text{Equação 4})$$

$$\beta = \frac{\text{Volume de creep lateral}}{\text{Volume de creep vertical}} \quad (\text{Equação 5})$$

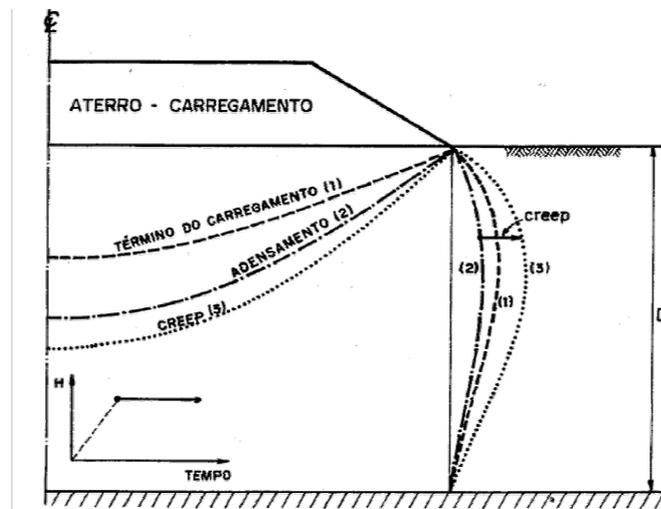


Figura 4: padrões de deformação devido à construção de aterro sobre solos moles
(LOGANATHAN et al., 1993)

Loganathan et al. (1993), através da análise por elementos finitos, encontraram deformações laterais máximas sob o pé do aterro de aproximadamente 0,28 vezes o recalque máximo observado abaixo do centro do aterro, ao final do estágio de carga. Este valor é em geral compatível com a faixa de ocorrência determinada por Johnston (1973), mencionada anteriormente na Figura 2.

Sandroni et al. (2004) desenvolveram o chamado Método dos Volumes para previsão de desempenho a partir de dados de diversos casos de aterros instrumentados sobre argila mole. Este método relaciona o volume de recalque ao longo da base do aterro (V_v) e o volume de solo deslocado horizontalmente ao longo de uma vertical, passando pelo pé do aterro (V_h).

A Figura 5 mostra o caso de aterro de “grande largura”, em que o volume V_v é calculado considerando uma largura $L+D$, sendo L a largura da saia do aterro e D a espessura da camada de argila. A Figura 6 mostra o caso de aterro simétrico cujo coroamento tem largura M menor

do que $2D$, no qual o volume V_v é calculado considerando a soma $L + M/2$. No caso de aterro assimétrico de coroamento menor que $2D$, conforme Figura 7, o autor coloca que deverá ser definida qual a parte do volume de recalque que pertence a cada lado do aterro.

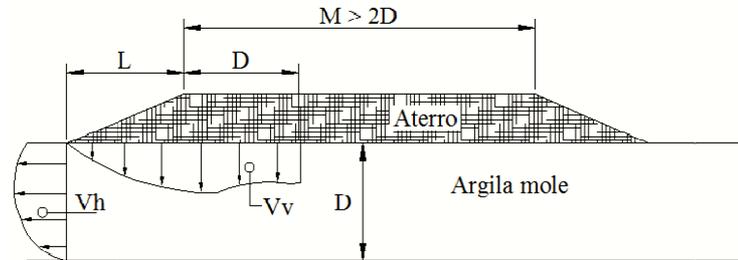


Figura 5: definição de V_v e V_h para aterro de grande largura (SANDRONI et al., 2004)

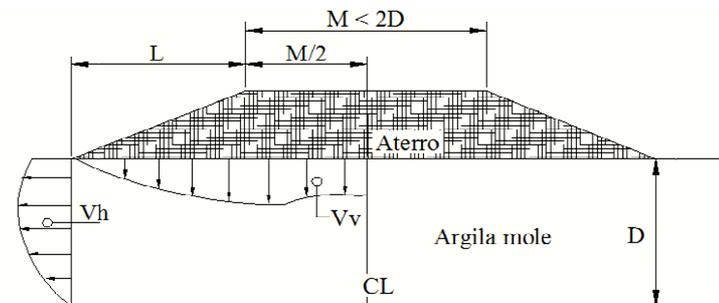


Figura 6: definição de V_v e V_h para aterro simétrico de pequena largura (SANDRONI et al., 2004)

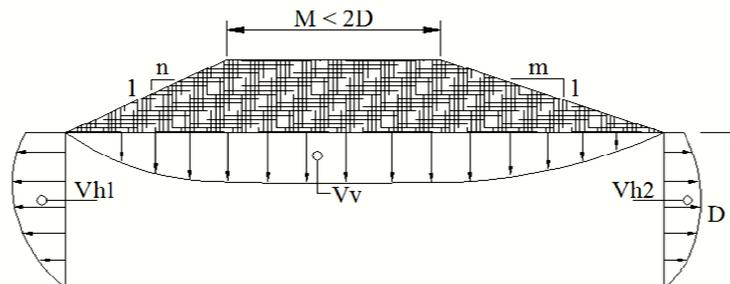


Figura 7: definição de V_v e V_h para aterro assimétrico de pequena largura (SANDRONI et al., 2004)

Na aplicação do método de Sandroni et al. (2004), são utilizadas as relações de tempo (t) pela razão V_v/V_h , sendo identificadas condições de risco de ruptura quando a razão V_v/V_h apresentar valores menores que 3, tendendo à unidade. Ao contrário, se houver tendência de aumento do valor da relação V_v/V_h ao longo do tempo, é sinal de estabilidade. O autor apresentou o caso do Aterro I do campo experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) levado à ruptura em 30 dias, objeto de tese de Ortigão (1980). O aterro de 2,8 m de

altura (1:2,1-V:H) foi construído às margens do rio Sarapuí no Rio de Janeiro, sobre 10 m de argila mole. Na Figura 8 pode-se observar que ocorre abrupta queda de V_v/V_h para valores inferiores a 3, bem como nos valores incrementais, na faixa de 1 e 2, caracterizando a ruptura.

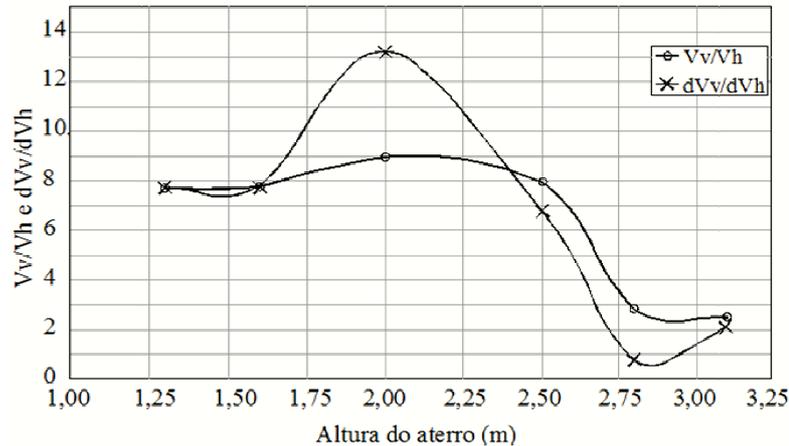


Figura 8: aterro experimental do IPR levado a ruptura em cerca de 30 dias (SANDRONI et al., 2004)

2.1.2 Métodos de Previsão de Desempenho do Solo a partir de Deslocamentos Horizontais

Nesta seção é apresentada a análise de tendência de deslocamento horizontal de Kawamura (1985) e, novamente, o Método dos Volumes desenvolvido por Sandroni et al. (2004), em que se avalia apenas o volume horizontal de solo deslocado.

Segundo Kawamura (1985) a ruptura por *creep* não-drenado está associada à curva de deslocamento horizontal ao longo do tempo. Segundo o autor, se a curva apresentar um comportamento divergente, sendo assintótica em relação a uma reta paralela ao eixo das ordenadas, o talude poderá romper. Ao contrário, a curva convergente, sendo assintótica em relação a uma reta paralela ao eixo das abscissas, indicaria adensamento e estabilização, como mostra a Figura 9. Este comportamento qualitativo é compatível com uma previsão teórica de desempenho, na qual após a aplicação de carregamento observam-se inicialmente deslocamentos de valor constante, seguidos de deslocamentos produzidos pelo processo de adensamento que tendem gradativamente à estabilização ou ainda ao *creep*.

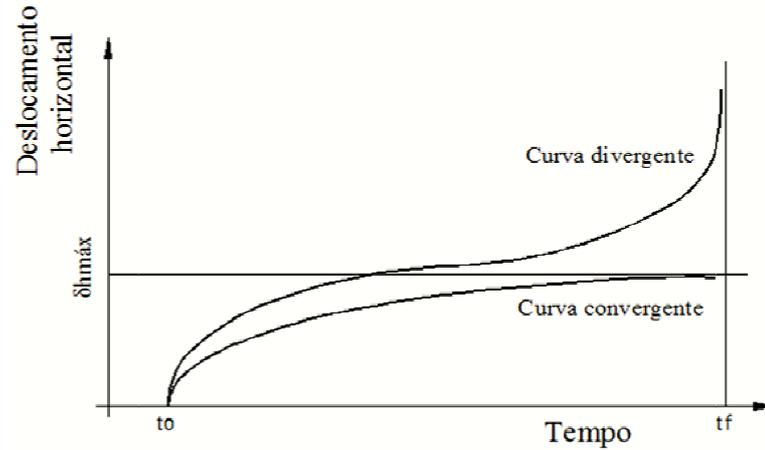


Figura 9: modelo proposto por Kawamura (1985)

O Método dos Volumes desenvolvido por Sandroni et al. (2004) relaciona V_h com H (altura do aterro). O autor associa a mudança na inclinação no gráfico à indicação de ruptura. O caso do aterro experimental do IPR estudado por Ortigão (1980) novamente é apresentado, no qual a mudança de inclinação pode claramente ser observada na Figura 10.

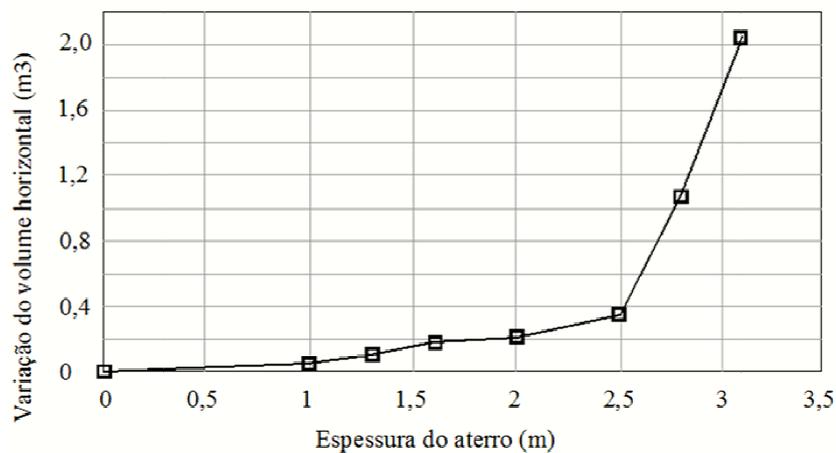


Figura 10: evolução da variação do volume horizontal com a espessura do aterro experimental do IPR (SANDRONI et al., 2004)

2.1.3 Métodos de Previsão de Desempenho do Solo a partir das Distorções

Vários autores vêm utilizando como parâmetro de avaliação de desempenho a distorção (d), definida como a tangente dada pela reta que liga dois pontos consecutivos da curva de deslocamento horizontal ao longo da profundidade, conforme a Equação 6:

$$d = \frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{z_1 - z_2} \quad (\text{Equação 6})$$

onde:

δ_{h1} e δ_{h2} = deslocamentos horizontais do solo nos pontos 1 e 2;

z_1 e z_2 = profundidades dos deslocamentos horizontais nos pontos 1 e 2.

Ortigão (1980) apresenta em sua tese os dados do Aterro I do IPR, que foi levado à ruptura com distorções que atingiram valores de até 5 %. O autor deduziu que o aterro é estável enquanto as distorções estiverem inferiores a 3 % e esse valor poderia ser utilizado para controle expedito em obras sobre argilas moles. Brugger (1996) critica esta afirmação e comenta que só é válida para comportamentos essencialmente não-drenados e, no caso de um aterro construído lentamente ou em etapas, as distorções podem ser maiores que 3 % sem haver ruptura. Adicionalmente, Brugger (1996) comenta que a prática de comparar grandezas medidas na instrumentação com a altura do aterro fornece valores que representam apenas a obra instrumentada, devendo-se também considerar que as distorções são função da velocidade de carregamento.

Coutinho (1986), em sua tese, apresenta os dados do aterro experimental instrumentado construído na barragem de Juturnaíba. O aterro de 8,85 m de altura foi construído sobre 7,5 m de espessura de solo orgânico (argilas e turfas) muito mole, em uma planície aluvionar no Rio de Janeiro. Coutinho (1986) mostra que o aterro foi levado à ruptura com distorções que atingiram 12 %.

Brugger (1996) apresenta em sua tese uma seção instrumentada do quebra-mar do Terminal Portuário do Sergipe, construído em duas etapas (1ª etapa até a cota + 3 m e 2ª etapa até a cota + 5,25 m) sobre uma camada de 7 m de espessura de argila mole. A construção do quebra-mar chegou a valores de 5 % de distorção sem haver ruptura.

Em seus estudos, Almeida et al. (2000) apresentaram dados do aterro instrumentado da Estação de Tratamento de Esgoto Alegria, no Rio de Janeiro. O aterro, com altura variável em torno de 2 m, foi construído sobre uma camada de aproximadamente 12 m de argila siltosa

muito mole e com presença de matéria orgânica. Os dados apresentados mostram valores de distorções que ultrapassaram 7 %, sem haver ruptura.

Conclui-se que a diferença entre os valores de distorção encontrados por Ortigão (1980), Coutinho (1986), Brugger (1996) e Almeida et al. (2000) provavelmente está associada às diferentes respostas dos materiais de cada fundação, da velocidade de carregamento e da geometria e altura do aterro. Não há consenso entre os autores quanto a um valor de distorção associado ao início da formação de mecanismo de ruptura para ser adotado como nível de alerta.

Brugger (1996), a partir da análise dos resultados de instrumentação e da simulação da construção do quebra-mar do Terminal Portuário do Sergipe, propõe um método que permite a descrição qualitativa das distorções ao longo do tempo, incluindo os fenômenos de adensamento e *creep* não-drenado. A Figura 11 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro na situação de carregamento até a ruptura. Inicialmente, o estado de tensões está situado no interior da superfície de escoamento (ponto O). No início do carregamento, ocorre a rápida dissipação dos excessos de poro-pressão e a trajetória de tensões efetivas tende para “P”. Nesse ponto, o elemento de solo apresenta plastificação, caracterizada pelo aumento das tensões cisalhantes e dos excessos de poro-pressão, tendendo para o ponto A. Na situação de carregamento até a ruptura localizada, a trajetória de tensões efetivas segue para o ponto B, onde encontra a linha dos estados críticos, segundo um carregamento tipicamente não-drenado. Após a ruptura, a trajetória de tensões efetivas tende para o ponto C sobre a linha de estados críticos, com grandes deformações e geração de poro-pressão. Se o carregamento for interrompido antes da ruptura localizada, as tensões cisalhantes permanecerão aproximadamente constantes e o elemento de solo pode apresentar trajetórias de tensões efetivas para a direita, quando ocorre o adensamento e a dissipação dos excessos de poro-pressão (trajetória A-D), ou para a esquerda, quando ocorre o *creep* não-drenado com geração de excesso de poro-pressão (trajetória A-E).

O autor ressalta que os fenômenos são apresentados separadamente para facilitar a compreensão, mas na verdade os fenômenos de *creep* não-drenado e adensamento ocorrem simultaneamente. Em uma obra estável, o adensamento deve iniciar antes que os elementos de solo ao longo da superfície potencial de ruptura atinjam a linha de estados críticos por *creep* não-drenado. Enquanto o solo se apresenta elástico, o estado de tensões efetivas está no interior da superfície de escoamento. Quando a trajetória de tensões efetivas atinge a

superfície de escoamento, o solo passa a apresentar comportamento elasto-plástico, com considerável aumento das deformações cisalhantes.

Admite-se ainda que o elemento de solo apresente ruptura localizada quando o estado de tensões atinge a linha de estado crítico durante o carregamento ou devido ao creep não-drenado e que toda a camada de solo mole está no estado normalmente adensado.

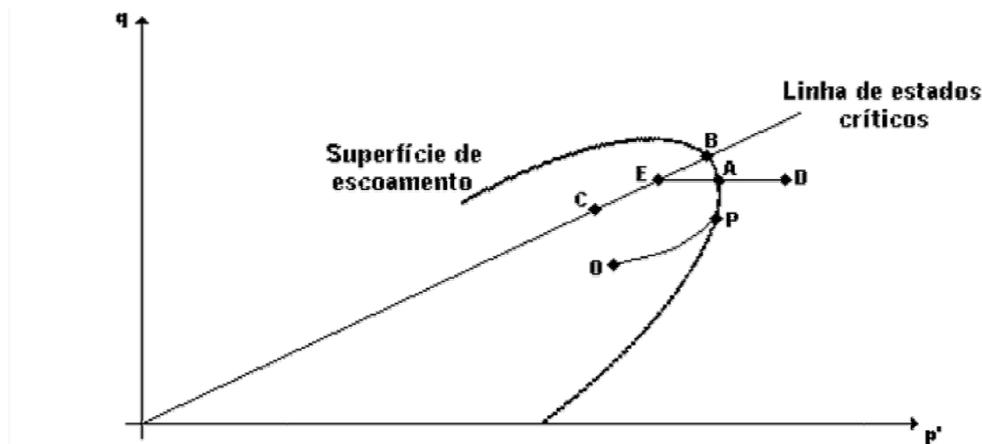


Figura 11: trajetórias de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro (BRUGGER, 1996)

Na Figura 12, apresentada por Brugger (1996), considera-se t_0 como o instante final do carregamento. No processo de adensamento sem *creep*, após o término do carregamento ocorre o aumento das distorções junto às fronteiras drenantes (Figura 12.a). Como as tensões cisalhantes na parte inferior são maiores que as da parte superior da camada de solo mole, a componente cisalhante dos vetores de deformação será maior na parte inferior. Porém, para tempos crescentes, as distorções junto à fronteira drenante inferior devem estabilizar, enquanto que as distorções em pontos mais distantes seguem aumentando, em um processo similar à dissipação dos excessos de poro-pressão. Já no comportamento típico de *creep* sem adensamento, após o término do carregamento as distorções crescem ao longo de toda a camada de solo mole (Figura 12.b, nos tempos t_1 e t_2). O perfil se caracteriza por não apresentar uma estabilização rápida dos deslocamentos junto à fronteira drenante inferior e, no caso em que ocorre ruptura, observa-se uma aceleração das distorções em algum ponto (t_3). Em uma situação real, os dois processos ocorrem simultaneamente, conforme Figura 12.c. Nesse caso, com o passar do tempo, as distorções se estabilizam, inicialmente junto à fronteira drenante e depois em direção ao meio da camada. Como no centro da camada o processo de

creep não-drenado atua por mais tempo, as distorções finais nessa região tendem a serem maiores que junto à fronteira drenante.

O processo pode tender para a estabilização, onde o adensamento ocorre antes da ruptura por *creep* (tempo t_3) ou pode tender para a ruptura, onde ocorre a ruptura por *creep* não-drenado em um ou mais pontos antes de ser iniciado o processo de adensamento (tempo t_3').

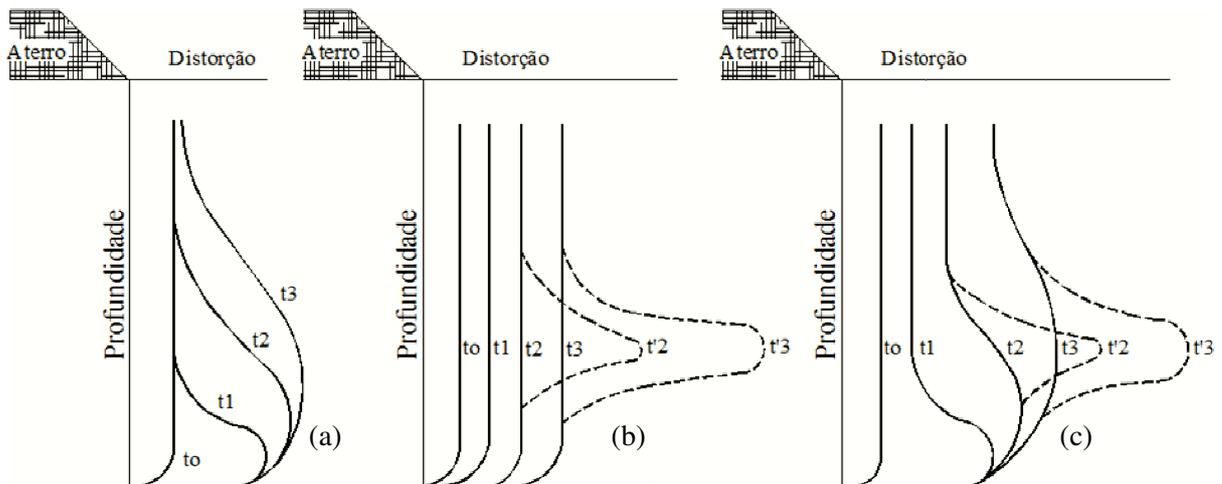


Figura 12: perfis de distorções típicas para: (a) adensamento; (b) *creep*; (c) adensamento + *creep*
(BRUGGER, 1996)

Brugger (1996), a partir destas constatações, apresenta no Quadro 1 alguns dos comportamentos típicos em aterros estáveis e na iminência da ruptura observados em obras descritas na literatura e observados no quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe. Os comportamentos são apresentados em termos de distorção, poro-pressões, deslocamento horizontal máximo (δ_{hmax}), deslocamentos horizontais ao longo da camada (δ_{hmed}) e recalque medido no eixo do aterro (δ_{veixo}).

Almeida et al. (2000) afirmam que o inclinômetro tem condição de indicar com antecedência a aproximação de grandes movimentações, as quais podem estar relacionadas ao processo de ruptura. Para isto, os autores sugerem relacionar a taxa de variação de distorção com o tempo, conforme Equação 7:

$$v_d = \frac{\Delta d}{\Delta t} (\% / \text{dia}) \quad (\text{Equação 7})$$

onde:

Δd = variação de distorção;

Δt = variação do tempo.

| Comportamento | Instrumentação |
|---|--|
| Deformações elásticas com estado de tensões no interior da superfície de escoamento | <ul style="list-style-type: none"> • Distorções pequenas, menores que 1 % • Excessos de poro-pressão menores que $\Delta\sigma_{oct}$ • $\delta_{hmax} \leq 0,20 \delta_{veixo}$ • $\delta_{veixo} \geq 6 \delta_{hmed}$ |
| Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em comportamento não-drenado, sem iminência de ruptura | <ul style="list-style-type: none"> • Distorções pequenas, menores que 2 %, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados antes da ruptura • Excessos de poro-pressão proporcionais a $\Delta\sigma_{oct}$ • $\delta_{hmax} \leq \delta_{veixo}$ • $\delta_{veixo} \geq 6 \delta_{hmed}$ |
| Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em comportamento não-drenado, na iminência de ruptura | <ul style="list-style-type: none"> • Distorções maiores, de 2 % a 4 %, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura • Excessos de poro-pressão maiores que $\Delta\sigma_{oct}$ • $\delta_{hmax} \approx \delta_{veixo}$ • $\delta_{veixo} \leq 3 \delta_{hmed}$ |
| Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em processo de <i>creep</i> não-drenado, na iminência de ruptura | <ul style="list-style-type: none"> • Distorções maiores, de 2 % a 4 %, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados • na ruptura • Excessos de poro-pressão maiores que $\Delta\sigma_{oct}$ • $\delta_{hmax} \approx \delta_{veixo}$ • $\delta_{veixo} \leq 3 \delta_{hmed}$ |
| Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em processo de adensamento, sem iminência de ruptura | <ul style="list-style-type: none"> • Distorções grandes, maiores que 4 %, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios drenados • Distorções grandes junto às fronteiras drenantes • Excessos de poro-pressão menores que $\Delta\sigma_{oct}$ • $\delta_{hmax} \leq 0,20\delta_{veixo}$ • $\delta_{veixo} \geq 6 \delta_{hmed}$ |

Obs.: 1 - Valores de δ_{hmax} versus δ_{veixo} baseados em Tavenas et al. (1979)

2 - Valores de δ_{veixo} versus δ_{med} baseados em GEOPROJETOS (1992)

Quadro 1: comportamentos típicos e observações de instrumentações (BRUGGER, 1996)

Almeida et al. (2000) sugerem valores de referência baseadas em taxas de distorção:

- a) para $vd \geq 1,5 \text{ \% /dia}$ são aconselháveis medidas de cautela, como interromper o carregamento;
- b) para taxas entre $0,5 \text{ \% /dia} \leq vd \leq 1,5 \text{ \% /dia}$, atenções especiais são indicadas, uma vez que o processo de plastificação pode estar ocorrendo, mas ainda não ter se propagado totalmente;
- c) para taxas $vd \leq 0,5 \text{ \% /dia}$ não necessitam grandes preocupações;

Almeida et al. (2000) citam novamente o caso do aterro da Estação de Tratamento de Esgoto Alegria, cujos deslocamentos horizontais chegaram a 250 mm e os valores de distorções ultrapassaram 7 %, porém não ocorreu ruptura. Neste caso, foi verificado que as taxas de distorção não ultrapassaram 0,15 %/dia.

Em conclusão, embora existam diversos métodos de previsão de desempenho do solo, não existe um consenso na literatura quanto ao melhor método para avaliar os dados fornecidos pela instrumentação. É necessário escolher o método mais adequado para cada caso, ou ainda, utilizar mais de um método simultaneamente e, a partir disto, avaliar as medições e criar níveis de alerta compatíveis com as condições de contorno do problema. Alguns dos métodos revisados não são adequados para emprego na obra em estudo, tais como os métodos que relacionam o deslocamento horizontal e vertical do solo. Estes métodos utilizam o recalque no centro do aterro e, no caso específico da obra de ampliação dos molhes, executada com tetrápodes e enrocamento, os instrumentos de medição tiveram de ser instalados somente no pé do talude.

Neste estudo, a análise dos dados provenientes da instrumentação empregando somente os deslocamentos horizontais será realizada através da avaliação de Kawamura (1985) e do Método dos Volumes desenvolvido por Sandroni et al. (2004), ainda que com algumas restrições. As distorções serão avaliadas e comparadas aos valores encontrados por alguns autores, acompanhada da taxa de distorção proposta por Almeida et al. (2000). À luz das informações apresentadas, será definida a melhor metodologia de acompanhamento deste caso de obra em particular.

3 MOLHES DO RIO GRANDE

3.1 CONSTRUÇÃO DOS MOLHES DO RIO GRANDE

Segundo Schnaid e Pitanguy (2008), a construção dos molhes do Rio Grande teve por finalidade proteger o canal de acesso e o complexo portuário da forte ação das ondas, funcionando também como guias-correntes, pois estas se desenvolvem a partir da costa até atingir profundidades compatíveis com as exigências de navegação. Adicionalmente, os molhes direcionam as correntes de maré no canal de navegação, auxiliando a manter sua profundidade e minimizando a necessidade de dragagens de manutenção.

O primeiro registro de transposição da Barra do Rio Grande é do ano de 1737. A Barra, nome originalmente dado às passagens que existiam entre bancos de areia, era dividida entre Barra Sul, com profundidades de 2,5 a 3 m, e Barra Leste com 2,5 a 3,5 m. Por estes locais, estreitos e pouco profundos, trafegavam os navios e barcos, ocorrendo inúmeros acidentes e naufrágios. Além disso, as frequentes mutações dos canais entre bancos de areia e a contínua agitação das águas na embocadura da Lagoa dos Patos no mar, tornavam a transposição da Barra extremamente perigosa à navegação (HORNES, 2001).

O projeto dos molhes originou-se em 1883, da comissão presidida pelo Engenheiro Hidráulico Honório Bicalho, sendo pouco alterado posteriormente, pelo Engenheiro holandês Pieter Caland em 1885. O projeto previa o Molhe Oeste com 4960 m e o Molhe Leste com 3350 m de extensão. Em 1911, foi iniciada a construção dos dois quebra-mares pela *Compagnie Française du Port Rio Grande* (VASSÃO, 1987).

Em 1912, a companhia francesa iniciou a dragagem da Barra com o uso de uma possante draga de sucção, atividade suspensa em 1914 por causa da constante agitação do mar e dos contínuos acidentes. Em março de 1915, a companhia francesa suspendeu as obras do Molhe Leste devido às dificuldades impostas pela I Guerra Mundial.

As obras do Molhe Oeste continuaram até o fim do mesmo ano, quando a companhia francesa suspendeu completamente os trabalhos (PRADEL, 1979). O molhe Leste foi construído nesta oportunidade até 4220 m e o Molhe Oeste até 3160 m, com cota de construção de +3 m, profundidade de calado de 7 m e 725 m de distância entre os molhes.

3.2 OBRA DE AMPLIAÇÃO DOS MOLHES

3.2.1 Projeto

O projeto da obra de ampliação dos Molhes Leste e Oeste foi desenvolvido pelo Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias (INPH) em 1998. Antes da obra de ampliação dos molhes, a Barra possuía um canal com profundidade de 14 m, o que permitia a entrada de navios com aproximadamente 12 m de calado. O projeto possibilita o aprofundamento do canal para 18 m de profundidade devido à correção da geometria, do prolongamento dos molhes Leste (370 m) e Oeste (700 m), além da execução da dragagem de aprofundamento. Após esta etapa, não haverá necessidade de dragagens em curtos intervalos de tempo, atualmente realizadas em períodos de aproximadamente três anos, devido à redução do transporte de sedimentos do mar para o canal no caso de ocorrência de enchente e o redimensionamento do escoamento fluvial, proporcionando uma menor sedimentação. A Figura 13 mostra uma foto aérea da obra de ampliação dos molhes.



Figura 13: vista aérea da obra de ampliação dos Molhes Leste e Oeste
(CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2001)

A seção transversal dos molhes, com talude de 1:1,5 (V:H), é composta pelas seguintes camadas:

- a) berma: também chamada de berma geotécnica ou de equilíbrio, formada de rochas menores, de até 1 t. Sua função principal é formar uma camada de base de enrocamento, onde será apoiado o corpo do molhe para melhorar sua condição de equilíbrio estático, funcionando como fundação;
- b) núcleo: parte central do corpo do molhe, formado de rochas de até 1 t. Sua função é apenas de preenchimento geométrico da seção transversal concebida;
- c) subcarapaça: camada que sobrepõe o núcleo, abrange rochas de 1 a 2 t. Sua função é de criar uma camada de transição para evitar a perda do enrocamento do núcleo;
- d) carapaça – rocha: abrange enrocamento de 5,5 a 8,5 t. Como sua função é de dispersar a energia das ondas, esta camada forma a proteção hidráulica do corpo do molhe;
- e) carapaça – tetrápode: da mesma forma que a anterior, tem a função de dispersar a energia das ondas, porém proporciona duas vezes maior dissipação de energia que o enrocamento convencional, sendo lançada em locais com maior incidência de ondas. Os tetrápodes são pré-moldados de concreto com geometria formada pela intersecção de 4 troncos de cone, pesando entre 8 e 12,5 t;
- f) fechamento: é a camada final de preenchimento da plataforma de trabalho, utilizando pedras de 3 a 7 t.

Todo enrocamento utilizado na obra é originária de granitos, proveniente de uma jazida localizada no município de Capão do Leão. Esta região é a mesma da extração de parte do enrocamento utilizado na construção em 1911, pois a cidade do Rio Grande está situada em região de formação geológica sedimentar.

Seções típicas dos Molhes Oeste e Leste, denominadas PW e PK, estão apresentados nas Figuras 14 e 15, respectivamente. Cabe salientar que os perfis *as built* apresentados nas Figuras 14 e 15 retratam a fase intermediária da construção dos molhes, não incluindo a camada de fechamento.

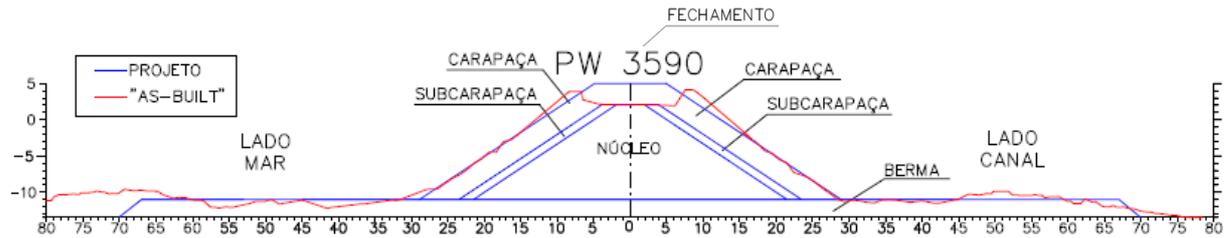


Figura 14: perfil típico do Molhe Oeste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

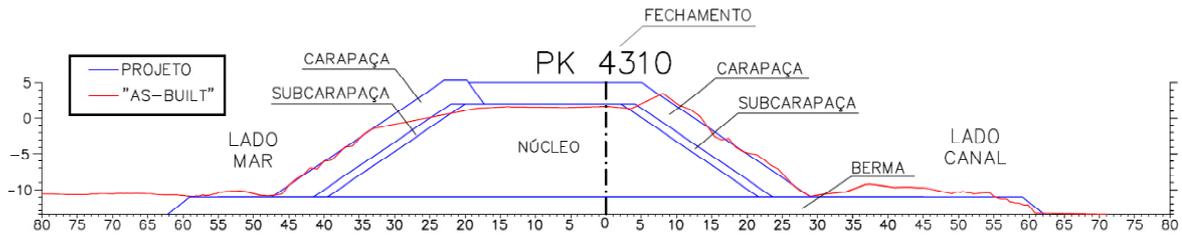


Figura 15: perfil típico do Molhe Leste (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

3.2.2 Execução da Obra de Ampliação

3.2.2.1 Lançamento Marítimo de Berma e Núcleo

Para o lançamento marítimo do enrocamento que forma as camadas da berma e parte do núcleo (até a cota -5) utiliza-se uma embarcação de casco bipartido com dispositivo de descarga pelo fundo, também conhecida como *Split Barge*. Para o posicionado da embarcação no local exato de lançamento de material, foram instalados dois aparelhos GPS (*Global Positioning System*), sendo um na proa e outro na popa. Desta forma, elimina-se a possibilidade do enrocamento ser lançado fora das coordenadas estipuladas no projeto. Na Figura 16 pode ser observado o transporte de rochas e o lançamento da carga sobre o leito marinho realizado pela embarcação do tipo *Split Barge*.

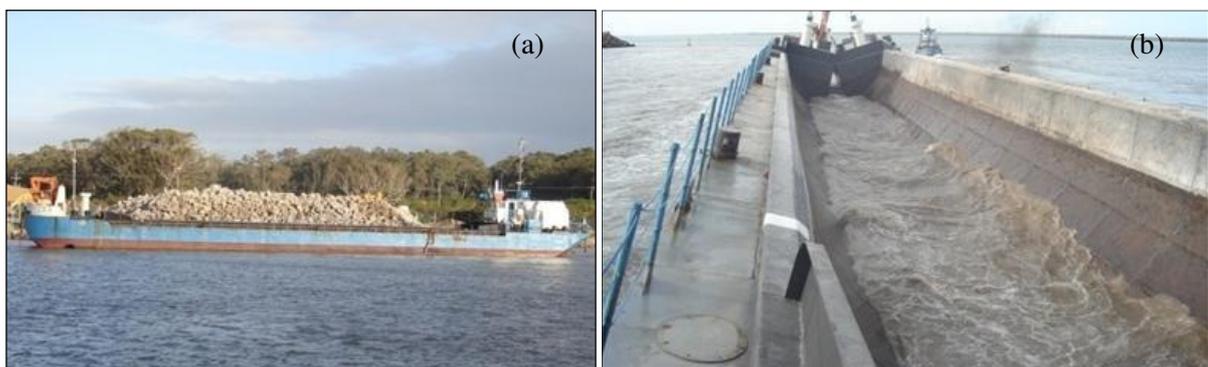


Figura 16: embarcação *Split Barge*: (a) transportando enrocamento; (b) lançando a carga

3.2.2.2 Lançamento de Núcleo

A partir da cota -5 m o lançamento do enrocamento ocorre por ponta de aterro. Os caminhões basculam o enrocamento na frente de serviço, em torno de duas cargas por vez. Posteriormente, o material é empurrado para o mar com trator de esteiras, dentro do alinhamento fornecido pela topografia. Logo após o avanço longitudinal de 10 m, realiza-se a conformação do talude na inclinação 1:1,5 (V:H), utilizando um guindaste equipado com draga de arrasto e uma escavadeira de longo alcance. Ao final deste processo, realiza-se uma batimetria, que nada mais é que o uso de um equipamento chamado ecobatímetro para registrar a profundidade de pontos submersos através da reflexão de ondas sonoras. Assim, a batimetria verifica a conformidade do talude e permite traçar as seções do molhe, liberando o lançamento da próxima camada.

3.2.2.3 Lançamento de Subcarapaça

Esta camada de enrocamento é lançada nas laterais do molhe, sobre o núcleo. De forma semelhante à anterior, os caminhões basculam o material na frente de serviço, onde a escavadeira de longo alcance auxilia sua disposição sobre o talude, conforme Figura 17. As camadas lançadas de subcarapaça são verificadas a partir da inspeção de mergulhadores e de batimetria, que libera o trecho para receber a carapaça.



Figura 17: lançamentos de subcarapaça com a escavadeira

3.2.2.4 Lançamento de Carapaça de Enrocamento

O lançamento do enrocamento nesta camada é executado individualmente, do pé do talude até a superfície, utilizando um guindaste com lança treliçada de 230 t de capacidade e pinça

especial para lançar as rochas, conforme mostra a Figura 18. Finalmente, as camadas lançadas de carapaça são verificadas a partir de inspeção de mergulho e de batimetria, aprovadas pela fiscalização da obra e dadas como concluídas.



Figura 18: lançamentos de carapaça de enrocamento com o guindaste

3.2.2.5 Lançamento de Carapaça de Tetrápodes

O lançamento dos tetrápodes realiza-se a partir da distribuição de uma malha com as coordenadas de cada unidade. Utiliza-se nesta etapa os mesmos guindastes de lançamento do enrocamento, porém equipados com um gancho para içar e posicionar a peça no local exato, determinado por um GPS. Primeiramente, os tetrápodes de 8 ou 12,5 t são dispostos em duas linhas, posicionados no pé do talude, onde as peças se apóiam sob os três troncos de cone. Na camada superior, as peças são imbricadas no sentido oposto. De forma semelhante à carapaça de enrocamento, são verificadas a partir da inspeção dos mergulhadores e batimetria, aprovadas pela fiscalização da obra e dadas como concluídas. A Figura 19 mostra o lançamento de tetrápodes.



Figura 19: lançamentos de tetrápodes com o guindaste

3.2.3 Construção por Etapas

Para garantir a estabilidade da obra durante a construção e logo após o seu término, a seção transversal do molhe incorpora bermas de equilíbrio e aplica-se a técnica de construção por etapas, onde o alteamento é realizado de forma controlada, com o enrocamento distribuído em camadas. Deste modo, a construção por etapas permite melhorar a resistência ao cisalhamento do solo ao longo do tempo com o aumento gradual das tensões efetivas, obtido com a dissipação das poro-pressões geradas pelo carregamento.

A obra foi dividida em duas fases, sendo o lançamento das camadas de berma, núcleo, subcarapaça e carapaça constituindo a 1ª fase de lançamento e, o fechamento da obra, caracterizando a 2ª fase de lançamento.

A 1ª fase iniciou com o lançamento por embarcação da berma geotécnica (2007) em toda a extensão do projeto até a cota -11 m e, em seguida, foi lançada a primeira parte do núcleo (2008) até a cota -5 m. Posteriormente, ocorreu o lançamento por ponta de aterro, com a execução do núcleo e da subcarapaça até a cota +2 m. Finalmente, houve a proteção destas camadas com lançamento de carapaça, com a elevação das laterais da crista do molhe até a cota +5 m, proporcionando a proteção da plataforma de trabalho (2009-2010).

Na 2ª fase, onde ocorre o fechamento da plataforma de trabalho, o lançamento por ponta de aterro é realizado no sentido do final da extensão do molhe em direção ao início da obra de ampliação, completando a cota +5 m. Esta fase teve início apenas no Molhe Oeste, a partir do dia 11/06/2010, e ainda está sendo executada, com término previsto para julho de 2010. A Figura 20 ilustra a divisão das fases da obra, das camadas do molhe e suas respectivas cotas.

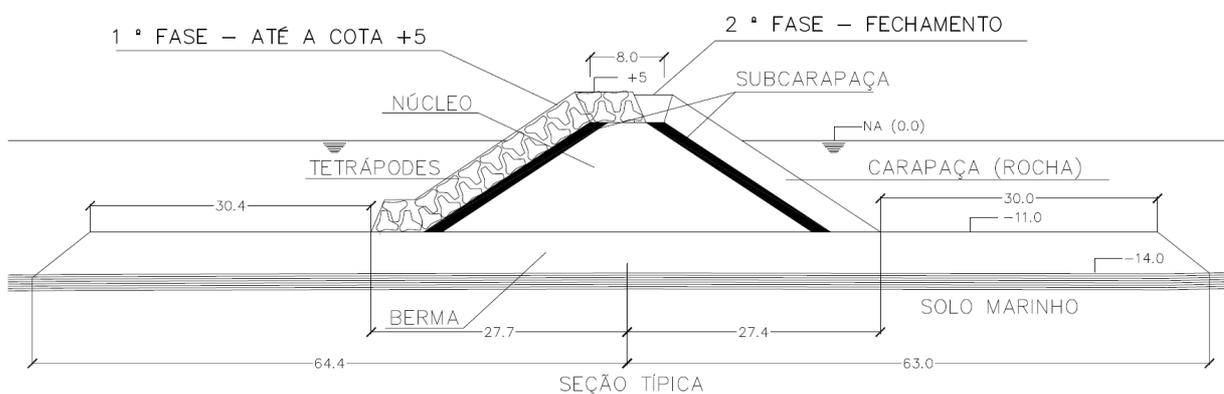


Figura 20: seção típica com as fases, camadas e cotas do projeto

3.2.4 Reavaliação do Projeto Geotécnico

Durante a construção foram executadas campanhas geotécnicas complementares destinadas à reavaliação das condições do subsolo. O projetista estudou em detalhes as condições de estabilidade do maciço e os recalques esperados devido ao adensamento da camada de argila. Não é objetivo desta dissertação o detalhamento desta avaliação, apenas mostrar os Fatores de Segurança da obra e a necessidade do monitoramento geotécnico.

Análises de condições de estabilidade são realizadas em termos de Método de Equilíbrio Limite e Método de Elementos Finitos. No Método de Equilíbrio Limite foi utilizada a formulação de Morgenstern e Price, no programa SLOPE-W, e no Método de Elementos Finitos foi utilizado o Programa Plaxis.

A análise considerou as seções representativas dos Molhes Leste e Oeste, abrangendo condições tais como a construção (não-drenado), final de construção (drenagem parcial, considerando adensamento da camada já lançada até a cota -6 m) e a longo prazo (drenagem completa).

Em obras da natureza dos molhes, a NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991) recomenda que os taludes apresentem um fator de segurança (FS) mínimo de 1,3 contra a ruptura, em qualquer das fases executivas da obra. Os valores encontrados situam-se em torno desta faixa na simulação da construção em uma única etapa de alteamento (condições não drenadas). Na construção em etapas, com lançamento de pedras por embarcação à cota -5 m, buscando-se ganhos de resistência por efeitos de drenagem, os FS aumentam para em torno de 1,4. Estes FS evidenciam que, embora haja estabilidade, deve-se necessariamente monitorar o processo construtivo, pois os valores encontram-se próximos aos mínimos recomendados. Após a completa drenagem do excesso de poro-pressão na camada de argila, o aterro atinge valores de FS entre 1,4 e 1,6, considerados satisfatórios para garantir as condições de segurança durante a vida útil da obra.

4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Construções em subsolo marinho requerem procedimentos de investigação específicos concebidos para enfrentar as rigorosas restrições impostas pelo meio físico, especialmente no caso da Barra do Rio Grande. Foram realizados em 2001 ensaios de palheta, piezocone e coleta de amostras em 5 furos localizados dentro e fora do canal, ao longo dos molhes antigos. Os ensaios de campo foram realizados através de plataforma temporária montada no topo de uma estrutura tubular metálica, conforme mostra a Figura 21.



Figura 21: execução dos ensaios de campo sobre plataforma (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2001)

Os consultores geotécnicos recomendaram a investigação do perfil geotécnico do subsolo marinho no eixo de ampliação dos molhes. Desta forma, uma campanha de investigações complementar foi realizada em 2007 através de ensaios de piezocone (CPTU) e retirada de amostras Shelby, localizados nos pontos indicados na Figura 22.



Figura 22: localização dos ensaios (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2007)

Nesta campanha houve inovações no procedimento dos ensaios CPTU e coleta de amostras, idealizados pelos engenheiros e consultores do Consórcio, com o desenvolvimento de um sistema inédito no Brasil para obras portuárias. Foi desenvolvida uma estrutura de reação submersível para a cravação das hastes do piezocone e também para retirada de amostras indeformadas pelo amostrador Shelby. A estrutura denominada ESSAL é formada pela torre de cravação e por uma base de concreto, que serviu de suporte para a torre e alinhamento dos cilindros hidráulicos, conforme pode ser observado na Figura 23. A torre de cravação é composta por um tripé tubular, que permitiu correções na inclinação da torre de até 15°, e por um tubo guia central, no qual foi montado o sistema hidráulico de cravação das hastes. O sistema de aplicação de cargas através de três cilindros hidráulicos, posicionados ao redor do tubo guia, foi conectado por mangueiras a um *Power Pack* Hidráulico, posicionado sobre uma embarcação de apoio. Para o transporte da estrutura até o local de operação foi utilizado um guindaste, e o correto posicionamento no leito marinho foi conseguido com uso de bóias de flutuação. Uma equipe de mergulhadores treinados realizou a inserção contínua das hastes metálicas de um metro de comprimento, sendo a união destas executadas através de roscas, em condições de visibilidade nula. O sistema era operado remotamente por um engenheiro a partir da embarcação. Em um segundo momento, foram retiradas amostras indeformadas de solo a partir de modificações no equipamento, como a conexão de um amostrador ao conjunto de hastes.



Figura 23: estrutura de reação ESSAL (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2007)

4.1 ENSAIOS DE PIEZOCONE

Os ensaios de piezocone foram realizados com equipamentos padrão e procedimentos recomendados pela MB 3406 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991) - Ensaio de Penetração de Cone *In Situ*. O ensaio permite medir a resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), poro-pressão (u) e poro-pressão hidrostática (u_0). Neste ensaio obteve-se ainda a razão de atrito $R_f = f_s/q_c$ e por correlação a resistência não-drenada (S_u). Schnaid (2000) descreve o princípio do ensaio de cone como a cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/s que, além das medidas elétricas de resistência de ponta e atrito lateral, também permite o contínuo monitoramento das pressões neutras geradas durante o processo de cravação. Os perfis do ensaio de piezocone realizados no trecho do molhe existente são apresentados nas Figuras 24, 25, 26 e 27. Nestas figuras o valor utilizado de N_{kt} foi igual a 12, obtido a partir do ensaio de palheta (item 4.5).

As profundidades indicadas nestas figuras são referenciadas ao nível local médio do mar medido por determinado período, em relação a uma superfície terrestre de referência.

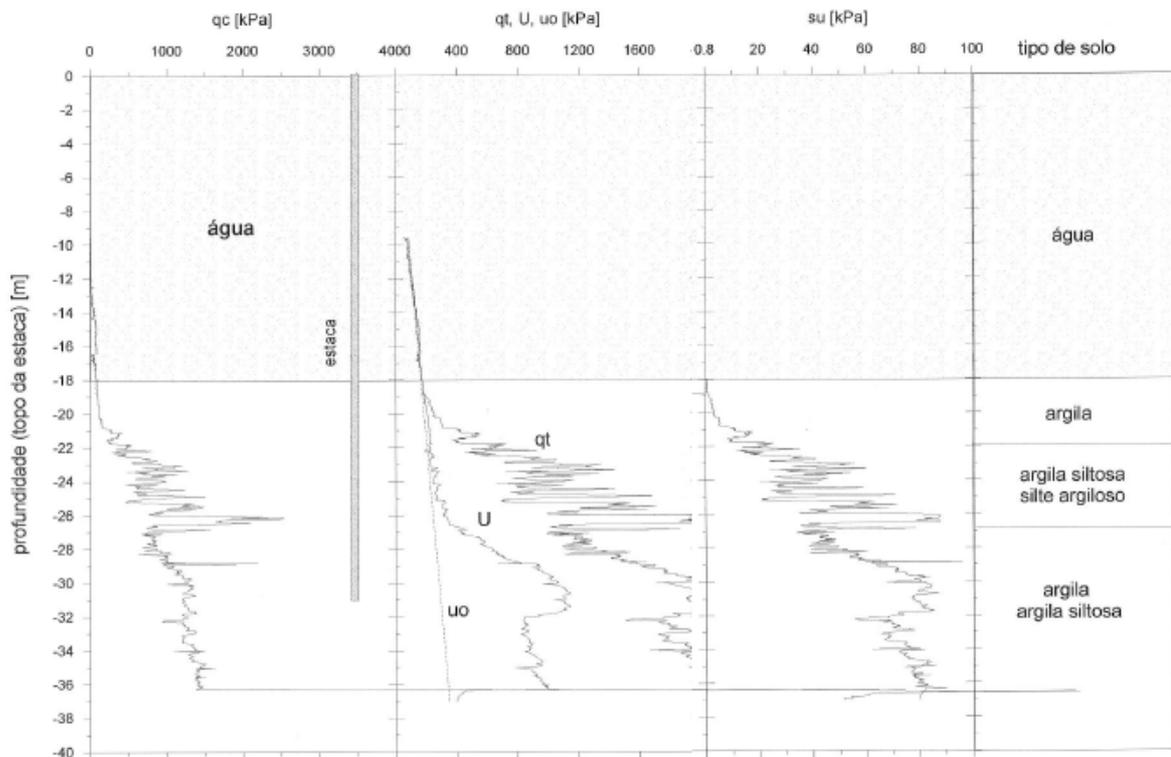


Figura 24: ensaio de piezocone na estaca 01 (UFRGS, 2001)

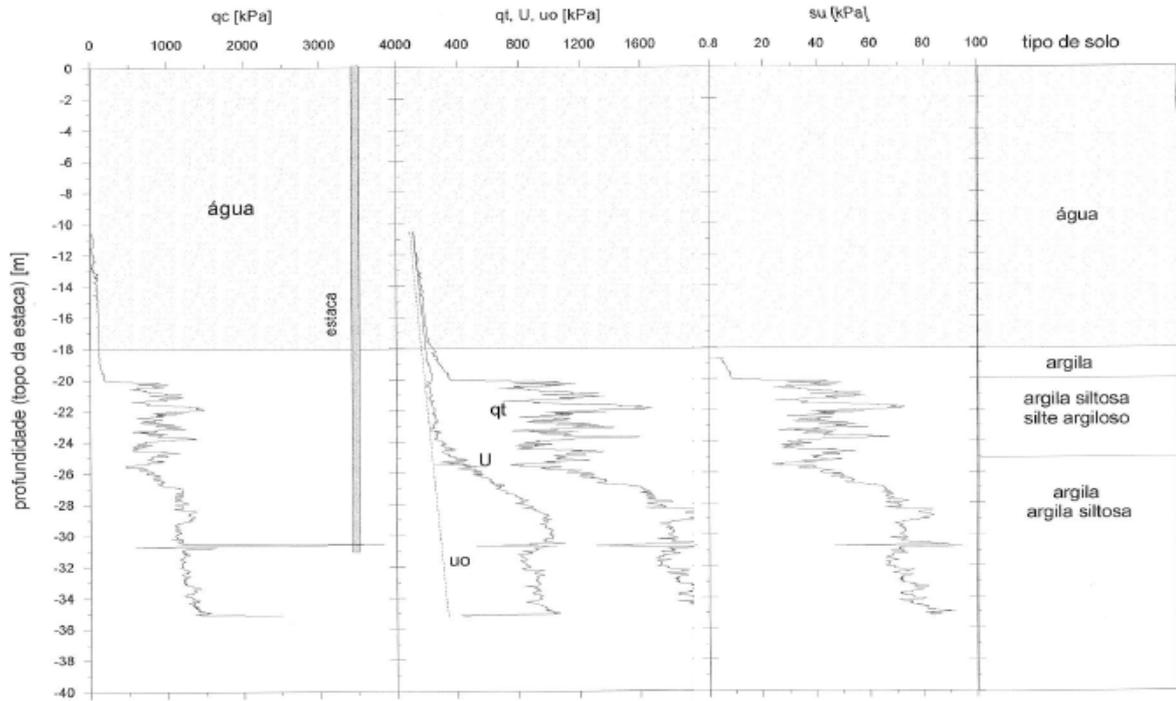


Figura 25: ensaio de piezocone na estaca 02 (UFRGS, 2001)

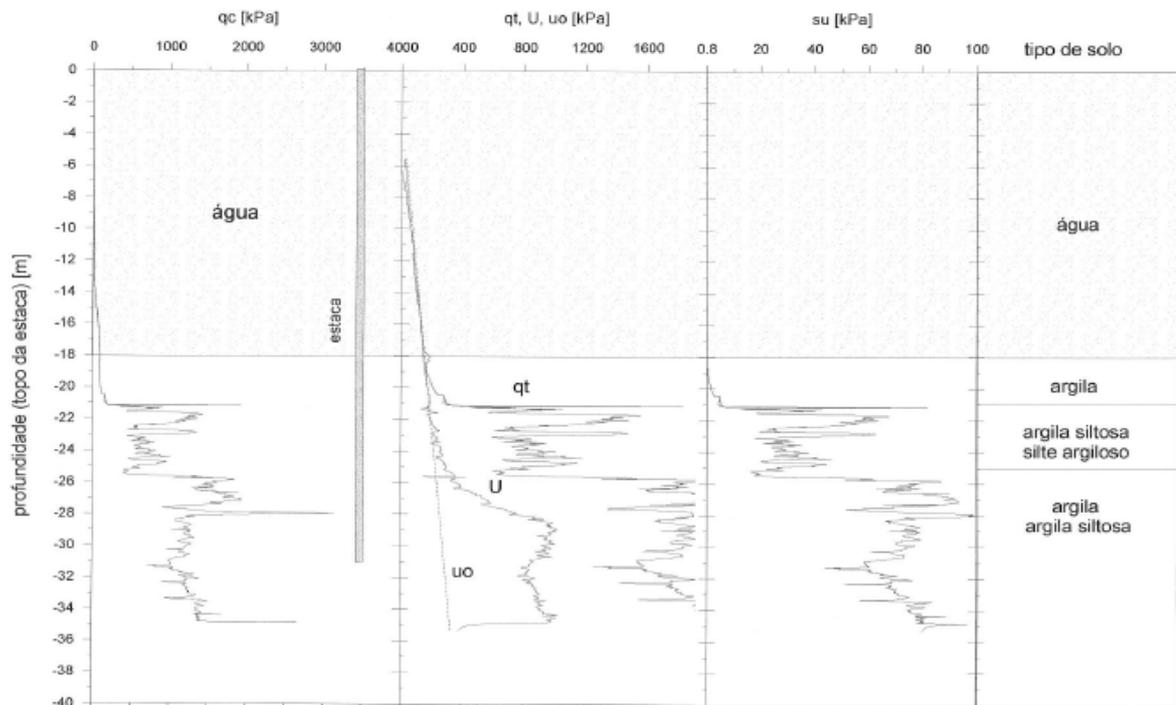


Figura 26: ensaio de piezocone na estaca 03 (UFRGS, 2001)

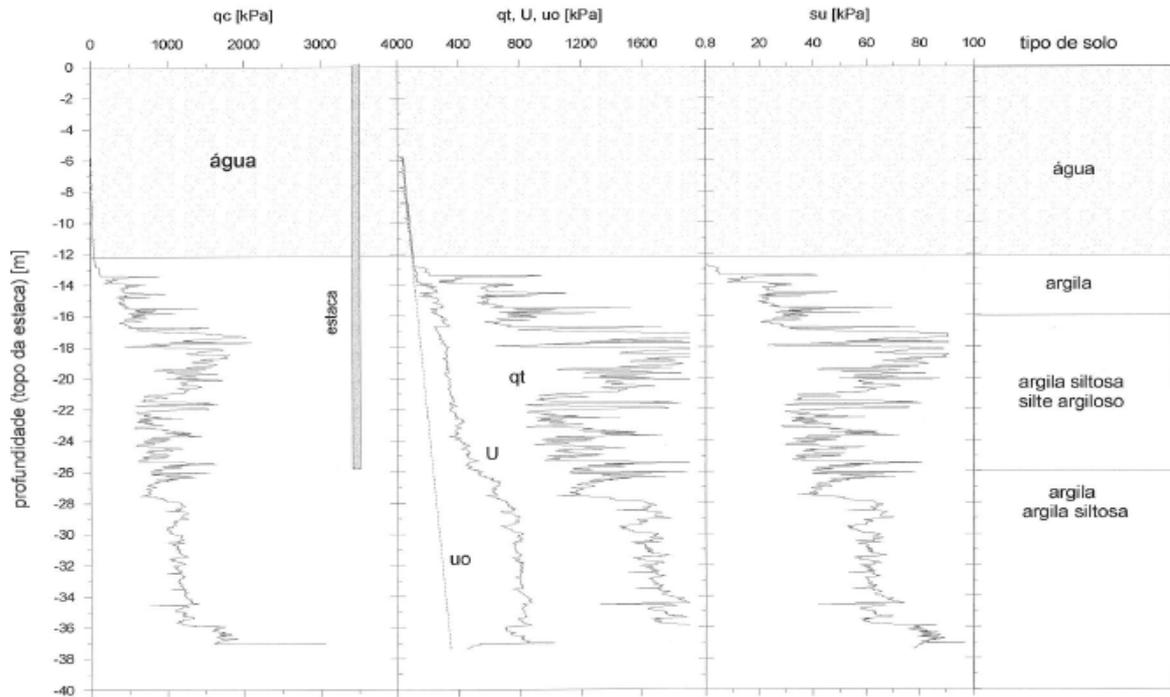


Figura 27: ensaio de piezocone na estaca 04 (UFRGS, 2001)

Novos ensaios de piezocone foram realizados em 2008 no eixo de ampliação dos molhes, sendo um perfil típico apresentado na Figura 28 para o eixo de ampliação do Molhe Leste. Os perfis estratigráficos das camadas do subsolo marinho dos Molhes Leste e Oeste estão apresentados na Figura 29. As profundidades indicadas nestas figuras são referenciadas ao nível local médio do mar medido por determinado período, em relação a uma superfície terrestre de referência. A partir dos ensaios de piezocone foi identificado no leito marinho um material de baixa resistência predominantemente siltoso, denominado vaza, com espessuras variáveis de 2 e 4 m. A vaza foi identificada nos ensaios de piezocone realizados em 2001, no entanto, não devidamente representada nos perfis. Subjacente a esta camada, foi encontrado um material mais resistente de características drenantes, como areia silto argilosa, com 3 a 5 m de espessura. Em seguida, foi identificada a camada de argila siltosa orgânica com aproximadamente 15 m de espessura, de baixa resistência. Por fim, foi encontrada a camada resistente formada de areia fina pouco argilosa muito compacta.

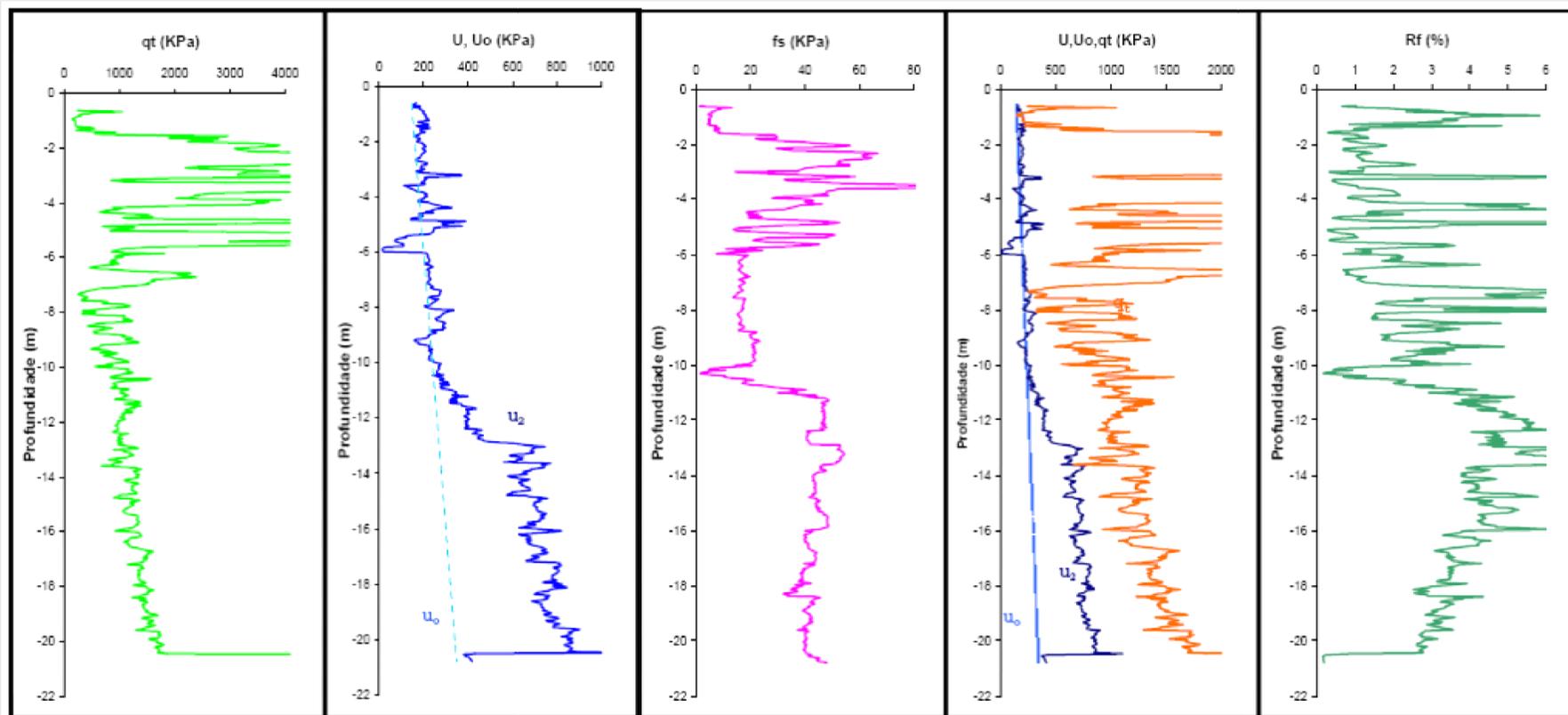


Figura 28: perfil do solo a partir do ensaio CPTU na Estaca 1 do Molhe Leste (GEOFORMA, 2008)

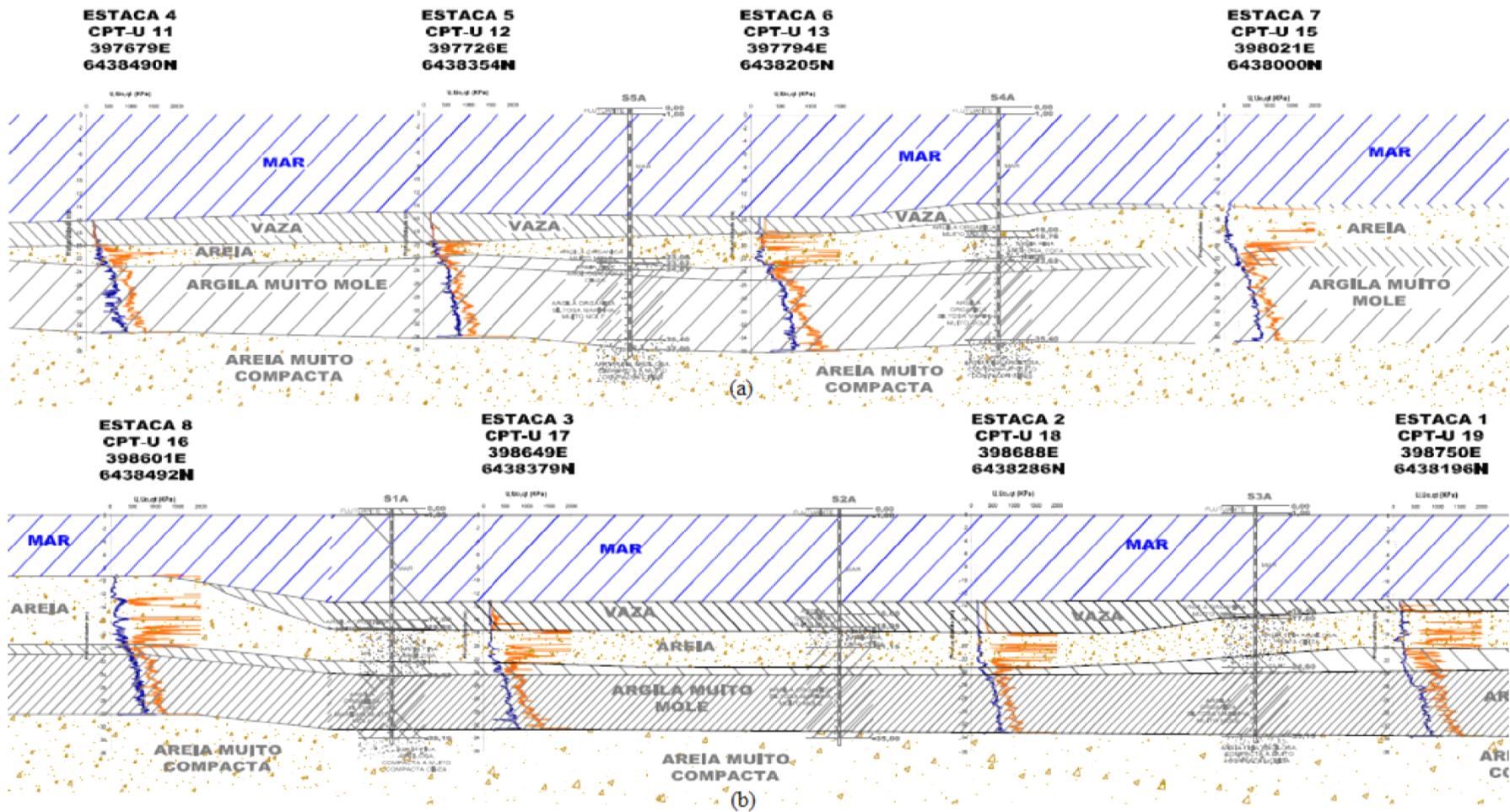


Figura 29: perfil geotécnico: (a) Molhe Oeste; (b) Molhe Leste (GEOFORMA, 2008)

4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

As amostras coletadas em 2001 foram analisadas pelo Laboratório de Geotecnia da Fundação Universidade Federal do Rio Grande - FURG. Foram coletadas 24 amostras indeformadas *shelby* em 5 furos, porém, alguns dos resultados foram desconsiderados nas análises por apresentar certo amolgamento. Duas amostras foram coletadas em 2007 e analisadas pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

No leito marinho foi identificado um material de baixa resistência predominantemente siltoso denominado vaza, seguido de uma camada de areia fina silto argilosa. Posteriormente a esta, foi encontrado uma espessa camada de argila siltosa orgânica com presença de conchas, com índice N_{SPT} de 2 a 4 e espessura de 15 m. Por fim, se encontra a camada resistente, formada por areia fina pouco argilosa muito compacta. As profundidades indicadas nos ensaios de caracterização são referenciadas ao nível local médio do mar medido por determinado período, em relação a uma superfície terrestre de referência.

A análise granulométrica foi realizada de acordo com as recomendações da norma NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984d). Na Figura 30 são apresentadas as distribuições granulométricas das amostras de solo da profundidade de 25 m, para o eixo de ampliação dos molhes, e da profundidade de 28,5 m, para a região próxima aos molhes antigos.

Na profundidade de 25 m, o solo é constituído em grande parte por fração areia (63,4 %) e silte (21,6 %), sendo que a fração argila encontrada foi da ordem de 15 %. Na profundidade de 28,5 m, o solo é constituído em sua grande parte por fração areia (23 %) e silte (43 %), sendo a fração de argila da ordem de 34 %.

A determinação da massa específica dos grãos foi realizada segundo a NBR 6508 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984b). O peso específico absoluto dos grãos determinado para argila siltosa foi em média $27,1 \text{ kN/m}^3$ e o peso específico natural foi em média $16,2 \text{ kN/m}^3$.

Os ensaios de Limites de Atterberg foram determinados segundo a NBR 6459 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984a) - Determinação do Limite de Liquidez e NBR 7180 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,

1984c) - Determinação do Limite de Plasticidade. A Figura 31 apresenta o perfil de umidades e os Limites de Atterberg, bem como a classificação a partir do gráfico de plasticidade de Casagrande.

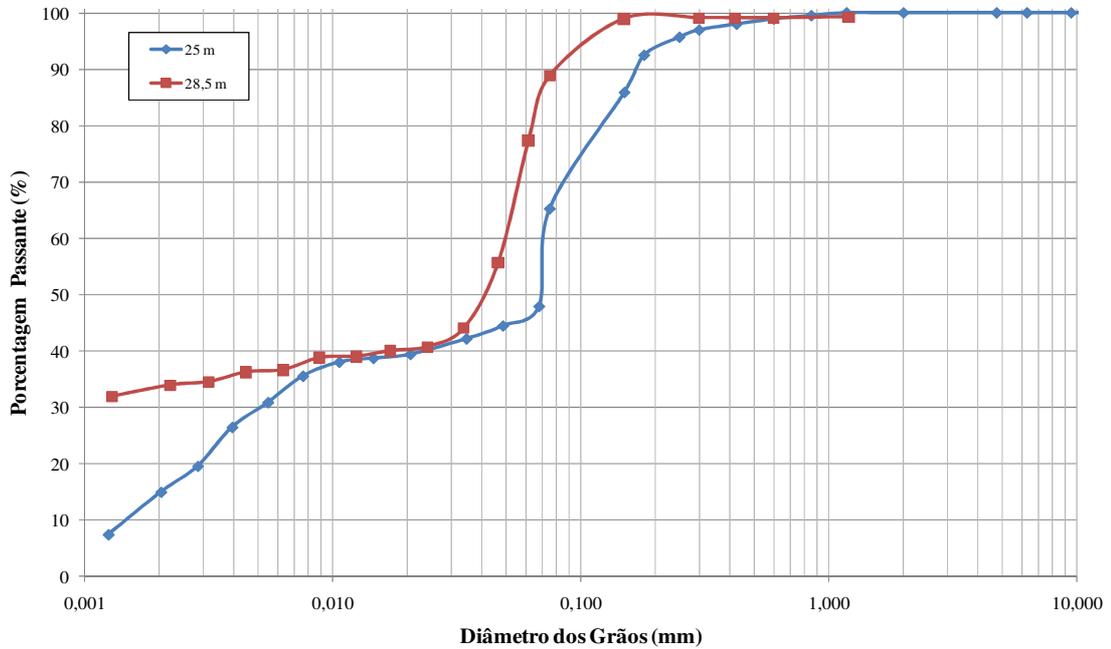


Figura 30: distribuição granulométrica nas amostras de 25 m e 28,5 m de profundidade (UFRGS, 2008, FURG, 2001)

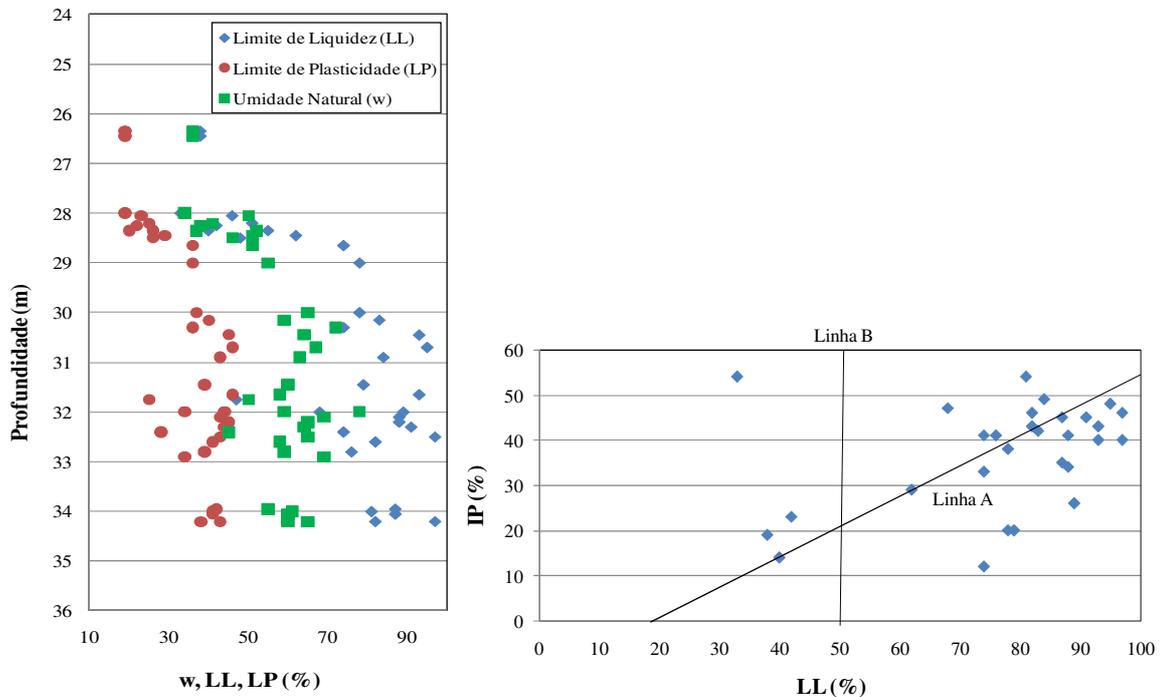


Figura 31: caracterização: (a) perfil de umidades e Limites de Atterberg; (b) gráfico de plasticidade de Casagrande (FURG, 2001 e UFRGS, 2008)

De um modo geral, observa-se uma ligeira tendência de aumento dos limites e umidade com a profundidade. Na média, a umidade natural (w) é de 60 %, o Limite de Liquidez (LL) é de 80 % e o Limite de Plasticidade (LP) é de 38 %, resultando em um Índice de Plasticidade (IP) médio de 42 % e Índice de Liquidez (IL) médio de 0,524.

Apesar da relativa dispersão, a maior parte das amostras pode ser classificada como argila siltosa de alta compressibilidade (CH) ou argila orgânica de alta compressibilidade (OH). Dias e Bastos (1994) apresentam, para um local próximo, valores de Limite de Liquidez na faixa de 41 a 90 %, Limite de Plasticidade de 20 a 38 % e umidade natural de 37,6 a 64 %, observando-se, deste modo, que os valores médios determinados nestes ensaios estão contemplados na faixa de valores regionais.

4.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os ensaios de adensamento foram realizados conforme a MB 3336 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990) – Ensaio de Adensamento Unidirecional. O ensaio determina as deformações volumétricas de amostras de solo sem deformações laterais, consistindo basicamente na aplicação de incrementos de carga em um corpo-de-prova confinado por um anel de aço e, no topo e na base, por pedras porosas, sendo medidas as deformações verticais. Os valores de índice de compressão (C_c , C_r), a relação de compressão $CR = C_c/(1+e_0)$, índice de recompressão (C_{cr}), tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a razão de pré-adensamento OCR (*over consolidation ratio*) são apresentados no Quadro 2. Devido ao amolgamento de algumas amostras nos ensaios de 2001, os valores apresentados são restritos às melhores amostras encontradas no furo 5, como representativas das características ao longo da profundidade. Na Figura 32 são apresentados os coeficientes de adensamento (C_v), obtidos por correlação nos ensaios de piezocone e determinados em laboratório segundo as metodologias de Casagrande e Taylor.

| Ensaio Oedométrico | | | | | | | |
|--------------------|-------|---------------|-------|----------|----------------------|----------------------|------|
| Profundidade (m) | C_c | $C_c/(1+e_0)$ | C_r | C_{cr} | σ'_{vm} (kPa) | σ'_{v0} (kPa) | OCR |
| 24,5 | 0,17 | 0,09 | 0,035 | 0,03 | 88 | 71,7 | 1,23 |
| 27,25 | 0,13 | 0,07 | 0,02 | 0,02 | 90 | 105,6 | 0,85 |
| 28,60 | 0,50 | 0,22 | 0,03 | 0,08 | 120 | 114 | 1,05 |
| 32,60 | 0,86 | 0,30 | 0,058 | 0,150 | 132 | 137 | 0,96 |

Quadro 2: resumo dos parâmetros de compressibilidade (FURG, 2001)

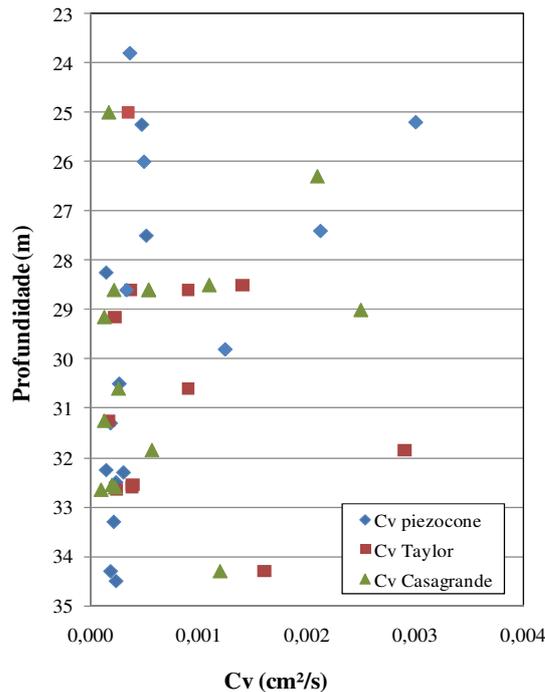


Figura 32: coeficientes de adensamento de laboratório e de campo (FURG, 2001 e UFRGS, 2008)

Os valores de OCR indicam que as argilas em questão variam de normalmente adensadas à levemente pré-adensadas. Os valores de C_c apresentados para a profundidade de 24,5 m a 32,6 m variam de 0,17 a 0,86, com valores de $C_c/(1+e_0)$ entre 0,09 e 0,30. Nas maiores profundidades os valores estão próximos aos valores apresentados por Dias e Bastos (1994) para as argilas do Superporto, que indicam valores de C_c entre 0,7 e 0,9, com $C_c/(1+e_0)$ entre 0,31 e 0,38, determinados para as profundidades de 28 a 40 m. Estes valores são apresentados na literatura como valores típicos de argilas normalmente adensadas por Schnaid (2000).

Os valores de C_v apresentados encontram-se em uma faixa que varia de $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ até $3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. A maior parte dos valores está dentro da faixa apresentada por Dias e Bastos (1994) para as argilas de Rio Grande, entre 1 a $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Comparando estes valores com a tabela de coeficiente de adensamento para argilas brasileiras apresentada por Schnaid (2000), sugere-se que estes valores são representativos de argilas classificadas como normalmente adensadas.

Este ensaio apresenta no geral valores característicos de argila normalmente adensada, deste modo, o Índice de Liquidez para argilas normalmente adensadas deveria ser próximo da unidade, no entanto, o valor obtido foi de 0,524.

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS

Foram realizados ensaios triaxiais do tipo CIU (consolidado isotropicamente, com cisalhamento não drenado) nas tensões confinantes de 100 e 300 kPa. A amostra utilizada foi coletada no furo 5 a 30,3 m profundidade, na região dos molhes antigos. Este ensaio representa o comportamento das argilas em situação de drenagem impedida, com a determinação da resistência e das relações tensão-deformação. Neste ensaio inicialmente aplica-se a tensão confinante (σ_c), provocando um acréscimo de poro-pressão (Δ_u) na amostra. Com a válvula de drenagem aberta, permitem-se a consolidação e a dissipação de Δ_u . Finalmente, após o fechamento das válvulas de drenagem, inicia-se a fase de cisalhamento com o incremento de deformação axial controlada, ocasionando aumento de tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$). Na Figura 33 são apresentados os resultados das curvas tensão desviatória por deformação axial. Posteriormente, na Figura 34 são apresentadas as curvas de variação de poro-pressão. Na Figura 35 é apresentado a trajetória de tensões para as tensões confinantes de 100 e 300 kPa, obtendo-se o ângulo de atrito (ϕ') igual a 20,1°.

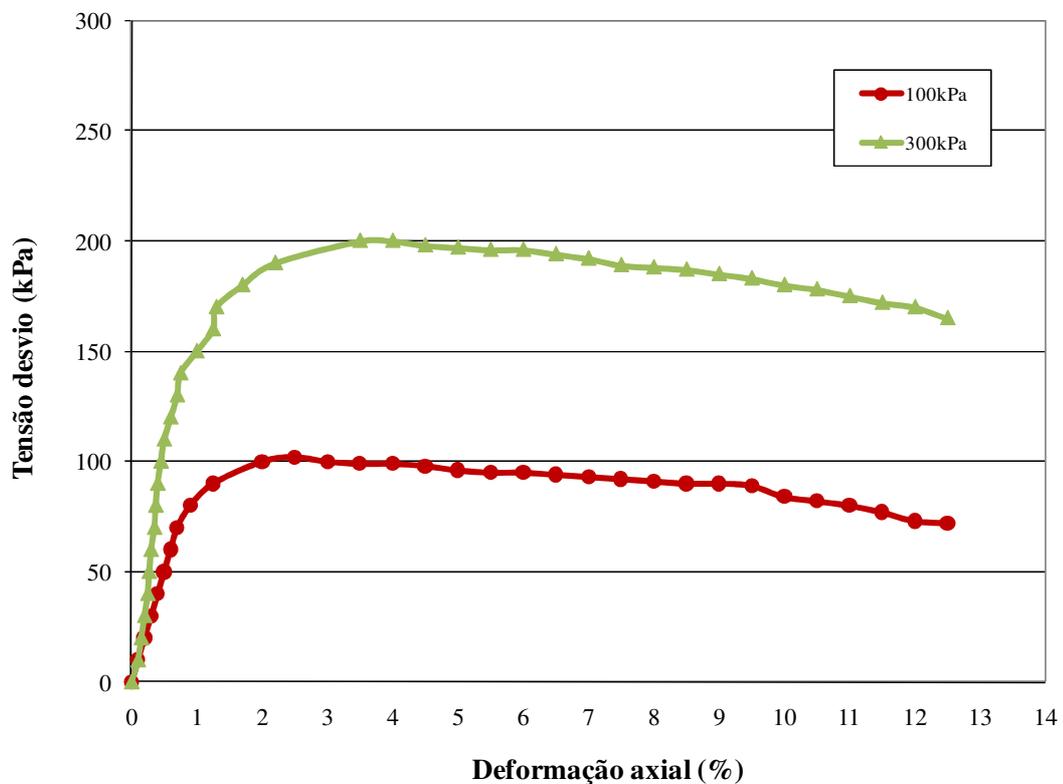


Figura 33: comportamento tensão desvio por deformação axial para amostra de 30,3 m, na tensão confinante de 100 e 300 kPa (FURG, 2001)

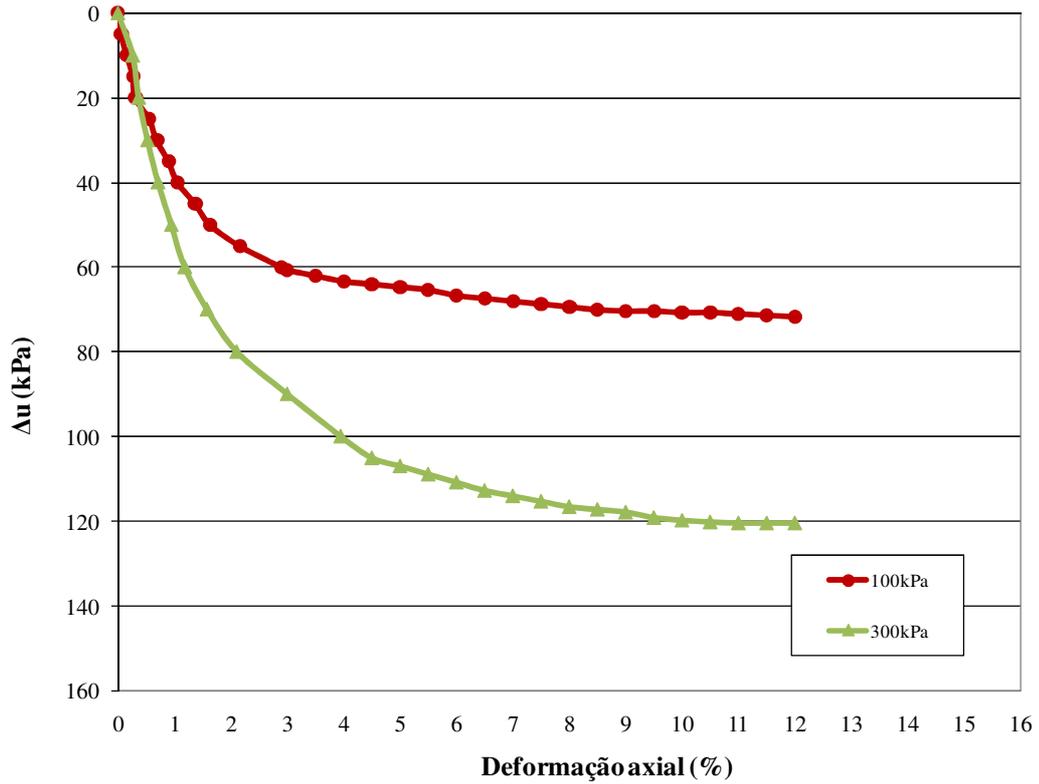


Figura 34: comportamento variação de poro-pressão relacionado à deformação axial para amostra de 30,3 m, na tensão confinante de 100 e 300 kPa (FURG, 2001)

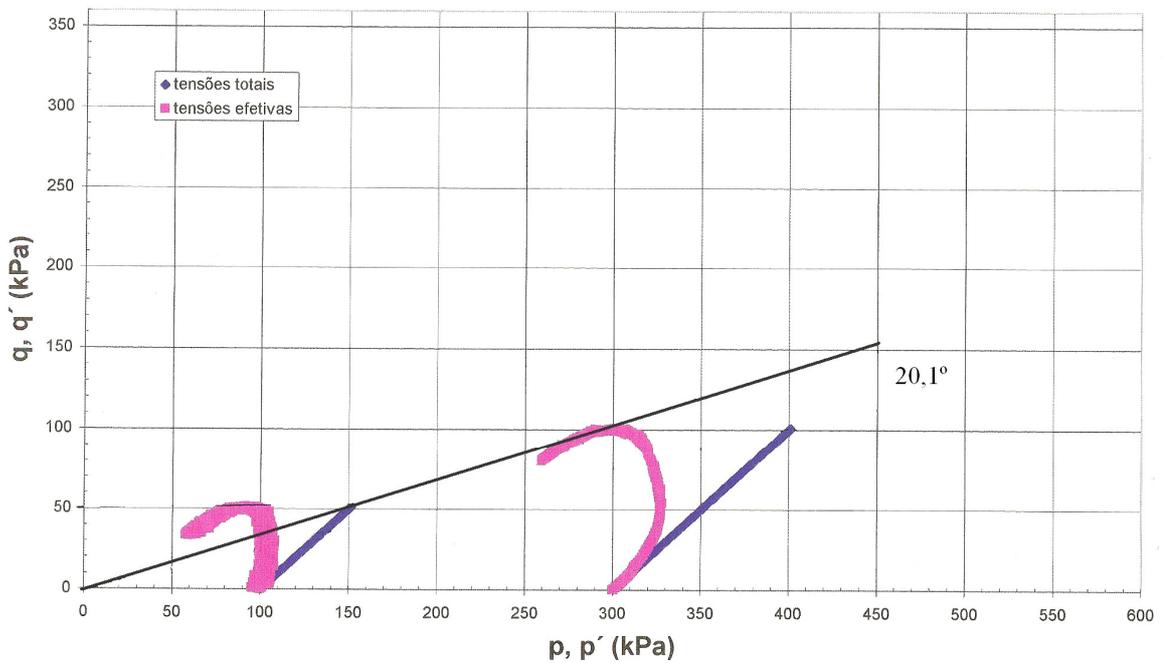


Figura 35: trajetórias para a amostra retirada a 30,3 m de profundidade, nas tensões confinantes de 100 e 300 kPa (FURG, 2001)

Em 2007, foram realizados novos ensaios triaxiais do tipo CIU, utilizando as amostras coletadas no eixo de ampliação dos molhes. Na Figura 36 são apresentados os resultados da curva tensão desvio por deformação axial da amostra a 25 m, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa. Posteriormente, na Figura 37 são apresentadas as curvas de variação de poro-pressão e na Figura 38 as trajetórias de tensão, obtendo-se ϕ' igual 26° . Na Figura 39 são apresentadas as curvas de tensão x deformação encontradas para os ensaios nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa na amostra de 29 m. Na Figura 40 são apresentadas as curvas de variação de poro-pressão para esta amostra. O material coletado com o tubo Shelby para esta profundidade não foi suficiente para realizar o ensaio sob uma tensão confinante igual a 50 kPa, pela dificuldade de obtenção de uma amostra indeformada. Na Figura 41 são apresentadas as trajetórias obtidas nos ensaios para as tensões confinantes de 100 e 200 kPa na amostra de 29 m, obtendo-se um ϕ' igual a $29,3^\circ$.

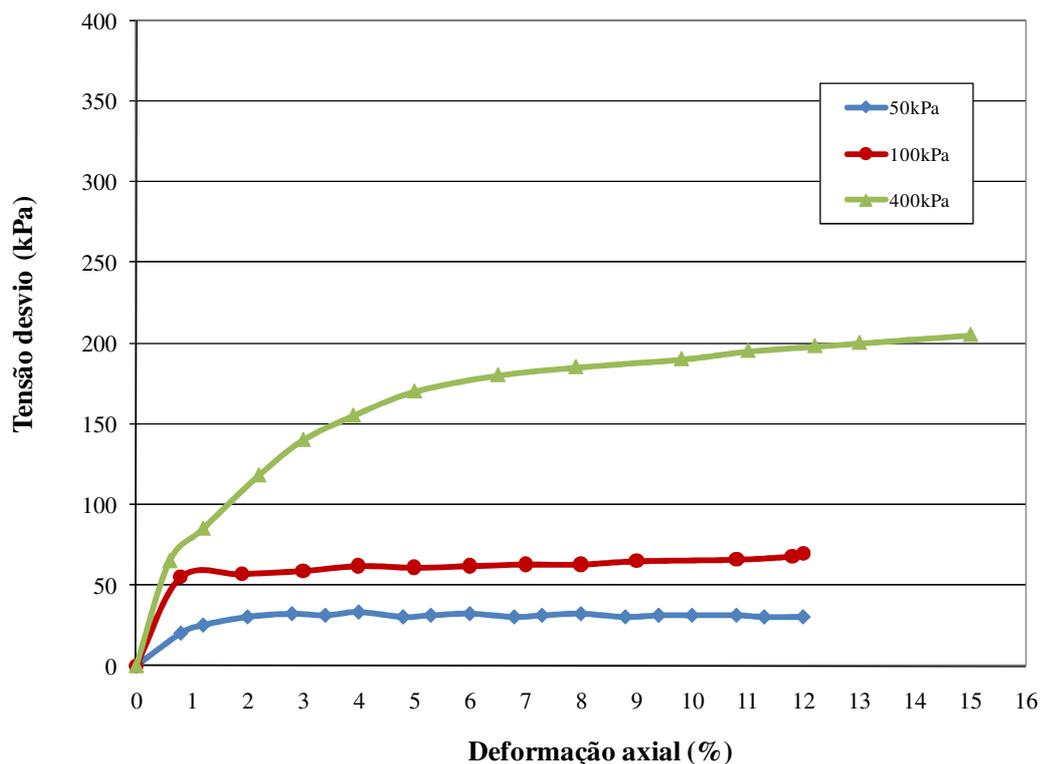


Figura 36: comportamento tensão desvio por deformação axial para a amostra retirada a 25 m de profundidade, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa (UFRGS, 2008)

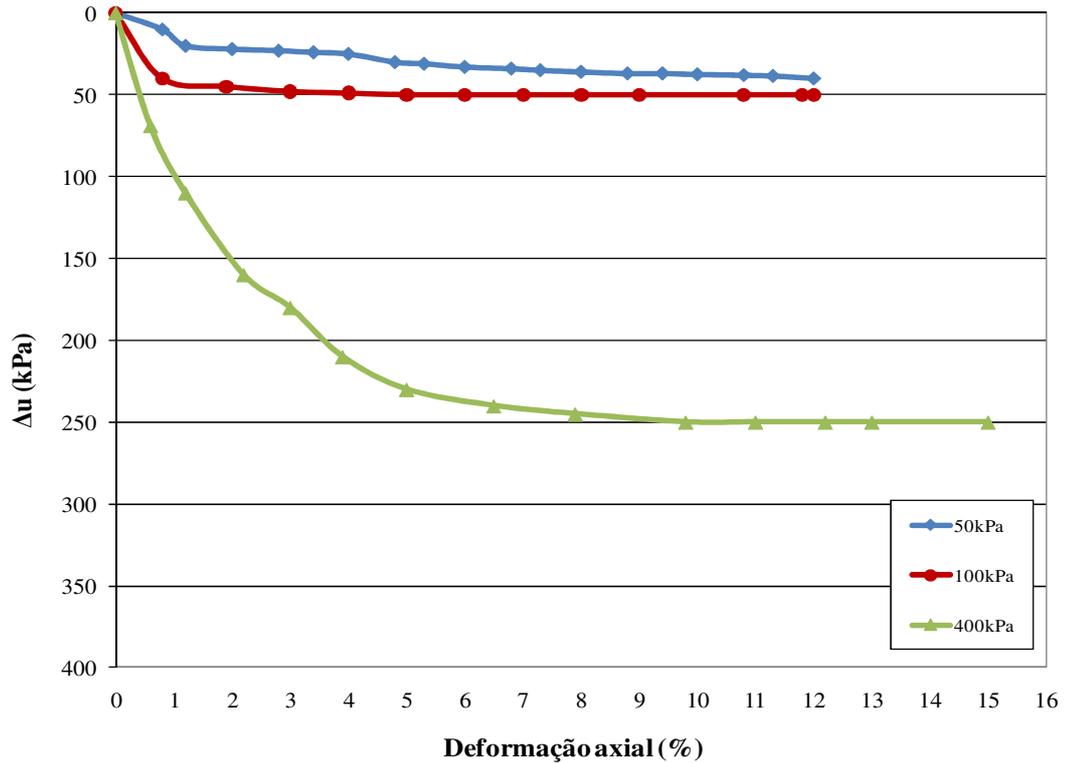


Figura 37: comportamento variação de poro-pressão relacionado à deformação axial para a amostra retirada a 25 m de profundidade, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa (UFRGS, 2008)

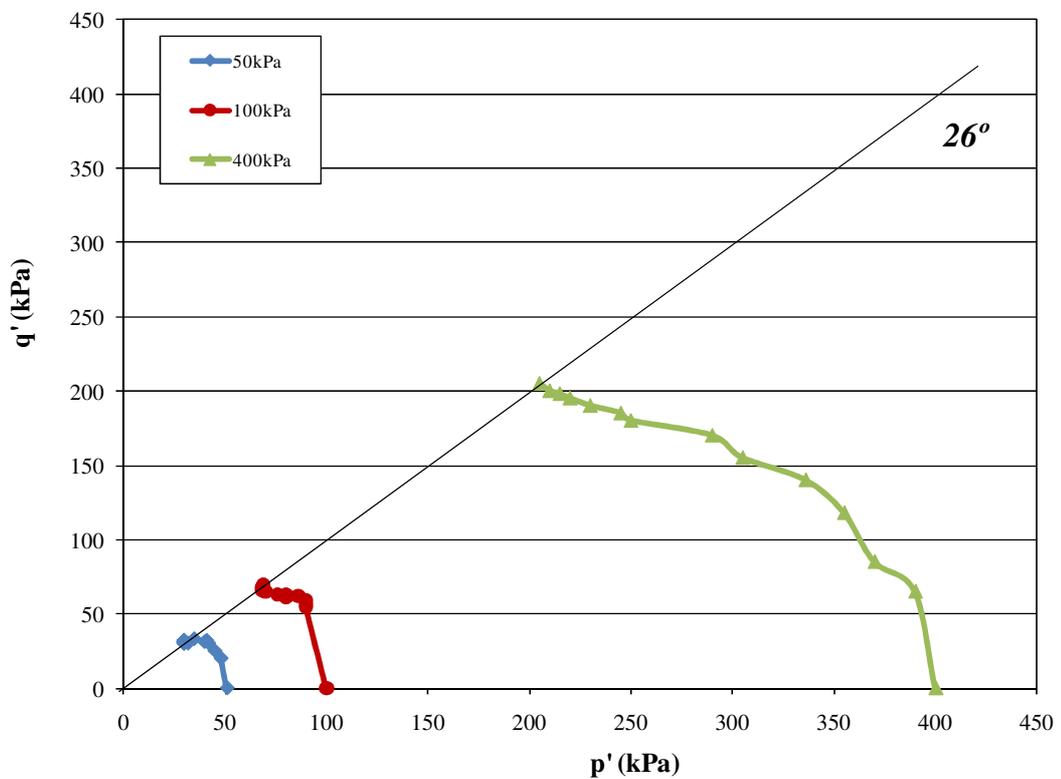


Figura 38: trajetórias para a amostra retirada a 25 m de profundidade, nas tensões confinantes de 50, 100 e 400 kPa (UFRGS, 2008)

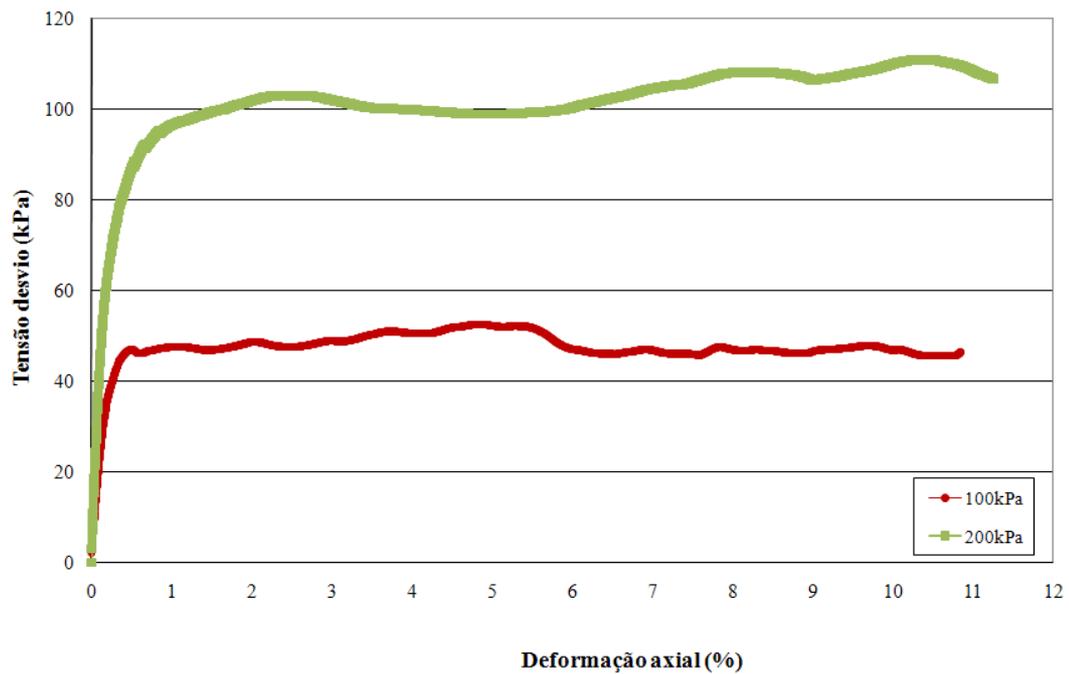


Figura 39: comportamento tensão desvio relacionada a deformação axial para a amostra de 29 m, nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa (UFRGS, 2008)

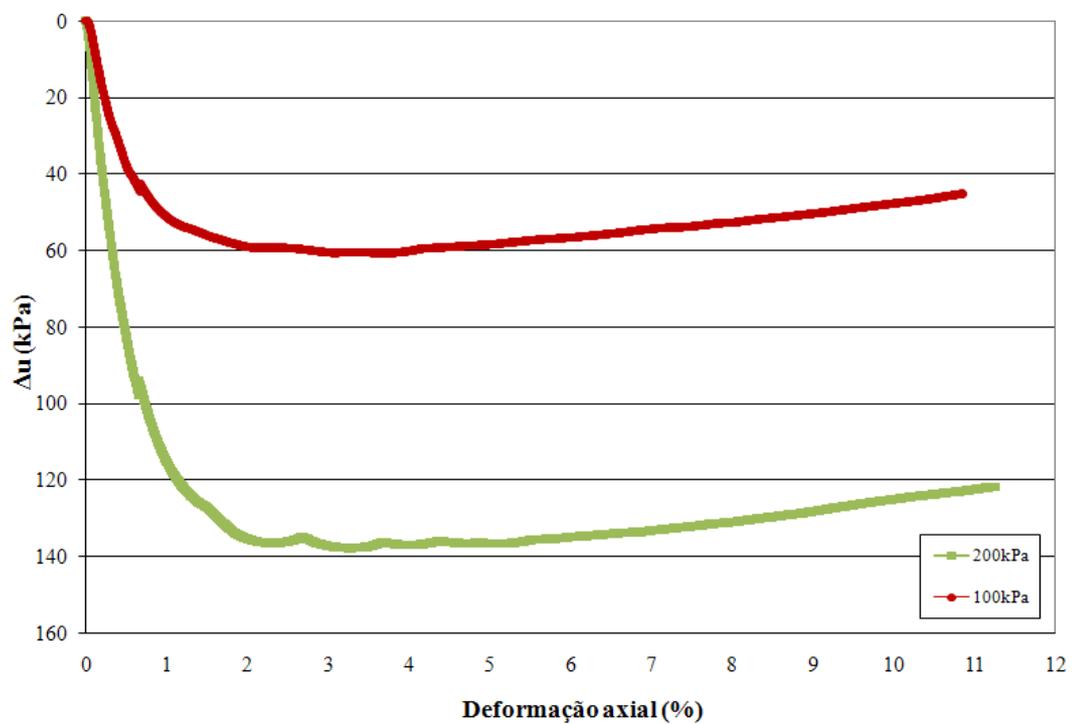


Figura 40: comportamento tensão e variação de poro-pressão. Deformação axial para a amostra retirada a 29 m de profundidade, nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa (UFRGS, 2008)

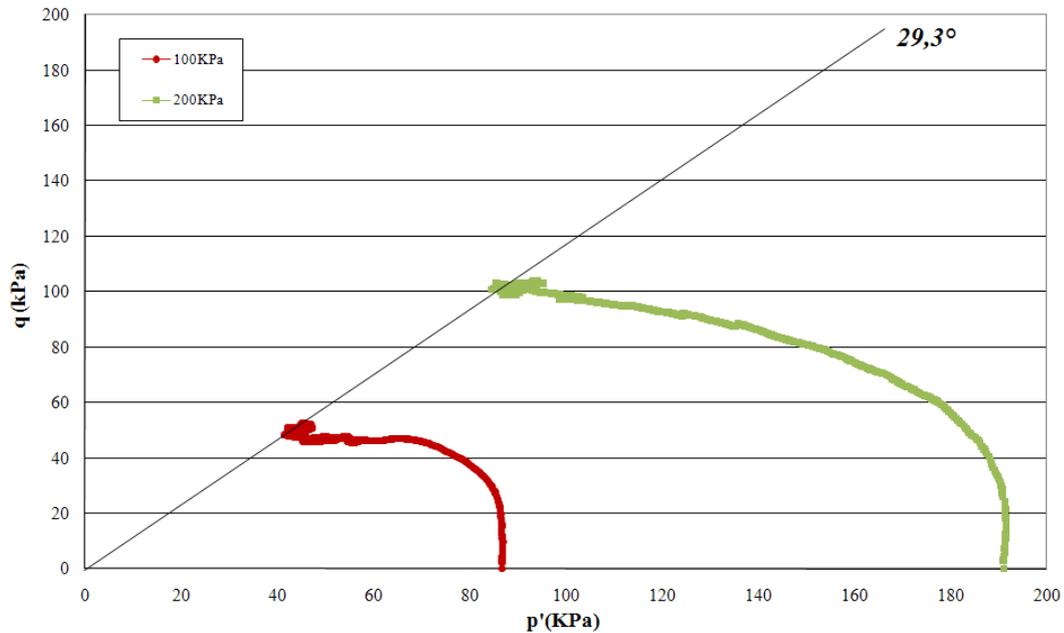


Figura 41: trajetórias para a amostra retirada a 29 m de profundidade nas tensões confinantes de 100 e 200 kPa (UFRGS, 2008)

Um resumo dos valores de ϕ' encontrados para as amostras de 25, 29 e 30,3 m são apresentados no Quadro 3. Estes valores estão contidos na faixa de variação dos ângulos de atrito efetivo de argilas brasileiras reunidos da literatura por Schnaid (2000), com valores típicos de argilas moles, e na faixa de valores apresentados por Dias e Bastos (1994) para as argilas de Rio Grande, com ϕ' de 23 a 29°. Exceção é feita ao valor medido na campanha de 2001, cujo resultado pode refletir amolgamento da amostra decorrente do processo de amostragem.

| Ensaio Triaxial CIU | |
|---------------------|---------|
| Profundidade (m) | ϕ' |
| 25,00 | 26° |
| 29,00 | 29,3° |
| 30,30 | 20,1° |

Quadro 3: resumo dos valores de ângulo de atrito obtidos nos ensaios

Em 2001 foram realizados ensaios triaxiais do tipo UU (não adensado e não drenado), utilizando amostras coletadas na região dos molhes antigos. Neste ensaio, primeiramente aplica-se a tensão confinante (σ_c), provocando um acréscimo de poro-pressão Δ_u na amostra. Como a drenagem é impedida, não ocorre a consolidação e a dissipação da poro-pressão. Posteriormente, inicia-se a fase de cisalhamento com o incremento de deformação axial

controlada, ocasionando aumento de tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$), obtendo-se a resistência não-drenada (S_u) do material. Os valores de S_u determinados para as amostras coletadas no furo 5, são apresentadas nas Figura 42, expresso como razão entre S_u e a tensão efetiva vertical *in situ* (σ'_{v0}) ao longo da profundidade. Para depósitos de argila normalmente adensada a razão S_u/σ'_{v0} é da ordem de 0,25. Valores inferiores a 0,25 correspondem a solos em adensamento ou amostras amolgadas e valores superiores a 0,25 indicam solos pré-adensados. Os valores encontrados situam-se entre o estado normalmente adensado e levemente pré-adensado, mais próximo à superfície.

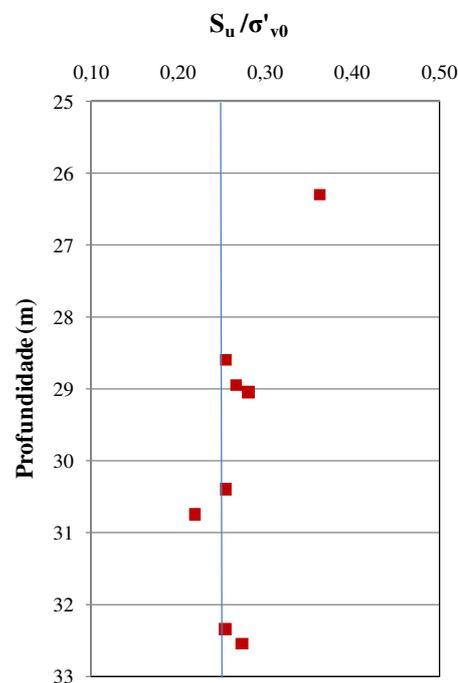


Figura 42: razão S_u/σ'_{v0} obtida no ensaio UU - profundidade relativa ao nível local médio do mar (FURG, 2001)

Destaca-se que as outras amostras resultaram em valores de razão S_u/σ'_{v0} sistematicamente inferiores a 0,20. Estes valores foram atribuídos ao amolgamento das amostras e, por este motivo, foram descartados nesta interpretação.

4.5 ENSAIO DE PALHETA

O ensaio de palheta (*Vane Test*) visa determinar a resistência não-drenada (S_u) por meio de uma palheta de seção cruciforme inserida no solo, que é submetida a um torque capaz de cisalhá-lo por rotação, conforme MB 3122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 1989) – Ensaio de palheta *in situ*. A Figura 43 mostra os valores de S_u ao longo da profundidade, determinados a partir do ensaio de palheta, ensaio UU e piezocone da estaca 2 (2008), a título de comparação. Para determinação do valor de S_u a partir do ensaio de piezocone, o valor utilizado de N_{kt} foi igual a 12, obtido a partir do ensaio de palheta. Os ensaios UU, palheta e piezocone forneceram valores de S_u que se encontram dentro da mesma dispersão, variando entre 20 e 50 kPa.

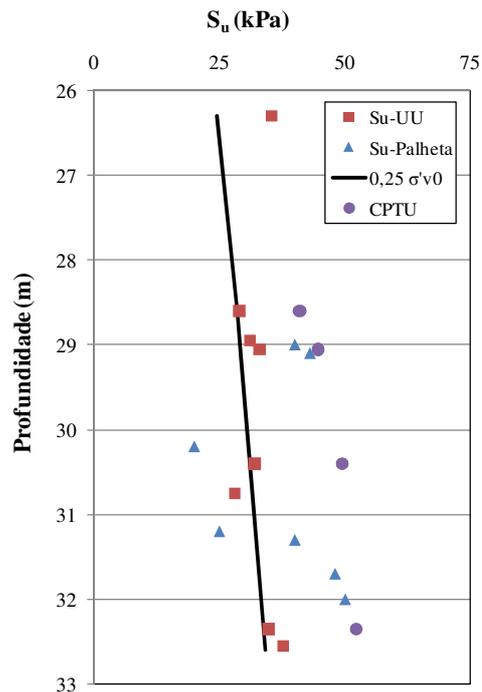


Figura 43: resistência não-drenada dos Ensaio de palheta, UU (FURG, 2001) e Piezocone (UFRGS, 2008) - profundidade relativa ao nível local médio do mar

5 MONITORAMENTO DO SOLO

O acompanhamento da interação molhes-subsolo durante o período construtivo através da instrumentação geotécnica, mediante acréscimo de carga do lançamento do enrocamento, permite avaliar o coeficiente de segurança do projeto, possibilitando interferir na obra em caso de riscos de instabilização. Um importante benefício do monitoramento do subsolo citado por Dunnycliff (1988), diz respeito à redução de custos, em que o uso do método observacional diminui a necessidade de projetos excessivamente conservadores. Neste cenário, discute-se a instrumentação da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande, considerando que a correta interpretação dos dados pode garantir a segurança da obra durante sua construção e também ao longo de sua vida útil.

5.1 ESTAÇÕES INSTRUMENTADAS

No caso em questão, a instalação da instrumentação geotécnica foi dificultada pelas condições de acesso ao subsolo marinho. Houve a necessidade de desenvolver tecnologias que permitissem a instalação da instrumentação e, posteriormente, possibilitasse realizar a coleta de dados. Para este fim, foram desenvolvidas plataformas de acesso ao subsolo marinho. As plataformas são formadas por uma base de concreto, uma estrutura metálica tubular de 800 mm de diâmetro e em seu topo, por plataformas fixas de trabalho, onde todo o processo de perfuração e instalação foi realizado. O desenho esquemático da plataforma é mostrado na Figura 44.

O plano de monitoramento do solo foi elaborado pelos consultores geotécnicos da obra e apresentou a implantação de sete plataformas instrumentadas, denominadas estações de monitoramento. Ao todo são quatro estações ao lado do Molhe Oeste (MO01, MO02, MO03 e MO04) e três ao lado do Molhe Leste (ML01, ML02 e ML03). A instalação das plataformas teve início no segundo semestre de 2009. A Figura 45 apresenta uma foto aérea geral dos molhes e das estações de monitoramento.

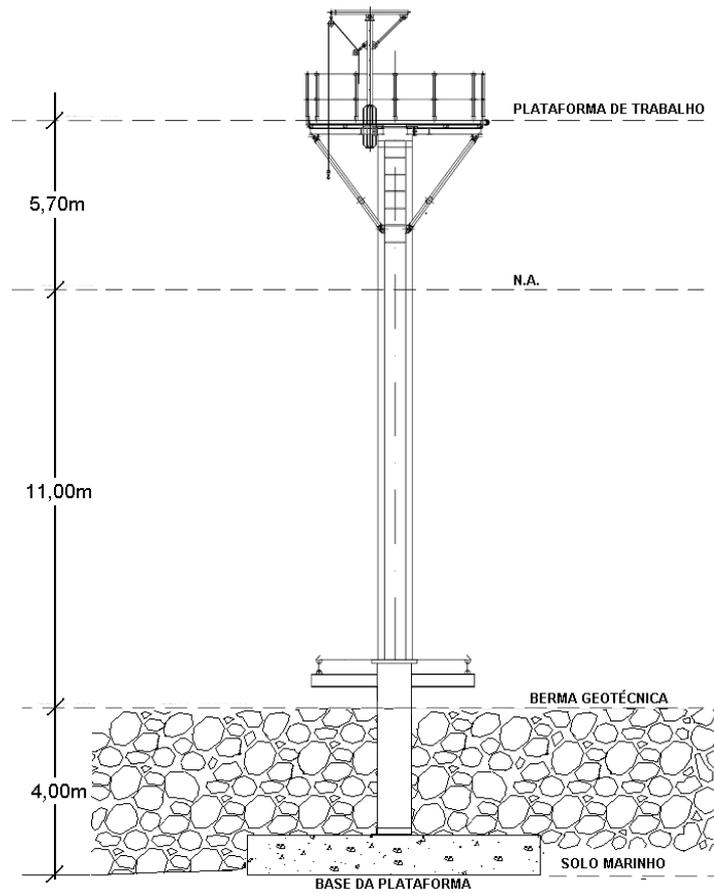


Figura 44: estação de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)



Figura 45: foto aérea com a visão geral das estações de monitoramento (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

As plataformas MO01 e MO02 foram montadas em terra e, posteriormente, transportadas até o pé da berma geotécnica. Nas demais plataformas, a base de concreto foi colocada sobre o leito marinho antes de ser lançada a berma geotécnica e, posteriormente, a estrutura tubular foi fixada à base. Para isto, as plataformas foram verticalizadas por mergulhadores com o auxílio de bóias de flutuação, conforme mostrado, em seqüência, na Figura 46.

Foram enfrentadas dificuldades na verticalização das estruturas, que só puderam ser instaladas em condições extremamente favoráveis de vento, ondas e principalmente de correntes, viabilizadas em janelas de tempo muito raras e curtas. Uma das dificuldades superadas no processo de verticalização foi a conexão do flange da estrutura tubular superior no flange da base submersa, que exigiu a manutenção da verticalidade da estrutura e sua fixação com parafusos em profundidades superiores a 10 m. Além disso, esta operação foi executada em condições de nenhuma visibilidade devido à turbidez da água, causada pela vaza e material orgânico em suspensão.

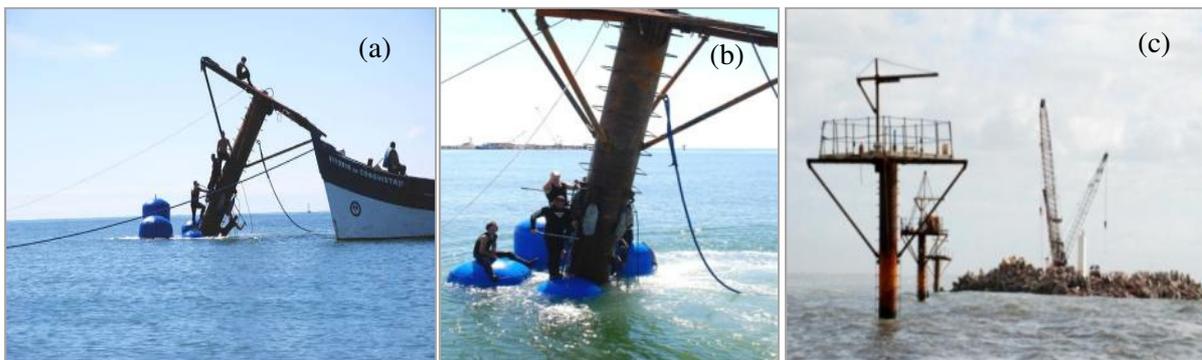


Figura 46: seqüência de verticalização da plataforma: (a) Posicionamento e início da verticalização; (b) encaixe na base; (c) plataformas já verticalizadas (CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2009)

5.2 INSTRUMENTAÇÃO

Praticamente todos os autores nacionais e internacionais, incluindo Ladd (1991) recomendam que a estabilidade de aterros sobre solos moles seja monitorada por medidas de deformação lateral através de inclinômetros, enquanto que o adensamento deve ser medido através de extensômetros verticais, placas de recalque e medidas de poro-pressão. Seguindo esta recomendação, a instrumentação utilizada no monitoramento da obra dos molhes foi composta por inclinômetros fixos e do tipo torpedo, extensômetros magnéticos verticais e piezômetros.

O posicionamento de cada estação de monitoramento junto aos molhes, bem como a distribuição dos equipamentos e a sequência de instalação em cada plataforma foram determinados pelos projetistas e consultores da obra. Os equipamentos foram instalados em posições adjacentes na plataforma, conforme ilustra a Figura 47, na qual também pode ser vista a sequência de instalação. A localização em planta das estações de monitoramento e a distribuição dos instrumentos são mostradas na Figura 48.

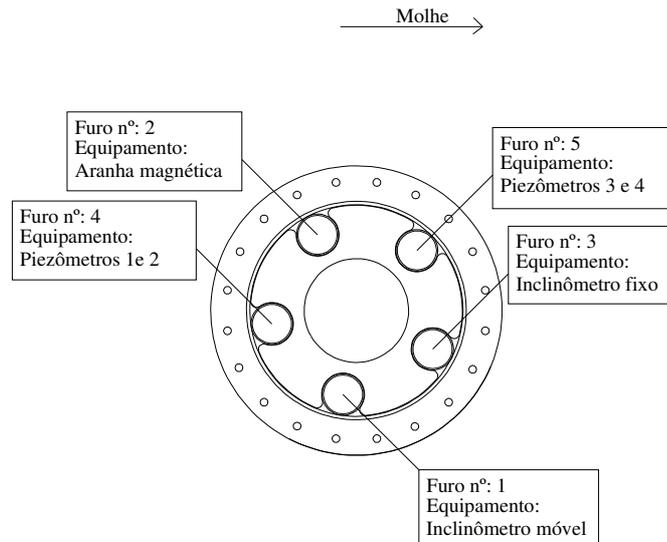


Figura 47: vista em planta da estrutura metálica tubular com o posicionamento dos equipamentos em uma estação de monitoramento

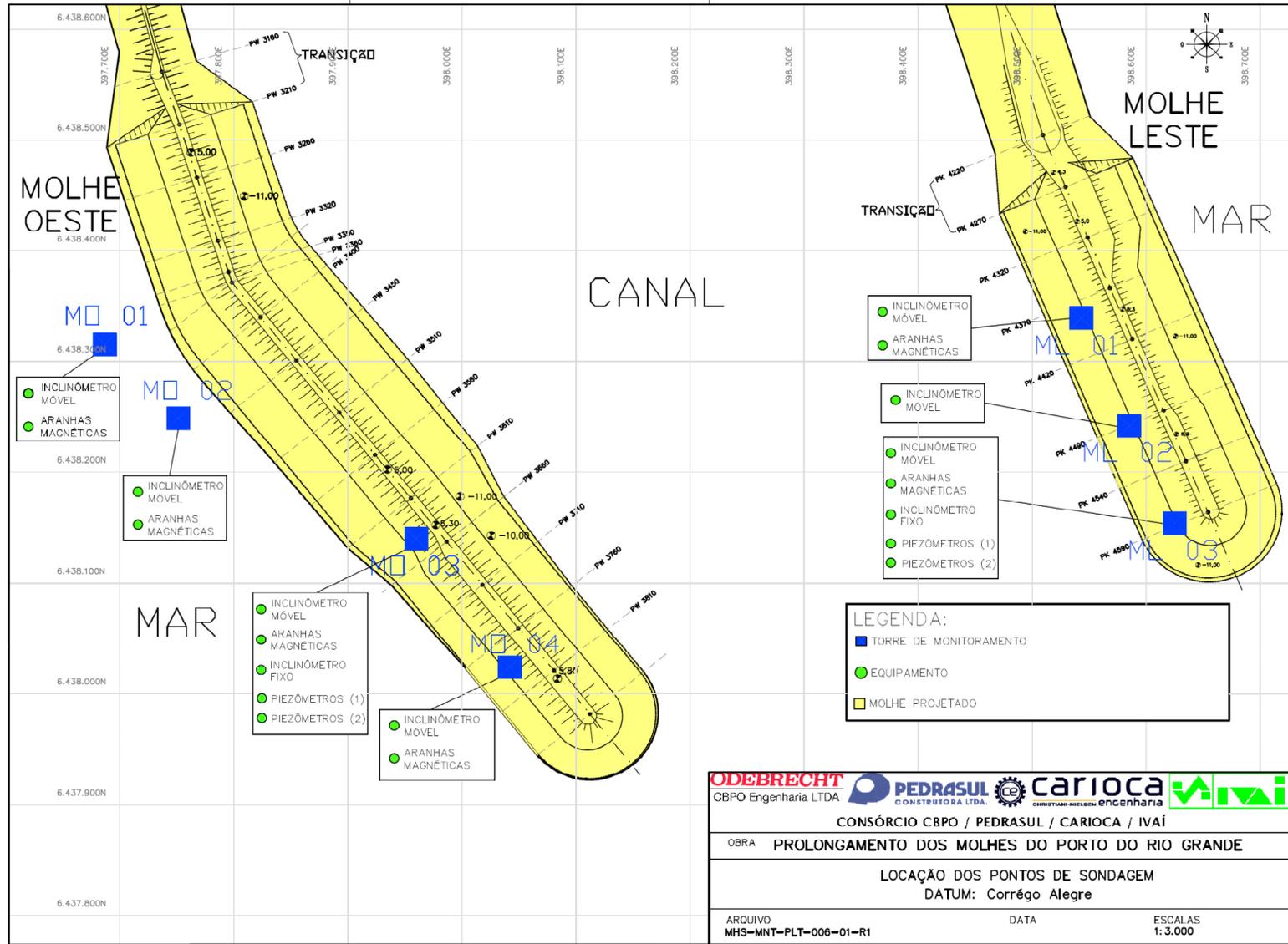


Figura 48: planta baixa dos molhes com posicionamento das estações e distribuição dos instrumentos de monitoramento (CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ, 2010)

5.2.1 Inclínômetro do Tipo Torpedo

O inclinômetro do tipo torpedo é um dos equipamentos mais utilizados na instrumentação de aterros sobre solos moles. Dunnycliff (1988) definiu os inclinômetros como dispositivos de acompanhamento de deformação normal ao eixo de um tubo guia, por meio de um torpedo que se desloca ao longo deste. O torpedo contém um transdutor designado para medir inclinação com relação à vertical, conforme a Figura 49. O instrumento mede deslocamentos horizontais e distorções angulares do solo ao longo da profundidade, permitindo localizar uma possível superfície de ruptura e a direção e sentido dos movimentos, conforme os eixos “A” e “B”, mostrados na Figura 50. Na obra em estudo, foi instalado um inclinômetro em cada estação de monitoramento. A Figura 51 mostra um inclinômetro e a realização de uma leitura sobre uma plataforma de monitoramento.

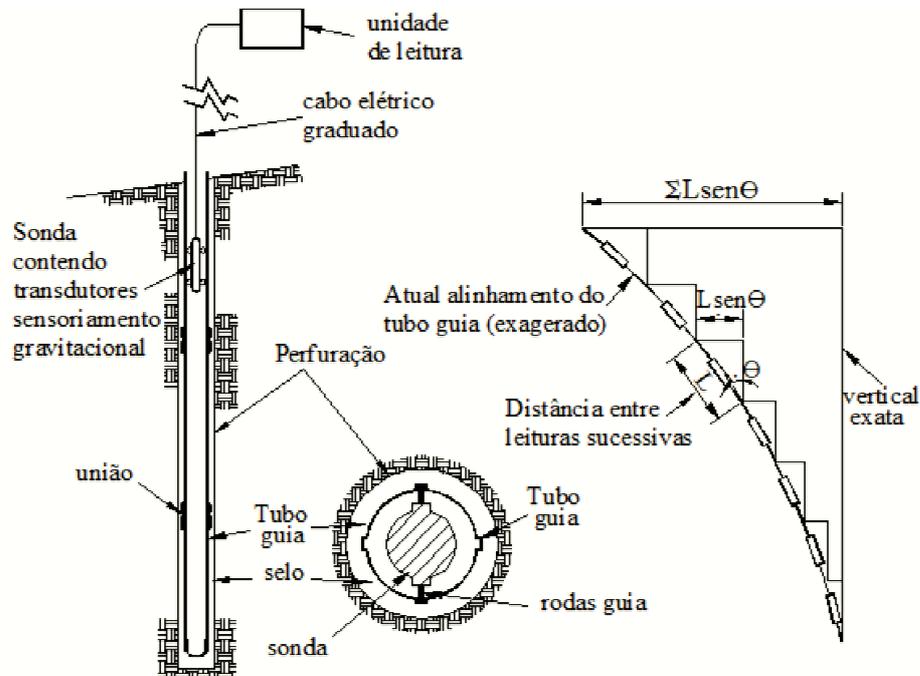


Figura 49: princípio de funcionamento do inclinômetro (DUNNICLIFF, 1988)

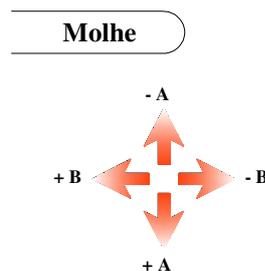


Figura 50: posicionamentos dos eixos medidos pelo inclinômetro em relação ao molhe



Figura 51: inclinômetro: (a) torpedo e tubo de acesso; (b) leitura sobre a plataforma

É importante mencionar que, quando as condições marítimas eram adversas e havia dificuldade de acesso dos técnicos às plataformas, as leituras eram realizadas pelos mergulhadores. Houve situações em que o acesso de bote inflável às plataformas era impedido pelas fortes ondas. Nestes casos, os mergulhadores nadavam até as plataformas, levando os equipamentos em bolsas vedadas.

Durante a construção dos molhes, as estações de monitoramento ML01, ML02 e MO04 tombaram devido às condições marítimas adversas, deixando submersos os tubos de acesso do inclinômetro. Como a obra não poderia ficar sem o acompanhamento dos deslocamentos horizontais destas estações, a alternativa adotada foi a realização das leituras de forma submersa. Uma equipe foi mobilizada para executar essa função, para a qual foi necessário um técnico para aquisição dos dados com a caixa de leitura, um mergulhador para descer ao leito marinho e outros dois mergulhadores, a fim de auxiliar com o oxigênio e cuidar da comunicação por rádio. A comunicação por rádio permitiu ao mergulhador submerso informar quando chegava à profundidade de leitura, e ao técnico que recebia as leituras informar quando estas já estavam registradas, dando sequência à leitura em uma nova profundidade. A Figura 52 mostra o mergulhador se preparando para descer ao leito marinho e o técnico recebendo as leituras, sobre o bote inflável.

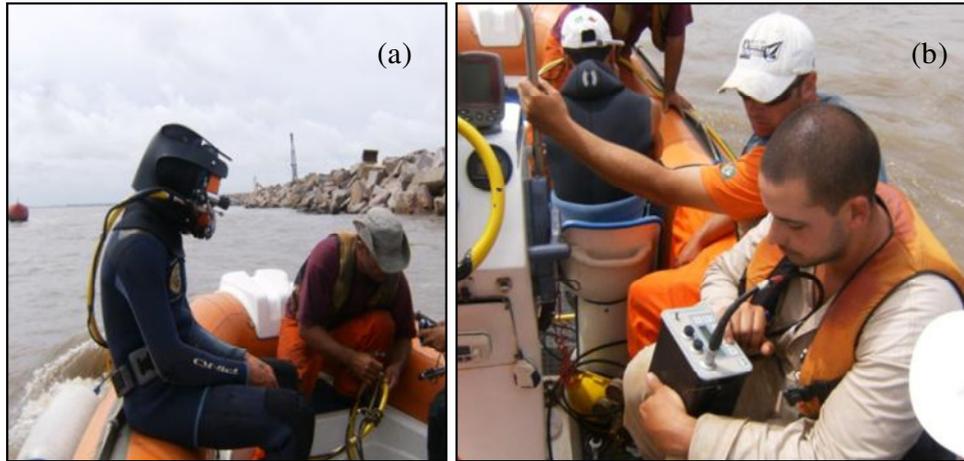


Figura 52: leitura submersa: (a) preparo dos equipamentos e do mergulhador; (b) coleta dos dados

Os dados são fornecidos em ângulos pelos inclinômetros e transformados em deslocamentos e distorções. Os deslocamentos horizontais são obtidos através da Equação 8:

$$\delta_h = \sum L_r \sin\theta \quad (\text{Equação 8})$$

onde:

δ_h = Deslocamento horizontal;

L_r = Distância entre rodas do inclinômetro (0,5 m);

θ = Ângulo de inclinação.

5.2.2 Inclinômetro Fixo

O inclinômetro fixo é definido por Hanna (1985) como uma sequência de sensores de inclinação uniaxial ou biaxial, ligados por uma haste articulada e suspensos por tubo guia em um furo. Da mesma forma que o inclinômetro do tipo torpedo, este instrumento mede o deslocamento horizontal do solo, porém de forma permanente em um só eixo, em pontos pré-estabelecidos como de maior movimentação ao longo da profundidade.

Na obra em estudo, foi usado o inclinômetro fixo que tem seu princípio de funcionamento envolvendo um sensor de corda vibrante, que detecta as mudanças de força causadas pela rotação do centro de gravidade da massa. Foram instalados dois conjuntos de inclinômetros fixos, sendo um conjunto instalado no Molhe Leste na Estação ML03 e outro no Molhe Oeste

na Estação MO03. Cada conjunto foi composto por cinco sensores de inclinação, conectados por uma haste articulada de aço inoxidável. O cálculo de deslocamento do inclinômetro fixo é realizado de maneira similar ao do inclinômetro do tipo torpedo. A Figura 53 apresenta parte de um inclinômetro fixo.

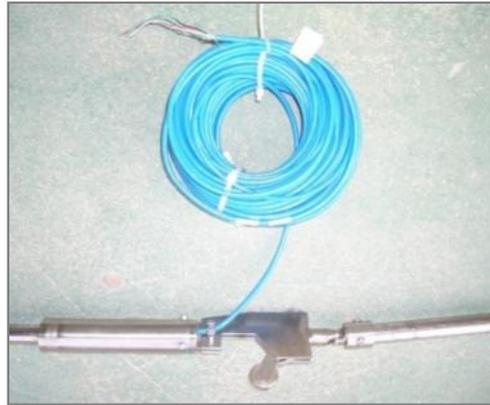


Figura 53: sensor de inclinação, cabo e rodas que compõem o inclinômetro fixo

Os sensores foram ligados por cabos a um *datalogger* para aquisição dos dados, posteriormente enviados a uma estação terrestre através de transmissores via rádio, que permitiu leituras automatizadas em tempo real. O inclinômetro fixo normalmente é instalado quando o monitoramento contínuo é exigido para a segurança da construção, em situações de maiores riscos. No entanto, no caso específico da obra, a maior utilidade do inclinômetro fixo foi a de obter os dados remotamente de forma automática, pois devido às condições marítimas adversas extremas, muitas vezes não era permitido nem mesmo o acesso dos mergulhadores às estações para a realização das leituras.

5.2.3 Extensômetro Magnético Vertical

O extensômetro magnético vertical é constituído de anéis magnéticos, denominados por seu formato de aranhas magnéticas. Este instrumento mede o recalque do solo a partir da mudança de distância entre a unidade instalada na camada resistente e as demais, instaladas em um mesmo eixo vertical. A leitura é realizada através de uma sonda, que detecta o campo magnético dos anéis e emite um sinal elétrico à unidade de leitura, transformando-o em sonoro e luminoso. Neste momento observa-se no cabo graduado a profundidade que a sonda está localizada.

Foram instaladas cinco aranhas magnéticas por furo, sendo uma unidade apresentada na Figura 54. As estações onde foram instaladas as aranhas magnéticas são ML01 e ML03 no Molhe Leste e MO01, MO02, MO03 e MO04 no Molhe Oeste, totalizando trinta unidades. Porém, conforme mencionado anteriormente, como ocorreu o tombamento das estações ML01 e MO04, perderam-se as aranhas instaladas nestas estações. A Figura 55 mostra a sequência de leitura de deslocamento vertical.



Figura 54: extensômetro magnético vertical

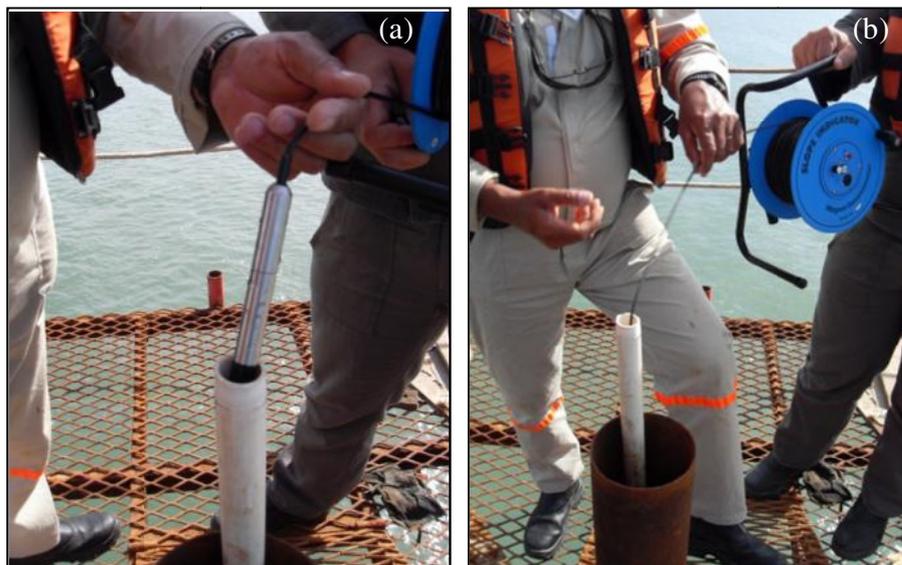


Figura 55: leitura de recalque: (a) sonda; (b) sonda deslizando no tubo de PVC

5.2.4 Piezômetro

O piezômetro é o instrumento responsável por monitorar as poro-pressões geradas pelo lançamento da carga de enrocamento e tetrápodes. Foram utilizados piezômetros do tipo elétricos de corda vibrante. As medidas de pressão são realizadas eletronicamente pela vibração da corda e, sabe-se que a frequência de vibração depende da tensão aplicada, logo, relaciona-se esta frequência à pressão de água. Uma das principais vantagens do sistema de corda vibrante é a estabilidade com o tempo, pois sua calibração permanece inalterada por anos, ao contrário dos instrumentos resistivos que têm maior suscetibilidade à deriva e à perda de acurácia com o passar do tempo. Outra vantagem importante e decisiva na escolha deste tipo de piezômetro para a obra foi a possibilidade de automação das leituras, necessária em condições marítimas adversas.

Foram utilizados dois piezômetros por perfuração, sendo dois furos na Estação MO03 e dois furos na Estação ML03, totalizando oito piezômetros na obra em estudo. Além disso, foi também utilizado um piezômetro para medir o nível da água e outro para medir a pressão atmosférica, a fim de verificar a influência destes fatores nas leituras de poro-pressão. Na Figura 56 é mostrado o piezômetro utilizado para medida das poro-pressões do solo.



Figura 56: piezômetro de medida de poro-pressão

Segundo Ladd (1991), embora os dados de piezômetros sejam essenciais para a análise de resistências não-drenadas, eles raramente proporcionam um sinal claro quando da instabilidade da fundação, uma vez que grandes elevações adicionais de poro-pressões podem ocorrer momentos antes ou durante o processo de ruptura, em faixas de tempo muito restritas. De qualquer forma, o objetivo de utilizar piezômetros nesta obra foi analisar os dados do instrumento em conjunto com os demais, não esperando limites e respostas imediatas, mas identificando condições de drenagem durante o processo construtivo.

5.3 INSTALAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Primeiramente, foram realizadas sondagens de simples reconhecimento em cada uma das estações de monitoramento, a fim de identificar a estratigrafia específica do local para o posicionamento dos instrumentos. Este mesmo furo da sondagem foi utilizado, posteriormente, para a instalação do primeiro instrumento, que por decisão dos consultores geotécnicos foi o inclinômetro do tipo torpedo.

Para a instalação de todos os instrumentos no subsolo marinho, perfurou-se um poço vertical até a profundidade de projeto. As paredes do poço vertical foram mantidas estáveis com auxílio de um estabilizante à base de polímero e revestimento de 4". Na perfuração, foram necessárias recomendações rigorosas de procedimentos a serem seguidos, devido à instalação de diferentes equipamentos que, posicionados próximos, poderiam causar perturbações no solo e até provocar perda dos instrumentos vizinhos. As recomendações dizem respeito a inclinação da perfuração na plataforma, aos materiais utilizados, a ordem de instalação dos instrumentos e seu posicionamento na estação, além do monitoramento dos deslocamentos do subsolo através do inclinômetro durante a execução das demais perfurações. Mesmo com os rigorosos controles, a perturbação pôde ser percebida nas leituras de inclinômetro quando da instalação dos demais instrumentos, simulando picos de deslocamento que não estão relacionados às deformações da estrutura. Neste caso, algumas vezes foi necessário zerar as leituras após a instalação dos instrumentos e estabelecer nova data de referência. Dentre as dificuldades superadas, destaca-se:

- (a) a instalação dos instrumentos, onde a primeira dificuldade foi içar os equipamentos de perfuração até a plataforma de trabalho (peso superior a 800 kg) através do pau-de-carga existente na plataforma. Esta atividade exigia proximidade entre a embarcação e a plataforma, possível somente em condições marítimas ideais, neste caso, correntes de aproximadamente 2 kts, ondas de até 1,5 m e ventos de até 12 kts;
- (b) a restrição de espaço na plataforma de trabalho (4 x 4 m), que além de dificultar a movimentação dos técnicos e a locação da perfuratriz em diferentes posições, impedia o armazenamento de materiais e equipamentos. Este problema foi superado com a presença permanente de um barco auxiliar e de um bote inflável, que se aproximava da plataforma com mais facilidade;

- (c) a mudança brusca de condições marítimas impedia, muitas vezes, a continuidade das atividades, devido à falta de segurança dos técnicos sobre a plataforma. Na maioria das vezes, as condições marítimas eram previstas a partir do site da Praticagem do Porto de Rio Grande e do *Windguru*; este último trata-se de um site que indica a altura de onda, velocidade de vento e correnteza, em geral, de forma bem aproximada;
- (d) a presença de rocha no subsolo abaixo da Estação ML02, provavelmente rolada do enrocamento do molhe, encontrada através da sondagem. Felizmente, foi possível perfurar a rocha e instalar o inclinômetro. Por recomendação dos consultores geotécnicos da obra, optou-se por não executar os demais furos para a instalação do restante dos instrumentos previstos nesta estação, devido ao risco de movimentação desta rocha, que poderia danificar o tubo flexível do inclinômetro;
- (e) a inclinação de 6° da Estação MO04 devido a problemas na base da plataforma, o que dificultou a instalação dos instrumentos. De forma cautelosa, foram executadas as perfurações para a instalação do inclinômetro e das aranhas magnéticas, de modo que a inclinação acompanhasse a plataforma. Os consultores geotécnicos sugeriram que não fossem instalados os demais instrumentos previstos para esta estação, para não correr o risco de danos aos instrumentos já instalados.

5.3.1 Instalação dos Tubos de Acesso dos Inclinômetros

Primeiramente, com auxílio de topografia foram demarcados na plataforma os eixos principais da obra, sendo assim orientadas as ranhuras dos tubos de acesso dos inclinômetros fixos e do tipo torpedo. Os tubos de plástico ABS (*acrylonitrile butadiene styrene*), com 3 m de comprimento cada, foram introduzidos através do poço vertical e acoplados por engate macho e fêmea até que a extremidade inferior do tubo ficasse ancorada 5 m na camada de solo estável, para servir como referência fixa. A Figura 57 apresenta o tubo do inclinômetro já instalado, com uma proteção metálica na superfície da plataforma.

É importante conhecer a estratigrafia do local de instalação do instrumento na interpretação dos dados, para identificar maiores ou menores movimentações horizontais, relativas a diferentes camadas de solo ao longo da profundidade. O perfil de instalação do tubo de acesso

do inclinômetro na Estação MO03, juntamente com a estratigrafia específica do local, é demonstrado na Figura 58.



Figura 57: tubo flexível instalado

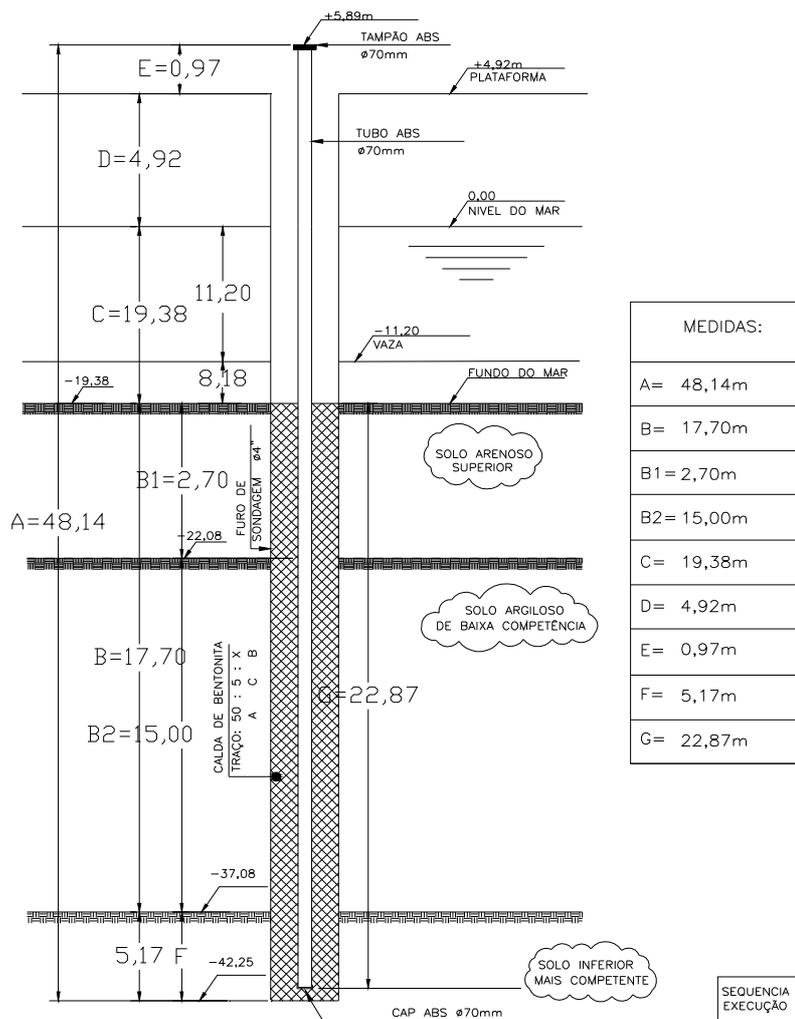


Figura 58: perfil de instalação do tubo de acesso do inclinômetro - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)

5.3.2 Posicionamento dos Inclinômetros Fixos

Após a instalação do tubo de acesso, o conjunto de sensores do inclinômetro fixo deslizou através das ranhuras existentes no tubo, no eixo A (direção dos maiores movimentos esperados, ortogonal ao eixo do molhe). As hastes apresentavam comprimentos variáveis, de acordo com o posicionamento dos sensores. O primeiro sensor foi inserido na camada resistente inferior e os demais sensores foram distribuídos nas profundidades onde ocorreriam os maiores deslocamentos, identificados previamente pelo inclinômetro do tipo torpedo. Os cabos que acompanham os sensores foram levados até a superfície da plataforma, sendo conectados aos transmissores das leituras via rádio, armazenados em caixas instaladas nas plataformas. O perfil de distribuição dos sensores no solo é demonstrado na Figura 59, para a Estação MO03. A Figura 60 mostra o posicionamento do inclinômetro fixo no tubo de acesso.

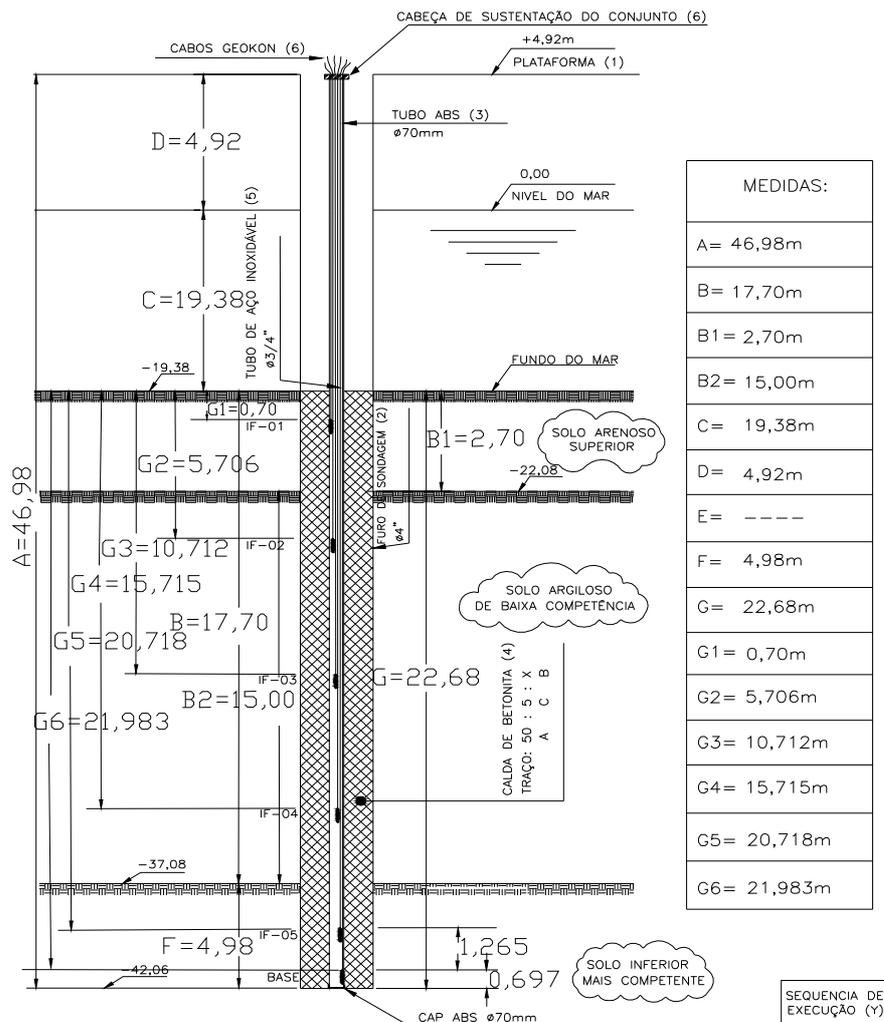


Figura 59: Perfil de instalação do posicionamento dos sensores do inclinômetro fixo
- Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)

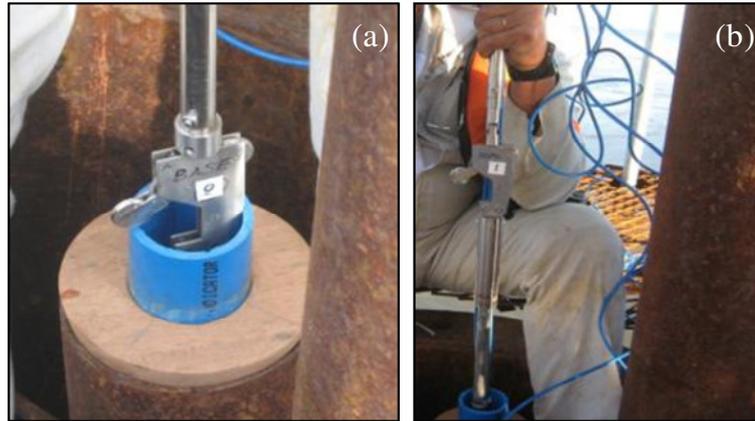


Figura 60: posicionamento do inclinômetro fixo: (a) encaixe do tubo de acesso; (b) sensores e hastes deslizando no tubo de acesso

5.3.3 Instalação dos Extensômetro Magnético Vertical

Para a instalação de um conjunto de aranhas magnéticas, foi inserido um tubo de PVC através de uma perfuração para servir de guia e, posteriormente, como tubo de acesso à sonda. Foram inseridas 5 aranhas magnéticas por furo, instaladas de forma ascendente, de modo que a aranha magnética 05 foi a primeira unidade instalada, conforme ilustra a Figura 61 (a). A aranha magnética 05 foi inserida na camada resistente, impedindo sua movimentação, desta forma, servindo como referencial. Para o posicionamento no solo, cada unidade tem suas extremidades comprimidas, para que possa ser conduzida ao redor do tubo guia de PVC e internamente ao revestimento. Para que a aranha magnética seja instalada na profundidade de projeto, utiliza-se uma haste rosqueável, também conhecida como cachimbo, que permite adaptar seu comprimento para qualquer extensão. A Figura 61 (b) mostra a inserção de uma aranha magnética no tubo guia, juntamente com o cachimbo. Como as paredes do furo se fechavam rapidamente na camada de argila, foi necessário sacar o revestimento por partes, imediatamente antes de proceder à instalação de cada aranha. Após o posicionamento da aranha magnética na profundidade de projeto, as quatro extremidades, inicialmente comprimidas, foram liberadas para fixação no solo, conforme ilustração da Figura 61 (a). Na Figura 62 é demonstrado o perfil de instalação das aranhas magnéticas com as profundidades de projeto para a Estação MO03.

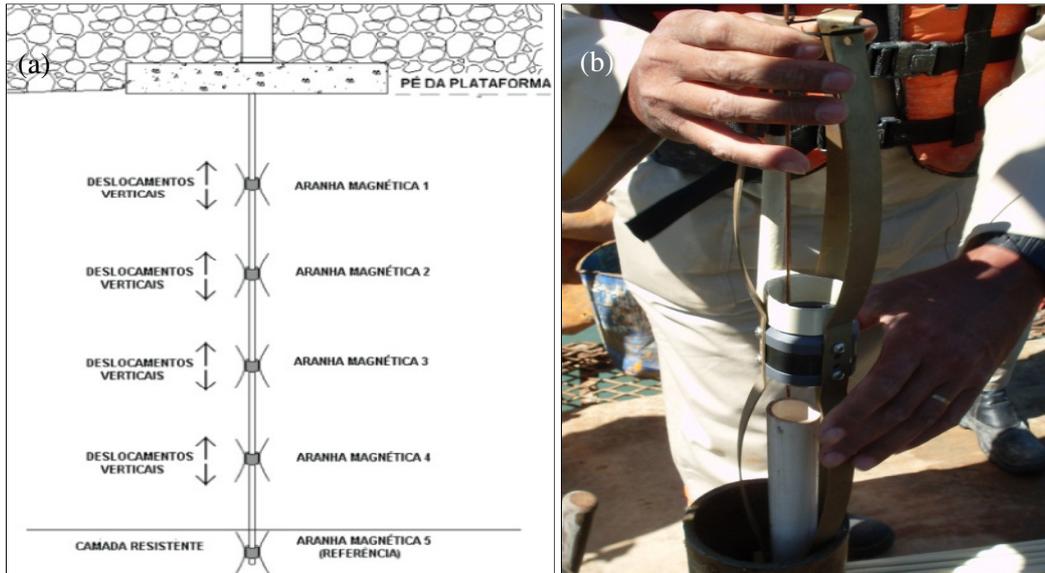


Figura 61: instalação das aranhas magnéticas: (a) ilustração do posicionamento no solo; (b) inserção através do tubo guia

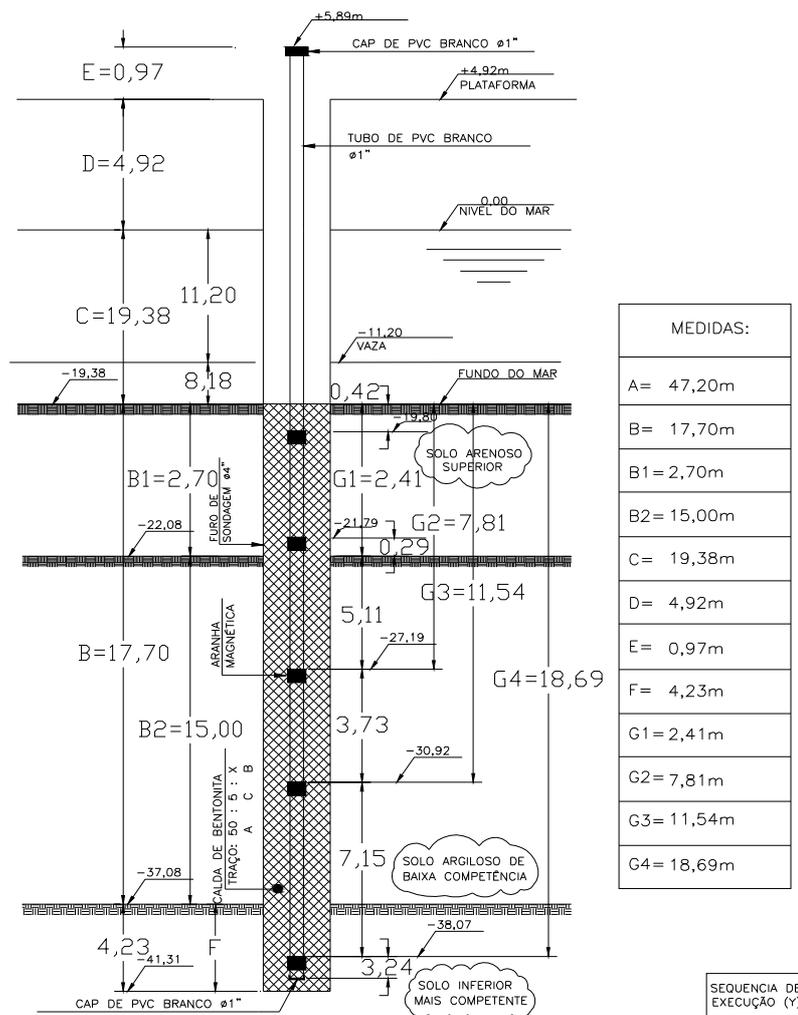


Figura 62: perfil de instalação das aranhas magnéticas - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2009)

5.3.4 Instalação dos Piezômetros

O piezômetro foi instalado em uma perfuração no solo por meio de hastes, que são conectadas até atingir a profundidade de projeto. Estas hastes também conduziram o cabo elétrico do instrumento até a superfície da plataforma, onde foram conectados aos transmissores das leituras via rádio. Foram instalados dois piezômetros por perfuração, sendo dois furos por estação, de forma que o posicionamento ocorreu em diferentes profundidades para melhor medir as poro-pressões da camada de argila, conforme mostrado nas Figuras 63 e 64, para a Estação MO03. O instrumento foi envolvido com material de filtro, com areia grossa na proximidade do piezômetro e sobre esta, areia fina. As camadas de material de filtro foram finalizadas com calda de bentonita. Este processo ocorreu novamente para a instalação do segundo piezômetro nesta mesma perfuração.

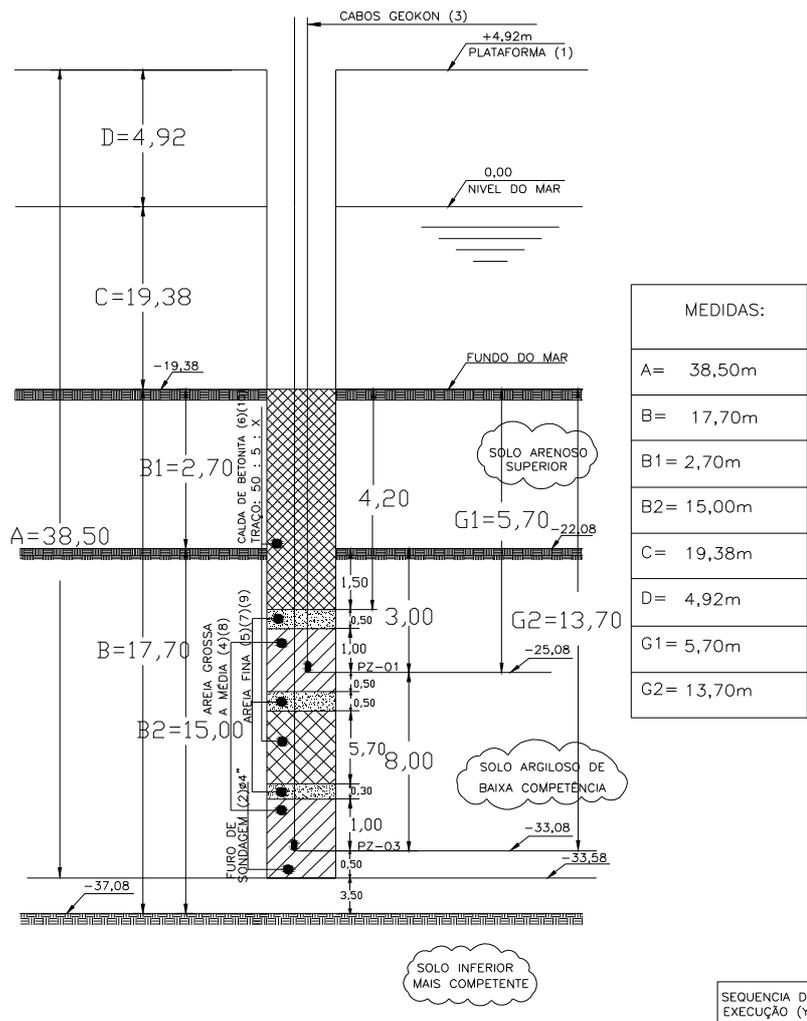


Figura 63: perfil de instalação dos piezômetros 1 e 3 - Estação MO03
(GEOPROJETOS, 2009)

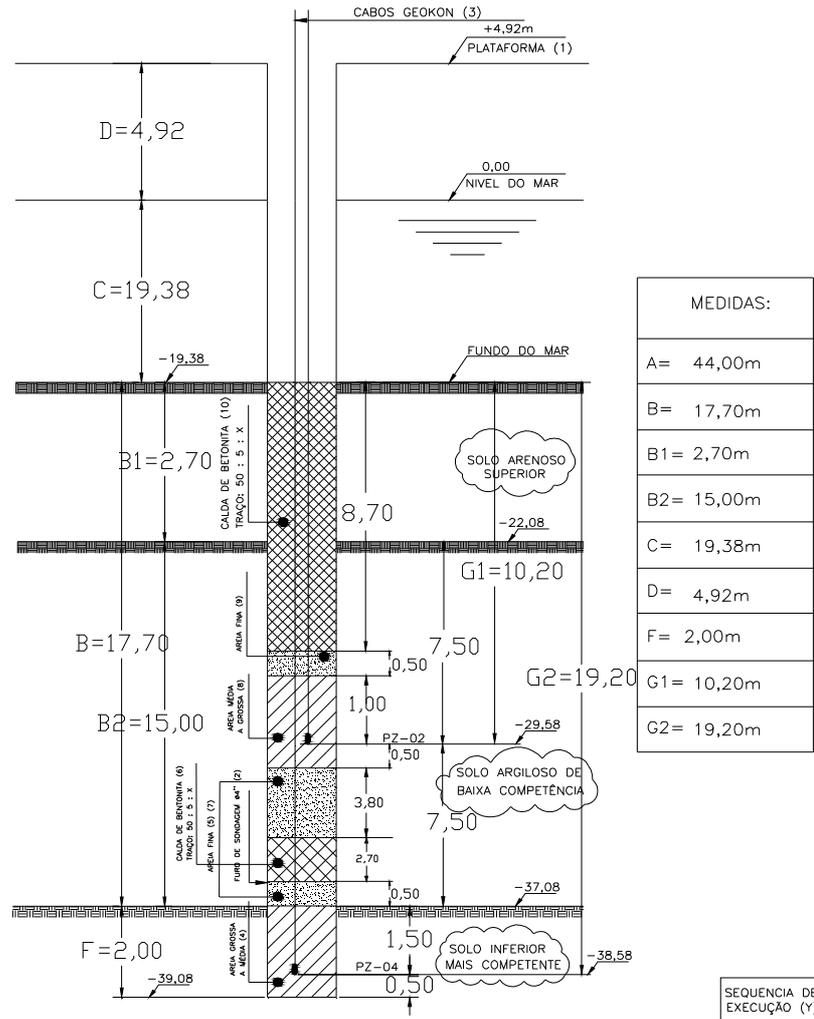


Figura 64: perfil de instalação dos piezômetros 2 e 4 - Estação MO03
(GEOPROJETOS, 2009)

5.4 SISTEMA DE AQUISIÇÃO E TRANSMISSÃO DE DADOS

Em decorrência da impossibilidade de acesso às estações quando em condições marítimas extremas, foram utilizados inclinômetros fixos e piezômetros com transmissão dos dados via rádio. Foi instalado um sistema de aquisição de dados que recebe os cabos elétricos dos instrumentos através do multiplexador, realiza as leituras com o *datalogger* CR10X e envia os dados via rádio digital para uma estação terrestre. Estes equipamentos foram dispostos em caixas metálicas reforçadas e vedadas, fixadas nas plataformas de trabalho das Estações MO03 e ML03. O sistema foi alimentado por uma bateria instalada em uma caixa metálica independente, recarregada periodicamente em terra. Alguns cuidados foram tomados em relação à proteção contra descargas atmosféricas, como a instalação de 4 pára-raios nas

extremidades das plataformas. A Figura 65 apresenta o sistema utilizado de aquisição e transmissão de dados via rádio.

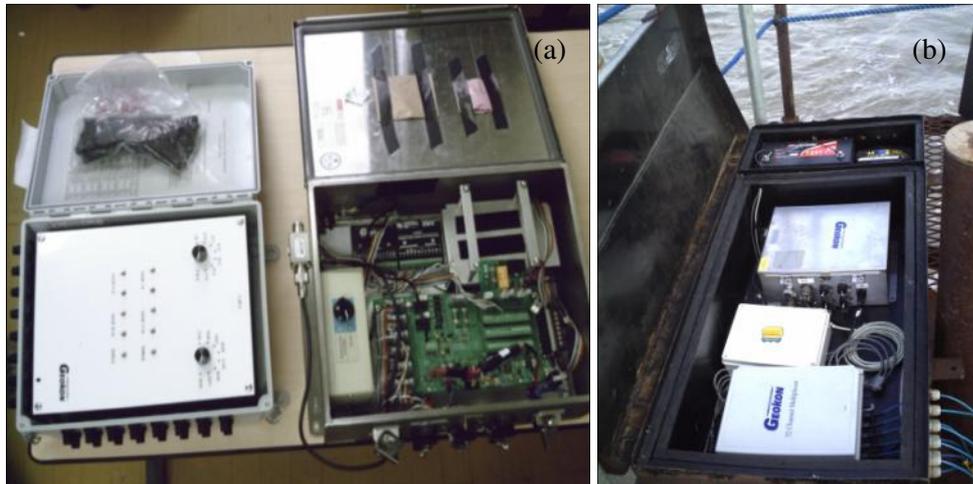


Figura 65: sistema de aquisição e transmissão de dados via rádio: (a) multiplexador, *datalogger* e rádio; (b) sistema localizado sobre a plataforma

5.5 LEITURAS

Conforme determinado pelos consultores geotécnicos da obra, as leituras de todos os instrumentos, na medida do possível, foram realizadas a cada 2 dias, aumentando a frequência das leituras de acordo com a grandeza e velocidade dos movimentos registrados nas camadas de solo. As leituras dos instrumentos nesta dissertação detalham apenas a estação totalmente instrumentada MO03, do Molhe Oeste, que apresentou as maiores movimentações. Nos anexos serão também apresentados alguns gráficos para a Estação ML01, apenas para ilustrar os deslocamentos e as distorções obtidas no solo do Molhe Leste. Os dados plotados nos gráficos consideram a fase de avanço até a cota +2 m, com proteção lateral até a cota +5 m, pois a fase de fechamento do Molhe Oeste ainda está sendo executada, com término previsto para julho de 2010. No caso da construção do talude de enrocamento e tetrápodes, a elevação da cota acima do nível de água ocorre em períodos muito curtos, além disso, o avanço longitudinal por ponta de aterro dos molhes passa pelas estações de monitoramento, de forma a influenciar na magnitude dos deslocamentos, direção e sentido dos mesmos. O avanço longitudinal do Molhe Oeste passou pela Estação MO03 entre o final de agosto e início de setembro de 2009.

5.5.1 Inclínômetros

Os deslocamentos horizontais medidos a cada 0,5 m de profundidade são rotineiramente apresentados em forma de gráfico de deslocamento horizontal acumulado ao longo da profundidade, no qual se pode observar os deslocamentos máximos e o formato da curva.

As distorções são plotadas ao longo da profundidade, permitindo uma boa definição das profundidades de máximas deformações cisalhantes atuantes, associadas às superfícies potenciais de ruptura que se formam quando da mobilização plena da resistência das argilas moles. Nas Figuras 66 e 67 o deslocamento horizontal é apresentado ao longo da profundidade, para os eixos A e B, respectivamente. Nas Figuras 68 e 69, são mostradas as distorções ao longo da profundidade, para os eixos A e B. Para melhor visualização da evolução dos deslocamentos e distorções, nos gráficos são apresentadas somente as leituras mensais. No Anexo A estão as leituras de deslocamento horizontal e distorção nos eixos A da Estação ML01, que apresentou os maiores deslocamentos no Molhe Leste.

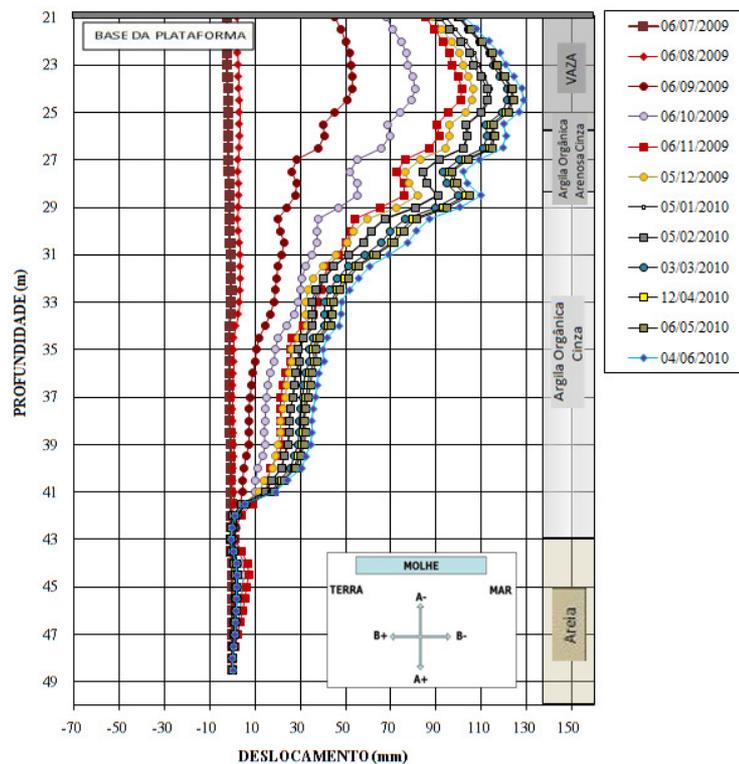


Figura 66: gráfico de deslocamento horizontal no eixo A ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010)

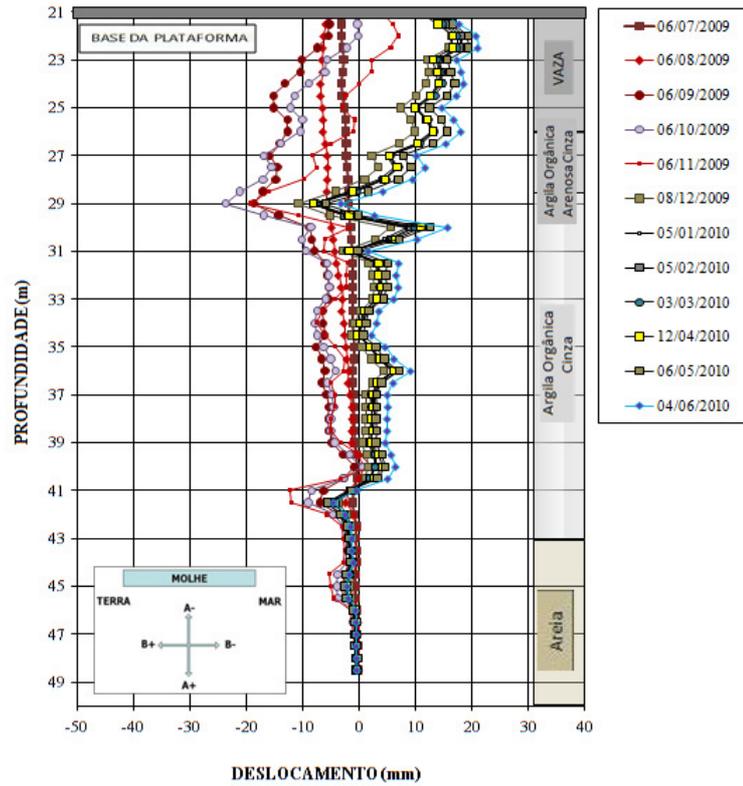


Figura 67: gráfico de deslocamento horizontal no eixo B ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010)

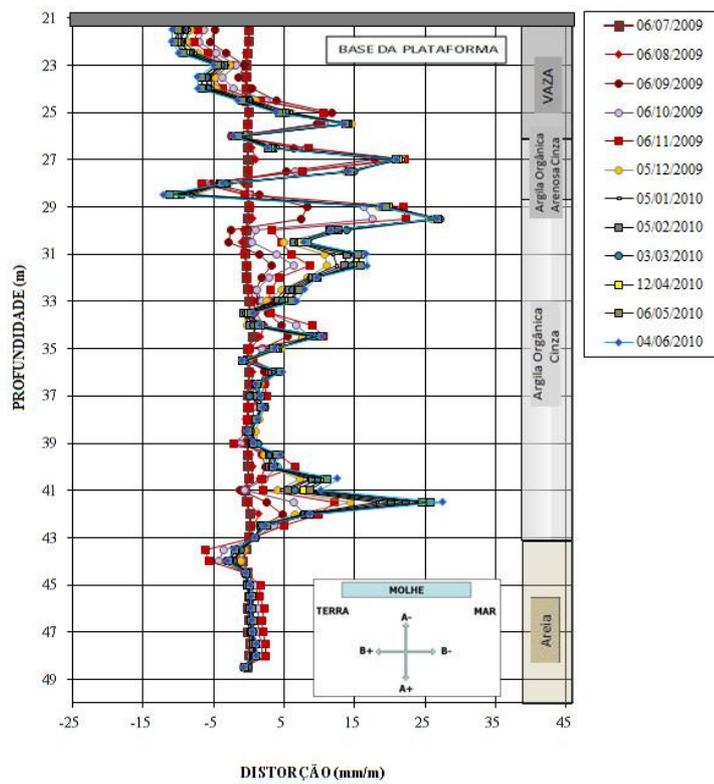


Figura 68: gráfico de distorção no eixo A ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010)

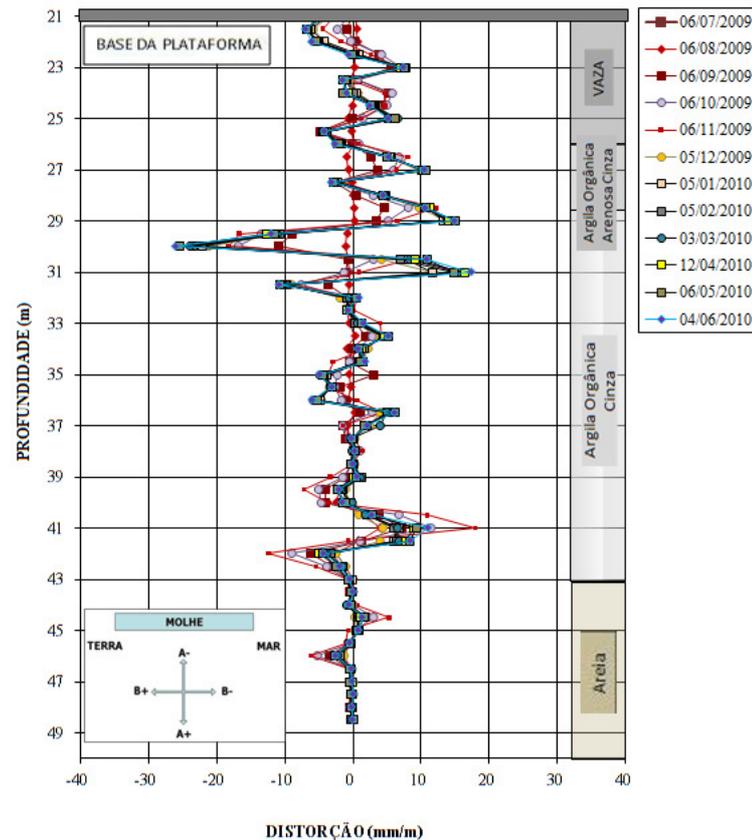


Figura 69: gráfico de distorção no eixo B ao longo da profundidade (GEOPROJETOS, 2010)

Observa-se nos gráficos de deslocamento horizontal no eixo A, Figura 66, que os valores aumentam com a proximidade do avanço longitudinal dos molhes à estação de monitoramento. Posteriormente, quando o avanço longitudinal se afasta da estação, os deslocamentos ainda aumentam, porém em menores taxas. Deve-se este fato à camada argilosa responder segundo condições não-drenadas à curto prazo, impondo deformações ao longo do tempo durante a dissipação das poro-pressões. O formato da curva chama a atenção à medida que o carregamento é incrementado, destacando a profundidade de 24 m como a de maior deslocamento, na camada de vaza, com valores de até 128 mm até o dia 04/06/2010. Os deslocamentos observados na Estação MO03 foram mais pronunciados do que nas demais estações, provavelmente devido à presença da camada de vaza superficial neste local, que passa a ser mais espessa e não foi inteiramente expulsa durante o lançamento da berma. Esta camada escora lateralmente durante o alteamento do enrocamento, produzindo deslocamentos horizontais expressivos, mas sem ocasionar problemas de instabilização geral dos molhes. A estabilidade é avaliada em superfícies de ruptura mais profundas, passando ao centro da

camada de argila, segundo análises numéricas realizadas para a reavaliação do projeto geotécnico dos molhes.

A Figura 67 mostra os deslocamentos no eixo B, no sentido paralelo ao molhe, variando de valores negativos (-B) quando o avanço longitudinal dos molhes se aproxima da Estação MO03, passando a valores positivos (+B) quando o avanço longitudinal se afasta da estação.

Nos gráficos de distorção para o eixo A, Figura 68, observa-se crescimento dos valores com a proximidade do avanço longitudinal dos molhes à estação de monitoramento, e, quando se afastam da estação, os valores se estabilizam. A exceção a este comportamento ocorreu na camada de argila em 41,5 m de profundidade, onde ocorreu crescimento contínuo dos valores de distorção. Nesta profundidade foram observados os valores máximos de distorção para a estação MO03, em torno de 28 mm/m (2,8 %), até o dia 04/06/2010. Entre as profundidades de 27 m e 29,5 m, na camada de argila mole, as distorções foram também mais pronunciadas, com valores máximos entre 21 e 27 mm/m (2,1 % e 2,7 %). Na camada superficial de vaza, onde ocorreram os maiores deslocamentos horizontais, não houveram distorções pronunciadas. Os valores observados foram menores do que os casos de obra apresentados na revisão bibliográfica, ainda dentro da faixa de valores apresentados por Ortigão (1980), que em seus estudos deduziu que o aterro é estável para distorções inferiores a 3 %.

5.5.2 Inclinômetros Fixos

Os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros fixos, da mesma forma que aqueles do inclinômetro do tipo torpedo, são apresentados em função da profundidade. As leituras foram registradas de forma automática quatro vezes ao dia, sendo a representação gráfica mostrada para as leituras registradas às 8:00 h. As leituras do inclinômetro fixo são apresentadas na Figura 70, para a Estação MO03. Para melhor visualização da evolução dos deslocamentos, são apresentadas no gráfico somente as leituras mensais.

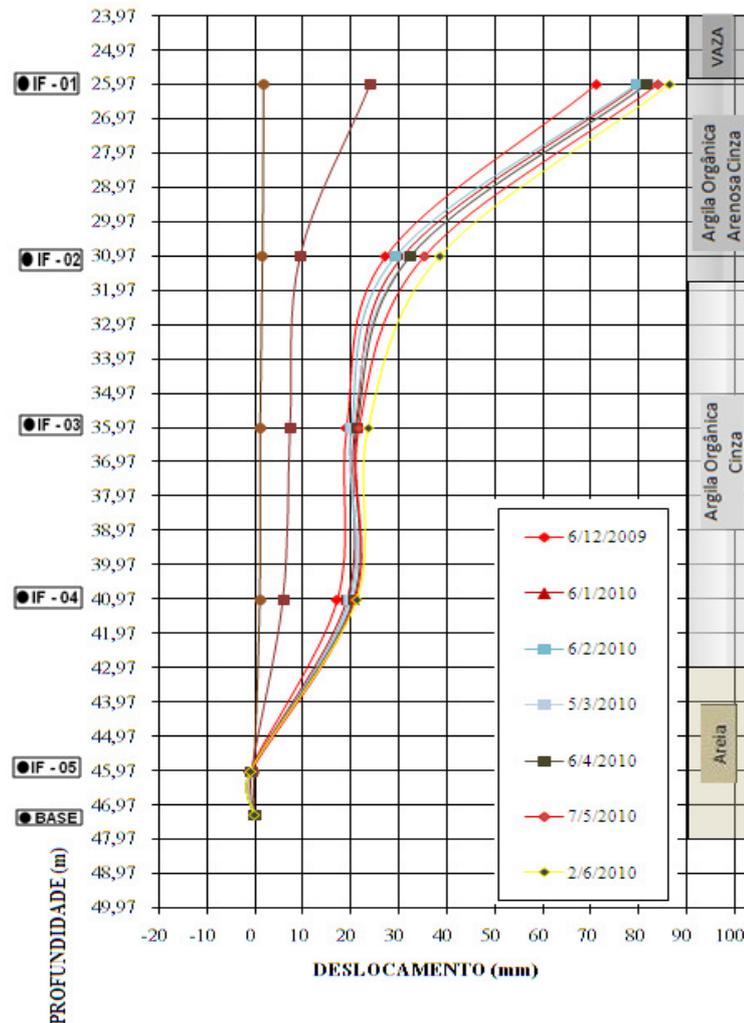


Figura 70: gráfico de deslocamento horizontal ao longo da profundidade - Estação MO03 (GEOPROJETOS, 2010)

A tendência de movimentação observada no gráfico de deslocamento horizontal do inclinômetro fixo (Figura 70) é muito semelhante a do inclinômetro do tipo torpedão (Figura 66). As magnitudes dos deslocamentos horizontais, medidos pelos inclinômetros fixo e móvel, são diferentes devido às datas de instalação dos instrumentos, com diferentes zeros de referência. O valor máximo de deslocamento horizontal medido pelo inclinômetro fixo até o dia 02/06/2010 é de 87 mm, considerando a profundidade de 25,97 m.

5.5.3 Aranhas Magnéticas

As leituras realizadas com este equipamento estão apresentadas na forma de gráficos de recalque com o tempo, separadamente para cada aranha magnética, conforme mostrado na Figura 71. A aranha magnética denominada AM-01 está situada na camada mais superficial (cota -19,8 m), logo abaixo desta, localizam-se em sequência as aranhas magnéticas AM-02

(cota -21,79 m), AM-03 (cota -27,19 m) e AM-04 (-30,92 m), sendo a aranha magnética AM-05 instalada em maior profundidade (cota -38,07 m), na camada resistente e praticamente indeformável. As leituras das aranhas AM-04 e AM-05 na Estação MO03 foram interrompidas a partir do dia 20/05/2009, devido à obstrução do tubo de acesso nestas profundidades.

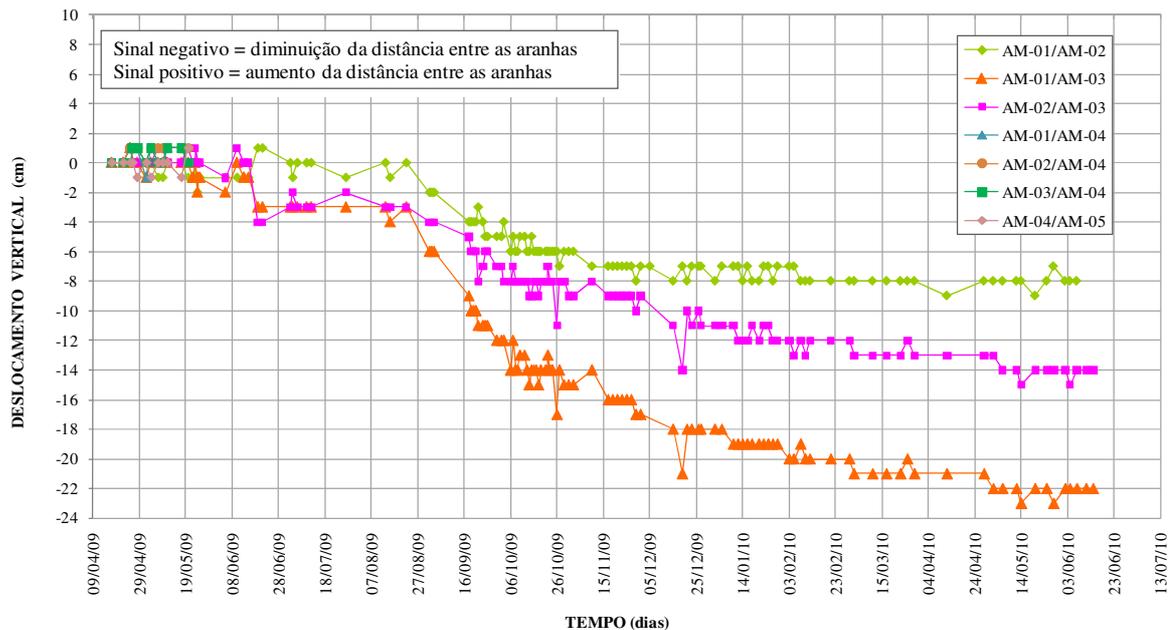


Figura 71: gráfico de deslocamento vertical em função do tempo – Estação MO03
(GEOPROJETOS, 2010)

É difícil avaliar a magnitude dos recalques devido ao carregamento não ser lançado diretamente sobre os instrumentos, mas sobre a berma geotécnica construída muito tempo antes da instalação das aranhas magnéticas. No entanto, é possível perceber que os recalques evoluíram com a proximidade do avanço longitudinal dos molhes à Estação MO03, entre o final de agosto e início de setembro. Os valores máximos de recalque fornecidos pelas aranhas magnéticas são da ordem de 22 cm, obtidos a partir da aranha AM-01, localizada na camada mais superficial, em relação à aranha AM-03.

5.5.4 Piezômetros

Os acréscimos de poro-pressão foram medidos por quatro piezômetros instalados nas cotas -25,08 m (PZ-01), -29,58 m (PZ-02), -33,08 m (PZ-03) e -38,58 m (PZ-04), apresentados nas Figuras 72, 73, 74 e 75, respectivamente. As leituras foram coletadas de forma automática

quatro vezes ao dia, o que explica a variação de cerca de 5 kPa entre leituras em todos os piezômetros, influenciada pela maré.

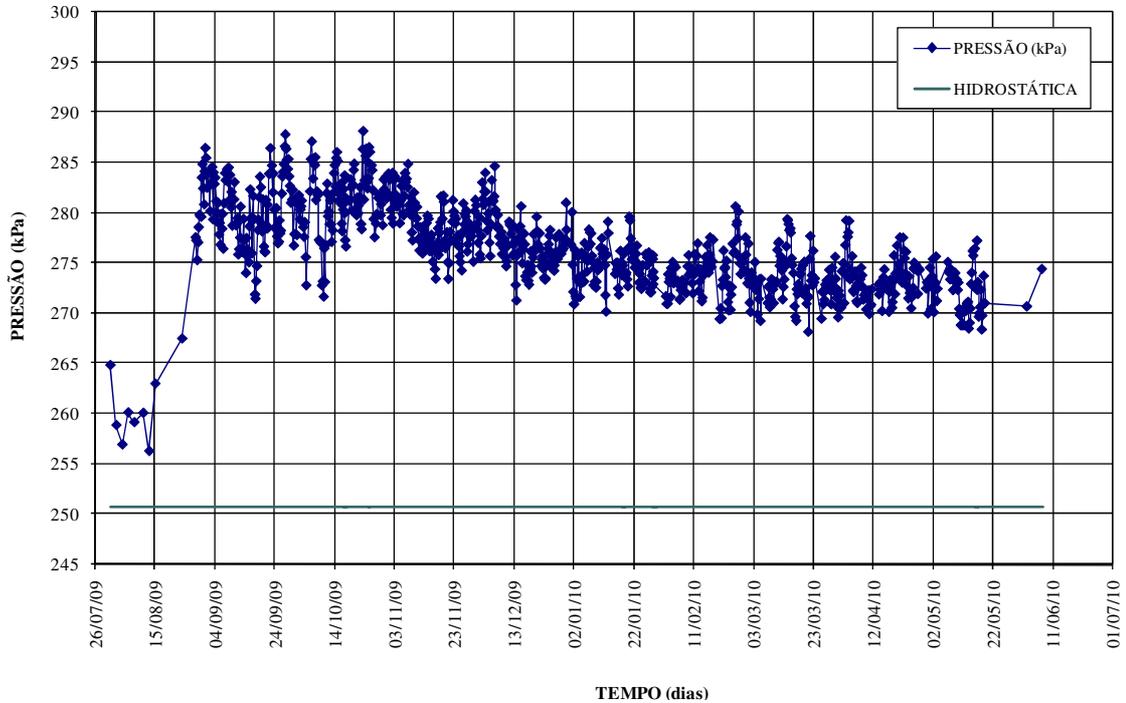


Figura 72: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -25,08 m – piezômetro PZ-01 (GEOPROJETOS, 2010)

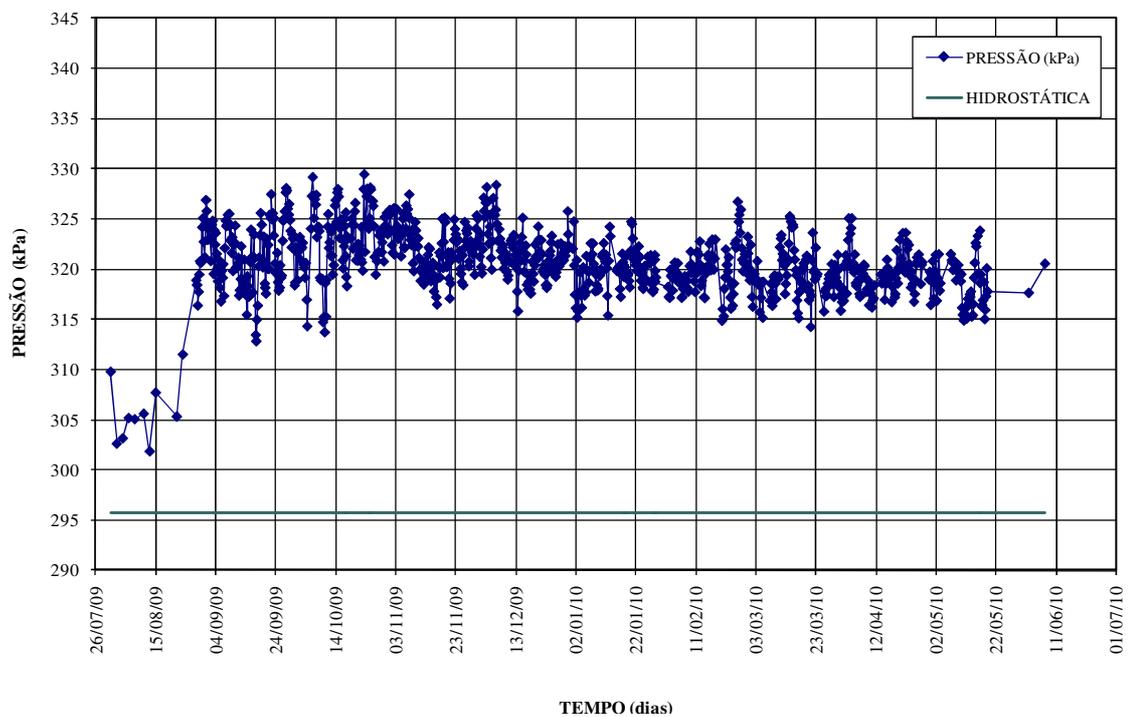


Figura 73: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -29,58 m – piezômetro PZ-02 (GEOPROJETOS, 2010)

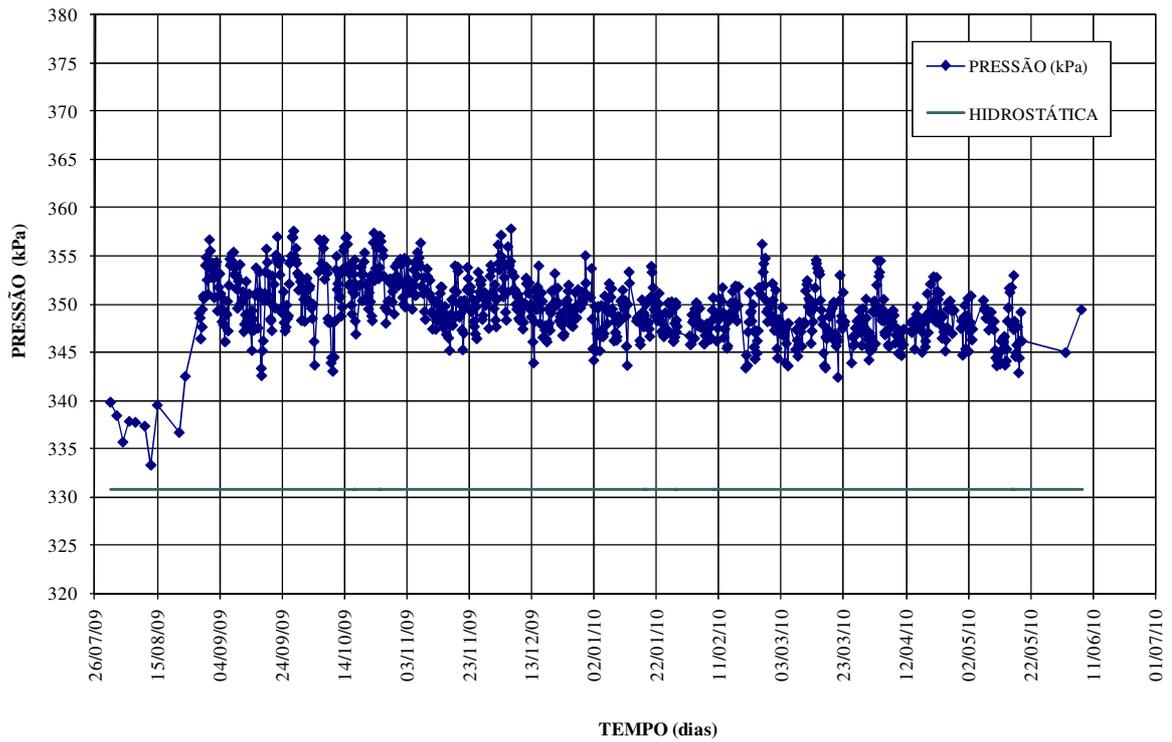


Figura 74: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -33,08 m – piezômetro PZ-03
(GEOPROJETOS, 2010)

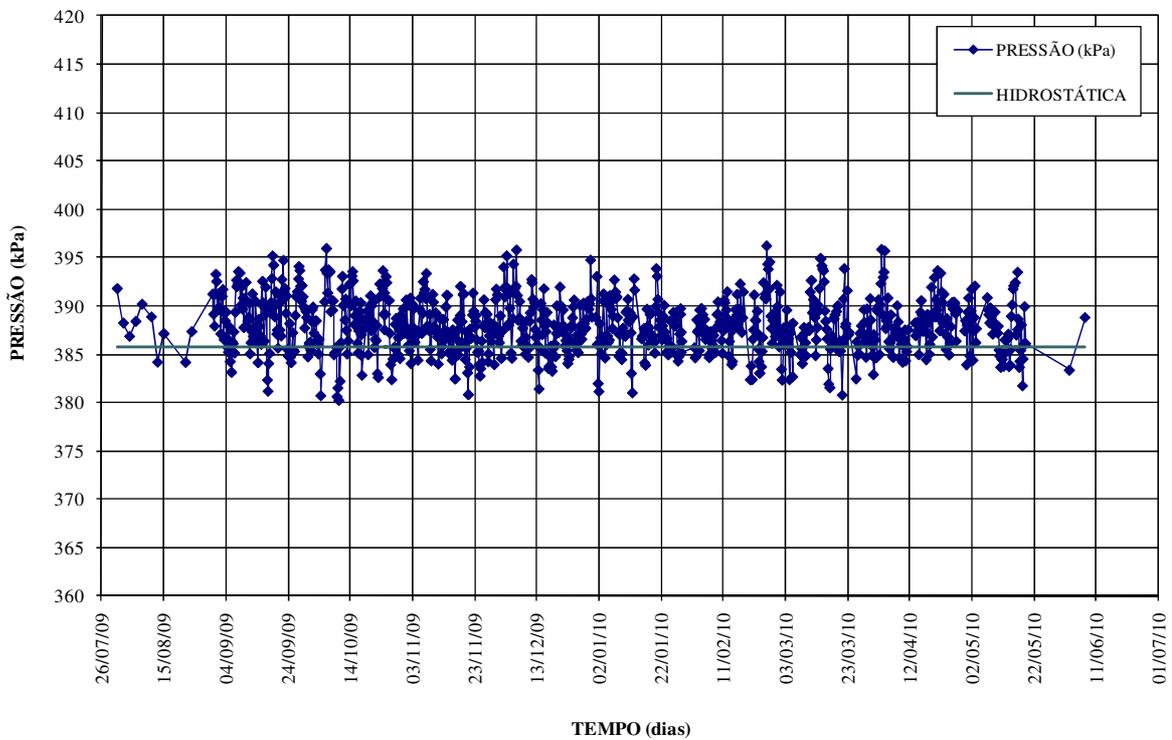


Figura 75: gráfico de poro-pressão em função do tempo para a cota -38,58 m – piezômetro PZ-04
(GEOPROJETOS, 2010)

Nos gráficos obtidos para as cotas -25,08 m, -29,58 m e -33,08 m, observa-se acréscimo de poro-pressão, encontrando-se valores médios de 29,2 kPa, 26,9 kPa, 21,73 kPa, respectivamente, com a proximidade do avanço por ponta de aterro à Estação MO03. Com o afastamento do avanço da estação, o gráfico mostra um comportamento característico de leve dissipação das poro-pressões com o tempo. É difícil associar o incremento de carga ao excesso de poro-pressão gerado, devido a dois fatores: o lançamento da berma e da camada de núcleo (até a cota -5m) realizado antes da instalação dos instrumentos, e ainda, os piezômetros estão instalados abaixo da berma geotécnica, junto ao pé do talude, não recebendo a carga diretamente.

Finalmente, com o objetivo de interpretar e monitorar de forma mais abrangente alguns dos dados aqui apresentados, no Capítulo 6, são aplicados métodos de previsão de desempenho e produzidos gráficos de acompanhamento dos deslocamentos horizontais e distorções. Deste modo, a análise conjunta de todas estas informações pôde ser utilizada para avaliar as condições de segurança da obra de ampliação dos molhes.

6 INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

6.1 USO DE MÉTODOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO

Alguns dos métodos de previsão de desempenho estudados na revisão bibliográfica foram utilizados na interpretação dos dados fornecidos pela instrumentação geotécnica da obra dos molhes. Além dos métodos de previsão já conhecidos, foram realizados gráficos de acompanhamento dos deslocamentos horizontais e distorções, utilizados durante a obra para identificar maiores ou crescentes movimentações.

Foi detalhada nesta dissertação a análise das leituras dos inclinômetros do tipo torpedo obtidas na Estação do Molhe Oeste MO03. Foram consideradas nas análises as profundidades nas quais foram observados os maiores deslocamentos horizontais no eixo A (24 m), e onde foram identificadas as maiores distorções no eixo A (27, 29,5 e 41,5 m). Todas as análises indicam a evolução do carregamento no processo de alteamento (até a cota do núcleo +2 m) e avanço longitudinal dos molhes, bem como a distância destes em relação à Estação MO03.

6.1.1 Deslocamentos Horizontais

Foram produzidos gráficos para permitir o acompanhamento do deslocamento horizontal ao longo do tempo para as profundidades onde as movimentações são mais pronunciadas. Em um eixo vertical secundário foram apresentadas as cargas acumuladas e os incrementos de carga lançados durante o período de monitoramento da obra. Na Figura 76, o deslocamento horizontal acumulado é relacionado à carga acumulada e, na Figura 77, relacionado ao incremento de carga.

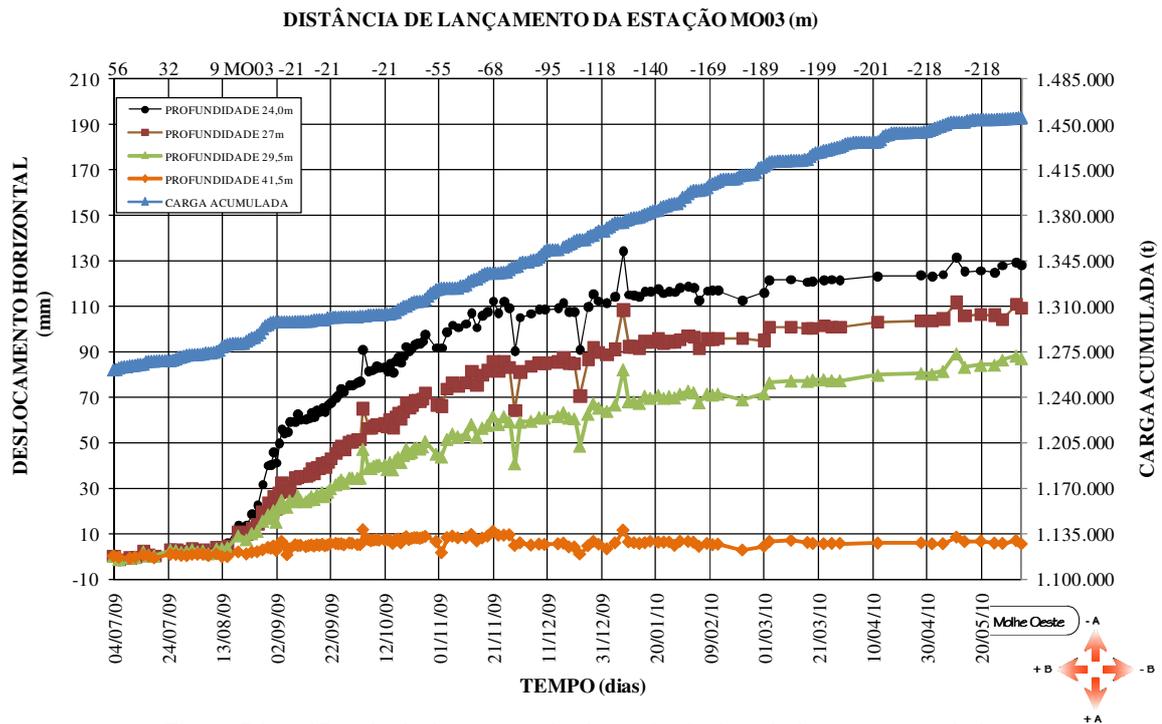


Figura 76: gráfico de deslocamento horizontal relacionado à carga acumulada

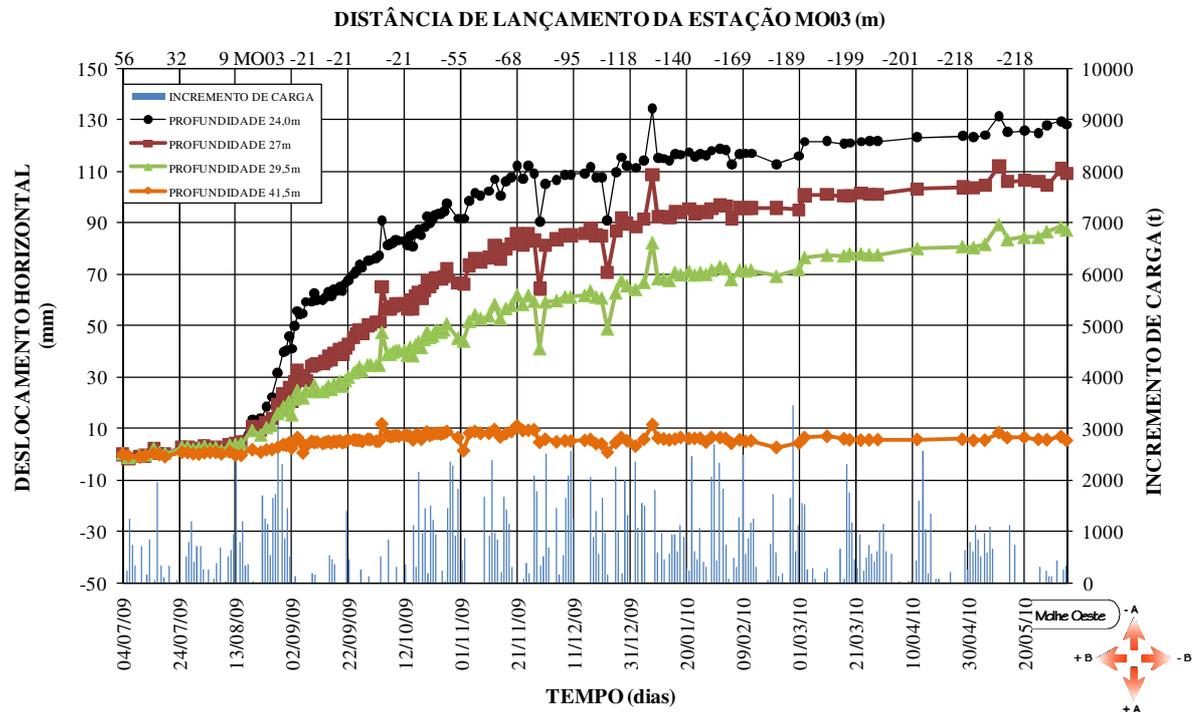


Figura 77: gráfico de deslocamento horizontal relacionado ao incremento de carga

As Figuras 76 e 77 indicam que os deslocamentos horizontais são mais pronunciados quanto mais próximos da superfície, atingindo valores de 130, 110, 86 e 10 mm para as profundidades de 24, 27, 29,5 e 41,5 m, respectivamente. Os consultores geotécnicos da obra

estimaram por análise numérica que os deslocamentos horizontais máximos chegariam a 200 mm, para o carregamento total, correspondente a cota +5 m.

Com exceção da profundidade de 41,5 m, onde não ocorreram deslocamentos horizontais acumulados, as demais curvas de deslocamento apresentam comportamento muito semelhante ao longo do tempo, com acréscimos significativos com a aproximação do avanço longitudinal dos molhes à estação de monitoramento. No gráfico de incremento de carga (Figura 77), entre os dias 20/08 e 02/09 de 2009, é possível perceber que houve também um maior acréscimo de carga, em um período de boas condições marítimas. Decorrente desta maior movimentação do solo neste período, os consultores geotécnicos sugeriram uma redução no lançamento de carga e estagnação temporária do avanço longitudinal do Molhe Oeste, aumentando a frequência das leituras até uma estabilização dos deslocamentos. Deste modo, entre os dias 02/09 e 12/10 de 2010, ocorreu uma redução de incremento de carga (Figura 77), obtendo-se em resposta uma suave mudança de inclinação na curva. Posteriormente, com o retorno do avanço longitudinal dos molhes e afastamento da estação, houve ainda evolução dos deslocamentos, porém em menores taxas. Embora este comportamento seja influenciado pelo vetor de deslocamento, relacionado ao avanço longitudinal dos molhes, pode ainda estar associado a fatores como o efeito de alguma dissipação do excesso de poro-pressões durante este período. Pode-se relacionar esta evolução dos deslocamentos em menores taxas também a algum efeito de *creep* na camada de solo argiloso mole, submetido à carga constante, pois em determinado momento, as cargas lançadas não mais afetam a região próxima à estação.

Embora possa haver algum efeito de fluência, não há evidência de ruptura por *creep* não drenado, conforme postulado por Kawamura (1985). Segundo o autor, a curva de comportamento convergente, sendo assintótica em relação a uma reta paralela ao eixo das abscissas, indica adensamento e estabilização. Analisando as curvas em todo o período instrumentado, pode ser observada uma tendência nitidamente convergente para os deslocamentos horizontais medidos nas profundidades de 24, 27 e 29,5 m, que indicam um processo de estabilização destas movimentações.

6.1.2 Velocidade de Deslocamento Horizontal do Solo

Sabe-se que antes de uma ruptura pode existir um deslocamento relativo acentuado que progride gradualmente, e que este comportamento poderia ser identificado considerando-se as taxas de deslocamento com o tempo.

Quanto maiores as taxas de deslocamento ao longo do tempo, mais próximo da ruptura, e, por outro lado, se estas taxas diminuïrem com o tempo pode ser sinal de um processo estabilizante. Partindo deste princïpio, foram realizados grãficos de acompanhamento da velocidade de deslocamento horizontal do solo nas profundidades onde as movimentações sã mais pronunciadas, de modo a identificar acrãscimos de deslocamento em curtos perïodos de tempo. A velocidade foi considerada como sendo $v = \Delta\delta_h / \Delta t$ (mm/dia) onde $\Delta\delta_h$ é a diferenã entre deslocamentos horizontais sucessivos medidos para mesma profundidade no solo e Δt é o intervalo de tempo entre leituras. Em um eixo vertical secundário foram apresentados os incrementos de carga e, desta forma, se observa a resposta do solo frente a estes acrãscimos. As Figuras 78, 79, 80 e 81 apresentam os grãficos de velocidade de deslocamento horizontal em funãõ do tempo para as profundidades de 24, 27, 29,5 e 41,5 m, respectivamente.

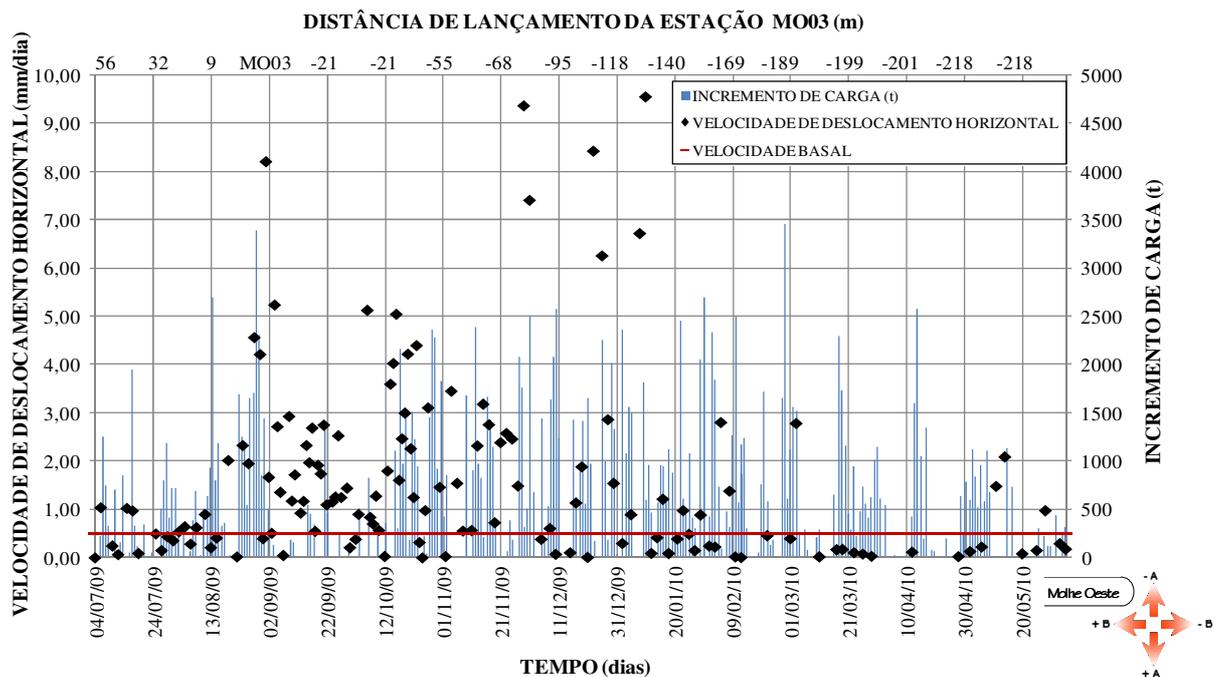


Figura 78: velocidade de deslocamento em 24 m relacionada ao incremento de carga

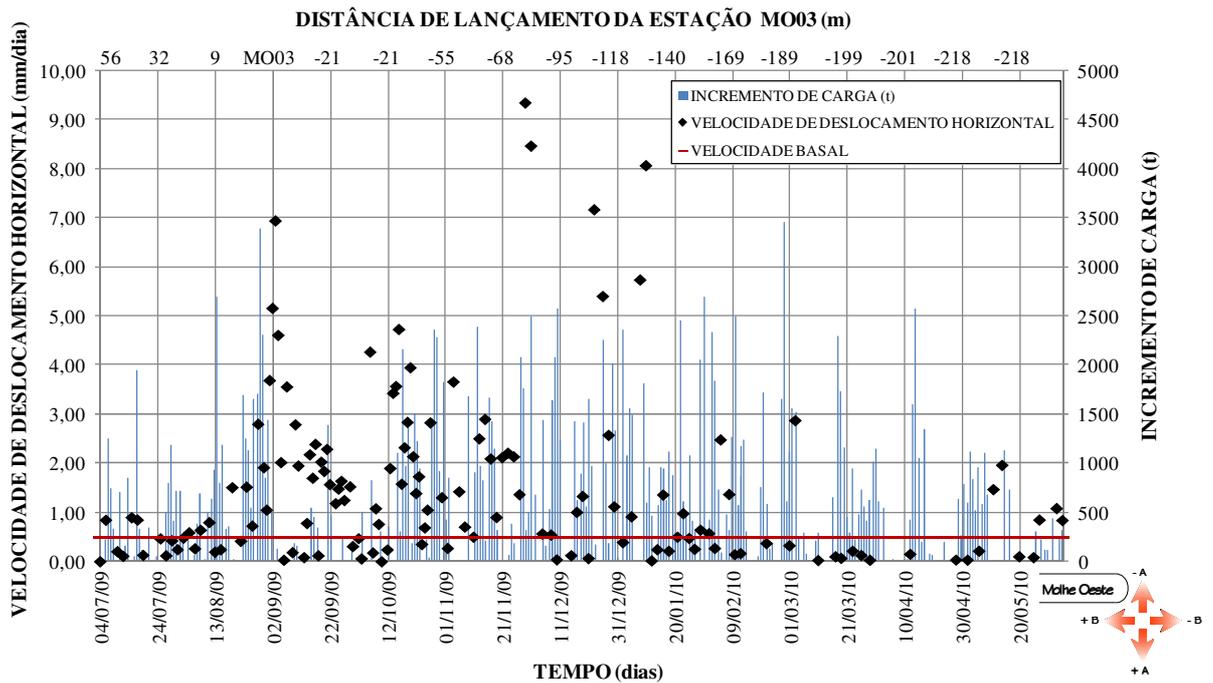


Figura 79: velocidade de deslocamento em 27 m relacionada ao incremento de carga

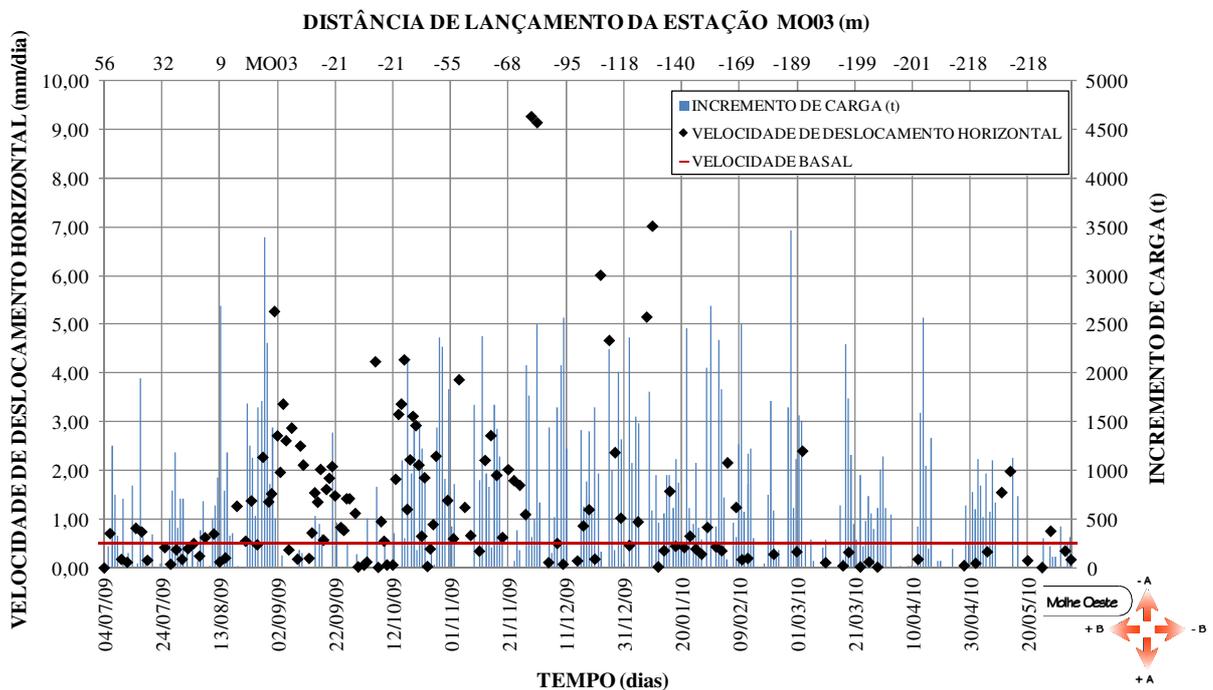


Figura 80: velocidade de deslocamento em 29,5 m relacionada ao incremento de carga

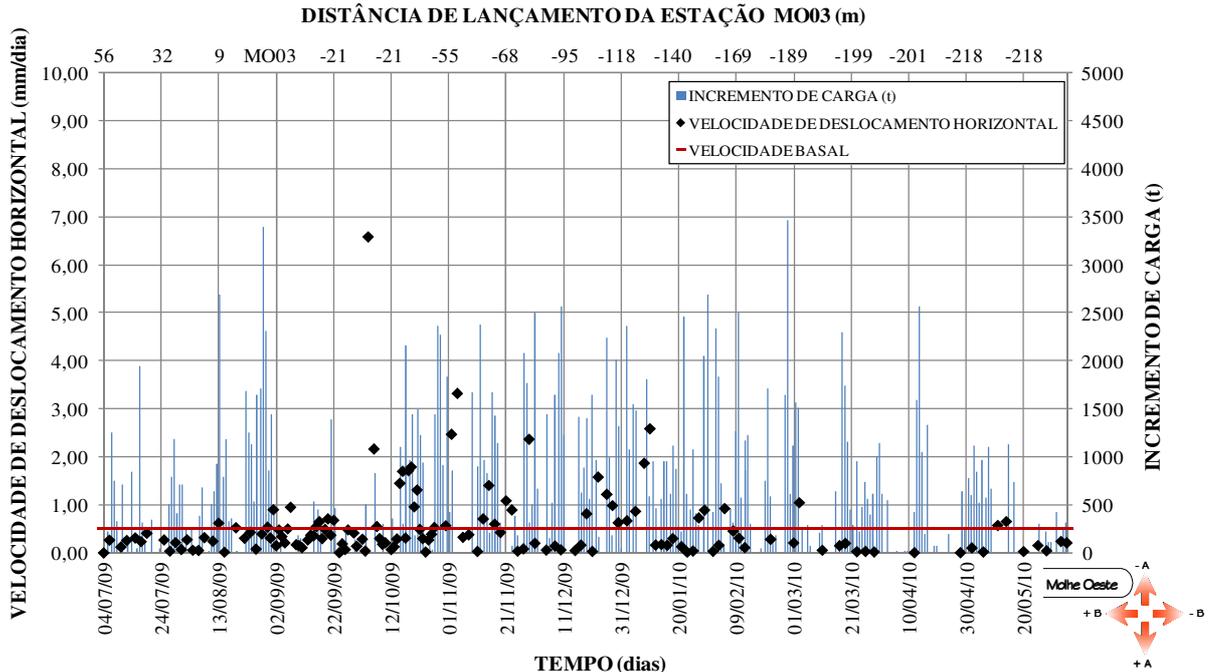


Figura 81: velocidade de deslocamento em 41,5 m relacionada ao incremento de carga

Verifica-se em todos os gráficos a ocorrência de uma velocidade de deslocamento a uma taxa inferior a 0,5 mm/dia, considerada como velocidade basal. Esta velocidade cresce nos intervalos em que há acréscimo de carga, como observado nas profundidades de 24, 27 e 29,5 m (Figuras 78, 79 e 80, respectivamente), especialmente com a aproximação do avanço longitudinal dos molhes em direção a estação de monitoramento. A exceção a este comportamento se deu para a profundidade de 41,5 m (Figura 81), onde ocorreram distorções crescentes com o tempo, no entanto, não havendo acréscimos de velocidade de deslocamento, com valores próximos a taxa de 0,5 mm/dia. Com o afastamento do lançamento em relação à Estação MO03 e com a redução do incremento de carga, ocorre a redução da velocidade de deslocamento, tendendo à estabilização dos valores. Em um segundo momento, cresce a velocidade de deslocamento no período entre 29/11/2009 a 15/01/2010 para as profundidades de 24, 27 e 29,5 m, quando ocorrem condições marítimas bastante favoráveis de trabalho e, por consequência, incrementos de carga diários. Neste período, as velocidades máximas para a Estação MO03 atingiram valores de até 9,5 mm/dia, seguidas de nova estabilização para a velocidade basal de 0,5 mm/dia. Em todos os gráficos apresentados, não ocorreram crescimentos progressivos da velocidade de deslocamento, de modo que, mesmo atingindo valores significativos devido a maiores e contínuos acréscimos de carga, os valores mostram redução para uma velocidade basal inferior a 0,5 mm/dia, indicando situação estável.

6.1.3 Volume de Solo Horizontal Deslocado

O Método dos Volumes desenvolvido por Sandroni et al. (2004) relaciona o volume de solo horizontal deslocado (V_h) e a altura do aterro (H). Na construção dos molhes é difícil medir a altura real do aterro, pois além dos taludes serem executados com enrocamentos e tetrápodes de dimensões variadas, ocorrem ainda os alteamentos do núcleo, subcarapaça e carapaça de forma simultânea em diversas seções. Deste modo, ao invés de considerar a altura do aterro, utilizou-se a carga acumulada lançada para relacionar a velocidade de deslocamento horizontal do solo. A Figura 82 mostra o gráfico de variação de volume horizontal de solo deslocado em função da carga acumulada lançada, considerando apenas o período de passagem do avanço longitudinal do molhe pela Estação MO03, entre os dias 20/08/2009 até 02/09/2009.

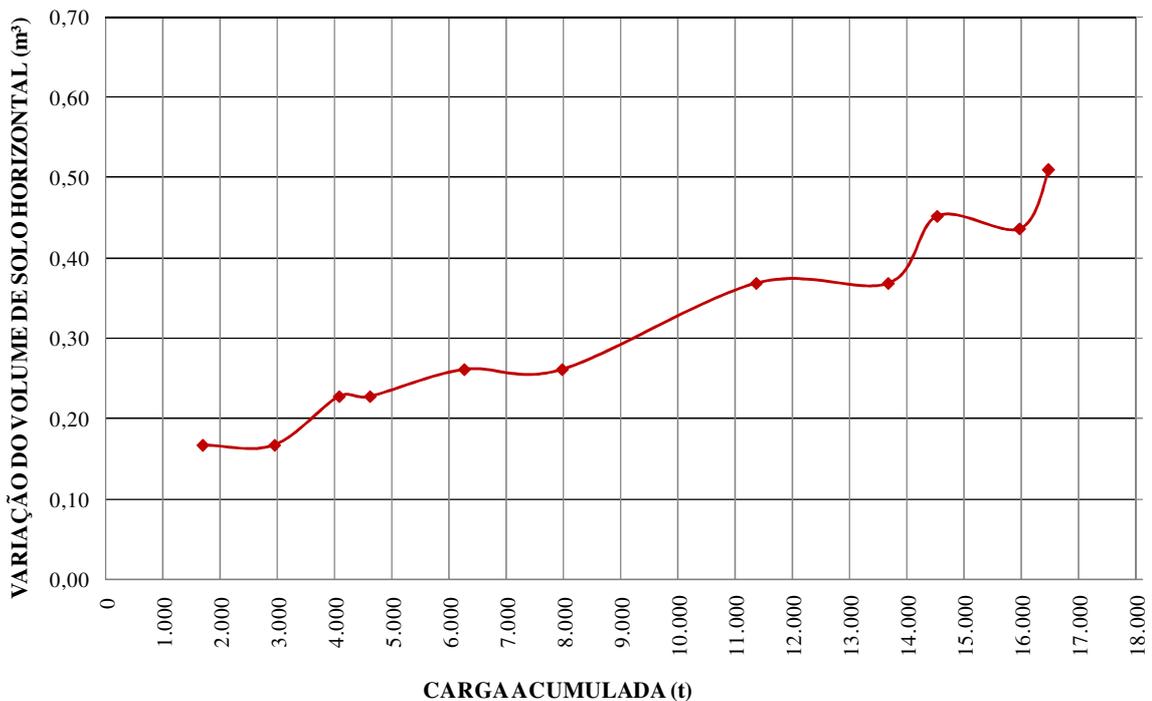


Figura 82: evolução do volume horizontal deslocado relacionado à carga acumulada
MO03

O Método dos Volumes desenvolvido por Sandroni et al. (2004), considera que uma mudança de inclinação na curva de variação de volume horizontal relacionado à altura do aterro poderia indicar que a ruptura se aproxima. Embora seja uma adaptação ao Método dos Volumes, na Figura 82 não há sinais de mudança de inclinação da curva, indicando uma situação estável, mesmo com deslocamentos e distorções mais pronunciados neste período.

6.1.4 Análise Gráfica das Distorções

Diversos autores utilizam as distorções como parâmetro de avaliação de desempenho de um aterro lançado sobre solos argilosos moles, principalmente por suas características adimensionais. No entanto, até o presente, não parece haver consenso entre os autores quanto a um valor de distorção a ser adotado como nível de alerta. Neste trabalho, procurou-se avaliar não só a magnitude das distorções, como também o comportamento da curva de distorção e sua variação em relação ao tempo. Em um eixo vertical secundário foram apresentadas as cargas acumuladas lançadas durante o período de monitoramento da obra. Os gráficos foram realizados para as profundidades de 24, 27, 29,5 e 41,5 m, apresentados nas Figuras 83, 84, 85 e 86, respectivamente. No Anexo B, esta análise é apresentada também para a Estação ML01, considerando as profundidades de 29 e 36 m, onde as distorções na camada de argila são mais pronunciadas.

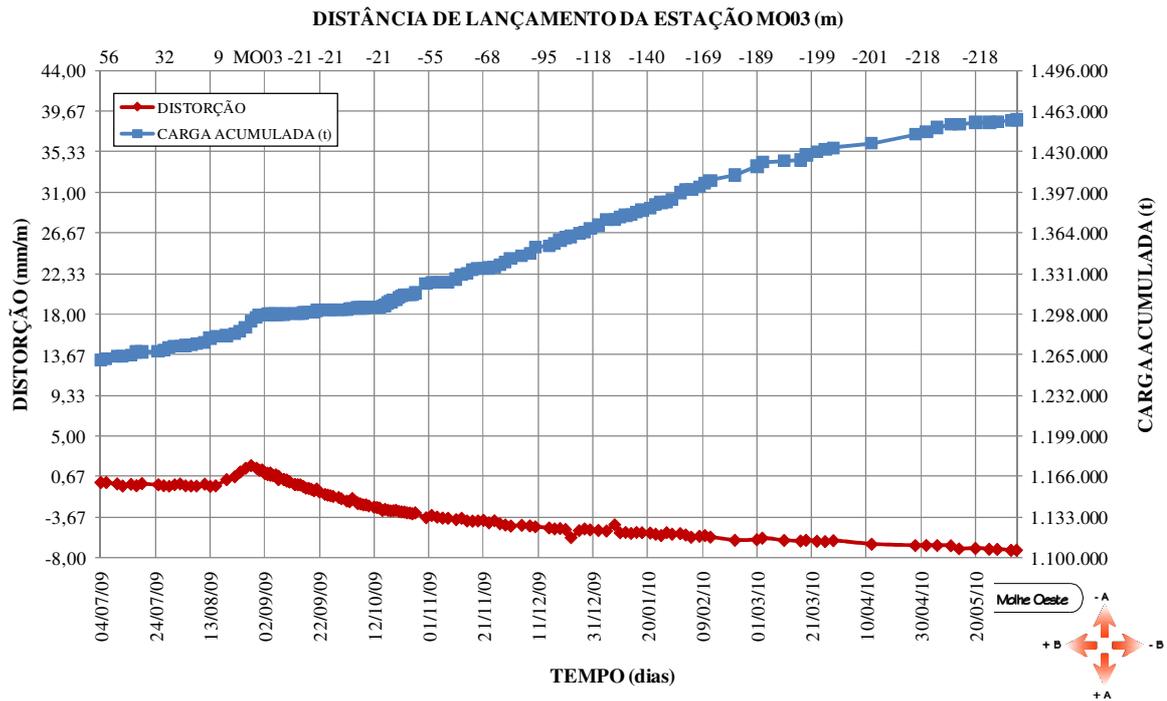


Figura 83: gráfico de distorção para profundidade de 24 m, relacionado à carga acumulada

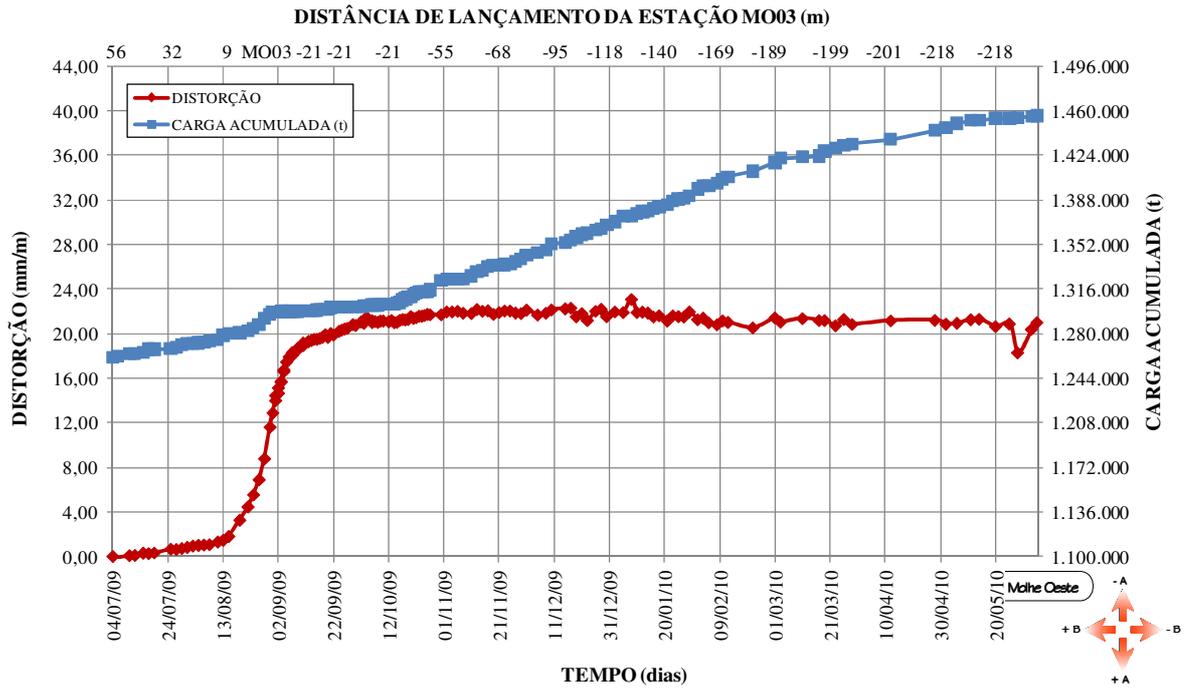


Figura 84: gráfico de distorção para profundidade de 27 m, relacionado à carga acumulada

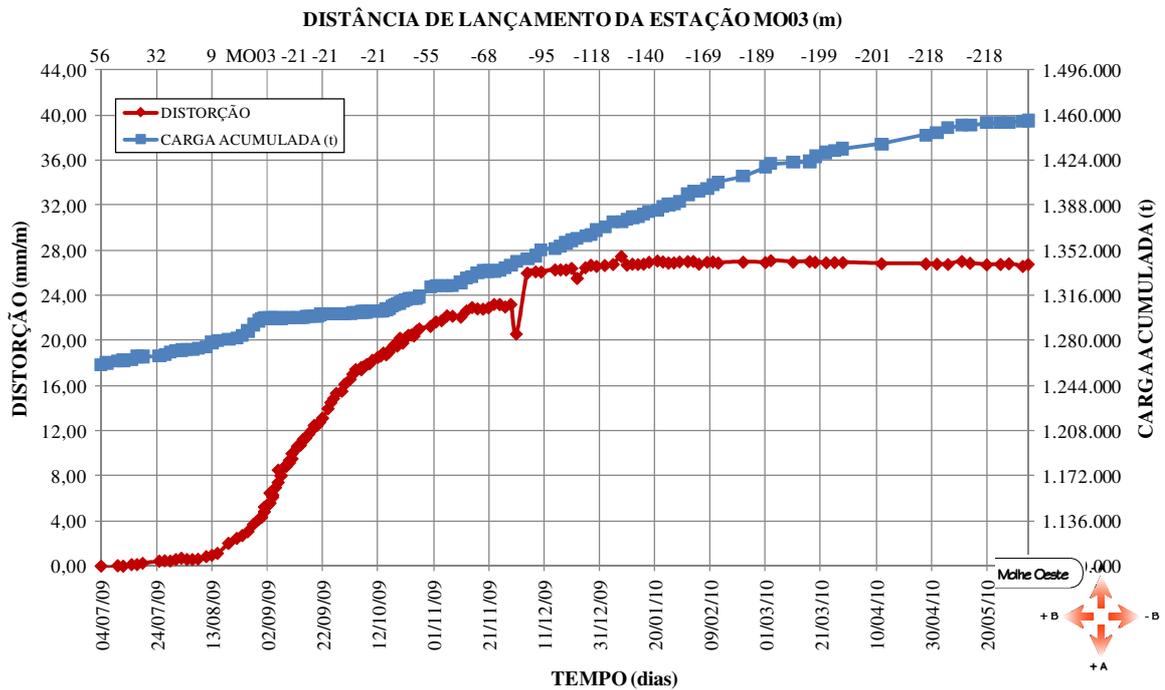


Figura 85: gráfico de distorção para profundidade de 29,5 m, relacionado à carga acumulada

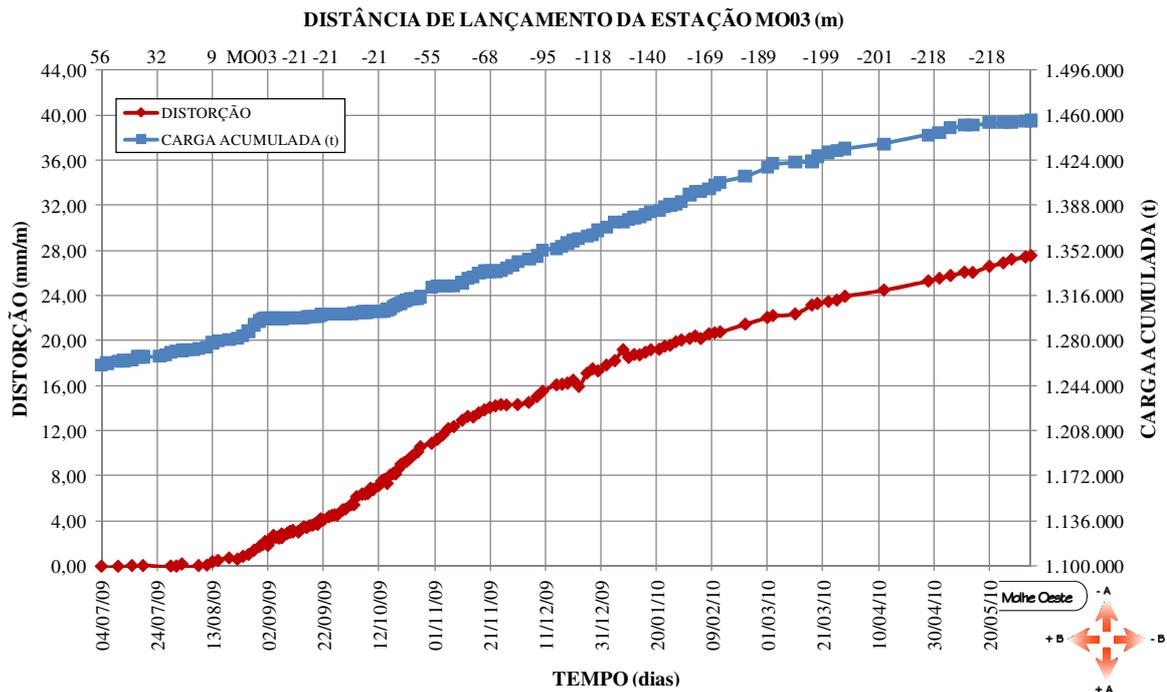


Figura 86: gráfico de distorção para profundidade de 41,5 m, relacionado à carga acumulada

Em todos os gráficos apresentados percebe-se o aumento das distorções com a proximidade do avanço longitudinal do molhe à Estação MO03, no período entre 20/08/2009 e 02/09/2009. Devido ao crescimento dos deslocamentos e das distorções, ocorre a redução do incremento de carga e estagnação temporária do avanço longitudinal do Molhe Oeste a partir do dia 02/09/2009, conforme dito anteriormente, retornando a normalidade após a estabilização destes valores.

Na camada de vaza, na profundidade de 24 m (Figura 83), as distorções aumentam ligeiramente com a proximidade da estação e, com o afastamento, os valores diminuiram ao longo do tempo. Este comportamento mostra que, embora ocorram grandes deslocamentos acumulados, não há indícios de uma potencial superfície de ruptura nesta profundidade, sendo essa maior movimentação na camada mais superficial causada pelo escoamento da vaza devido ao lançamento de carga.

Na profundidade de 27 m (Figura 84), verifica-se um crescimento das distorções mais acentuado quando da aproximação do avanço longitudinal do molhe à Estação MO03, atingindo rapidamente o valor máximo de 22 mm/m (2,2%) para esta profundidade, o que poderia ser interpretado como um indício de início de instabilidade. No entanto, com o afastamento da Estação MO03, não ocorreram acréscimos nos valores de distorção ao longo do tempo, indicando volta à situação estável.

As análises numéricas realizadas durante o projeto geotécnico dos molhes mostram superfícies potenciais de ruptura passando ao centro da camada de argila. Sendo assim, as profundidades de 29,5 m e 41,5 m estão mais próximas desta região identificada como de potencial ruptura. A profundidade de 29,5 m (Figura 85) mostrou acréscimo das distorções com a aproximação do avanço longitudinal à Estação MO03, atingindo valores de 26 mm/m (2,6%), com posterior estabilização da curva, porém, de forma mais suave do que da profundidade de 27 m.

A profundidade de 41,5 m (Figura 86) apresentou valores crescentes de distorção com passar do tempo para carga constante, após a passagem do avanço pela Estação MO03, atingindo o valor máximo de 28 mm/m (2,8 %) até a última leitura, no dia 04/06, o que poderia estar associado ao fenômeno de *creep*. Segundo Brugger (1996), no comportamento típico de *creep* sem adensamento, após o término do carregamento as distorções crescem ao longo de toda a camada de solo mole e, no caso em que ocorre ruptura, observa-se uma aceleração das distorções em algum ponto. Para identificar esta aceleração é necessário avaliar a taxa com que cresce a distorção para a camada de argila mole.

6.1.5 Taxas de Distorção

De modo a identificar a aceleração das distorções, o método de previsão de desempenho desenvolvido por Almeida et al. (2000) foi utilizado na análise dos dados de inclinômetro da Estação MO03. O método sugere uma avaliação considerando a taxa de variação de distorção com o tempo, representada pela equação $v_d = \Delta d / \Delta t (\% / \text{dia})$, onde Δd é a variação de distorção e Δt é a variação do tempo. Os valores de taxa de distorção acumulada para a Estação MO03 foram plotados em função do tempo. Em um eixo vertical secundário, foram apresentadas as cargas acumuladas lançadas durante o período de monitoramento da obra. As taxas de distorção foram avaliadas para as profundidades de 24, 27, 29,5 e 41,5 m e são mostradas nas Figuras 87, 88, 89 e 90, respectivamente. No Anexo C, esta análise é apresentada também para a Estação ML01, considerando as profundidades de 29 e 36 m, onde as distorções na camada de argila são mais pronunciadas.

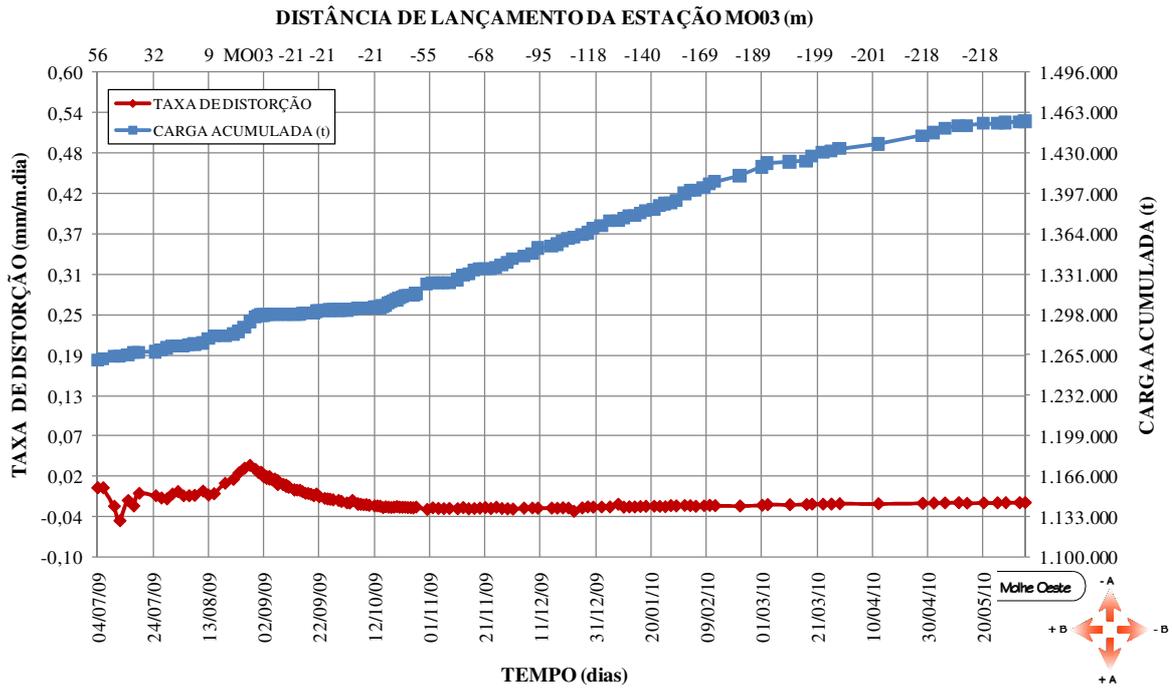


Figura 87: taxa de distorção na profundidade de 24 m

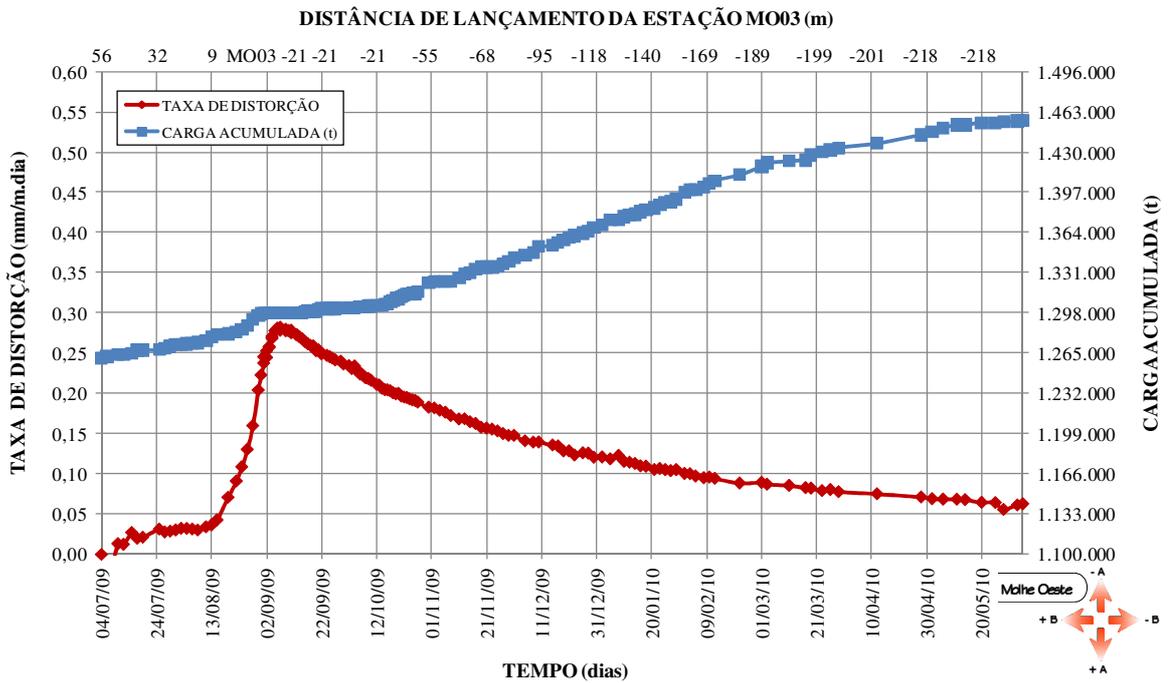


Figura 88: taxa de distorção na profundidade de 27 m

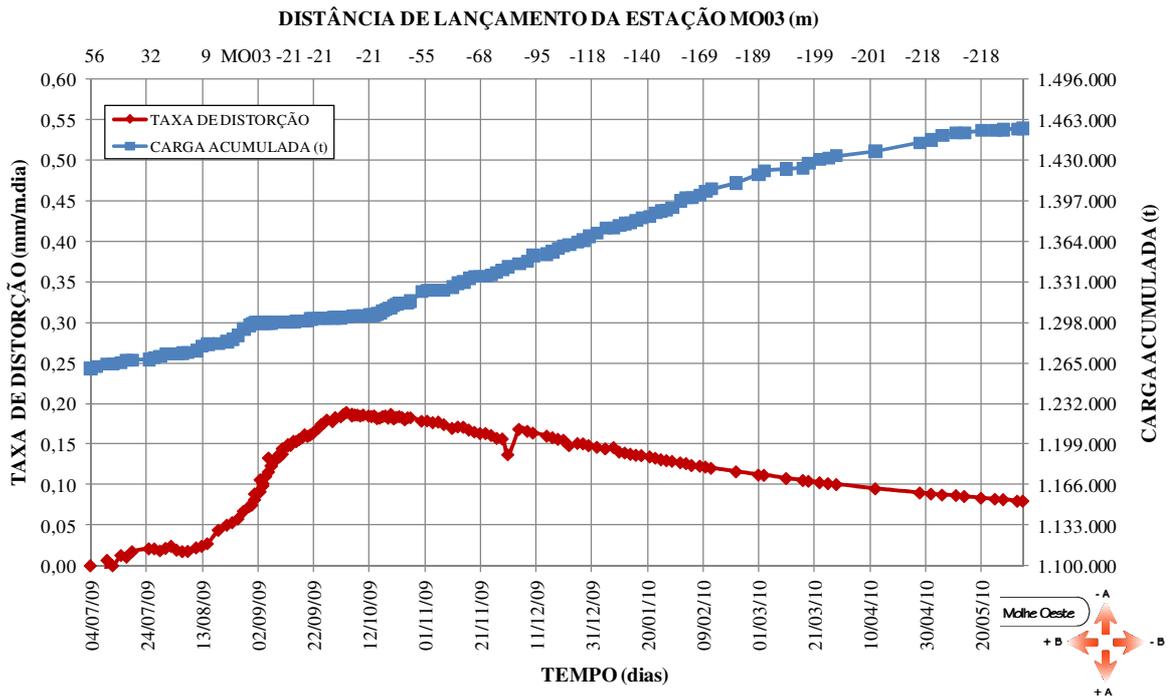


Figura 89: taxa de distorção na profundidade de 29,5 m

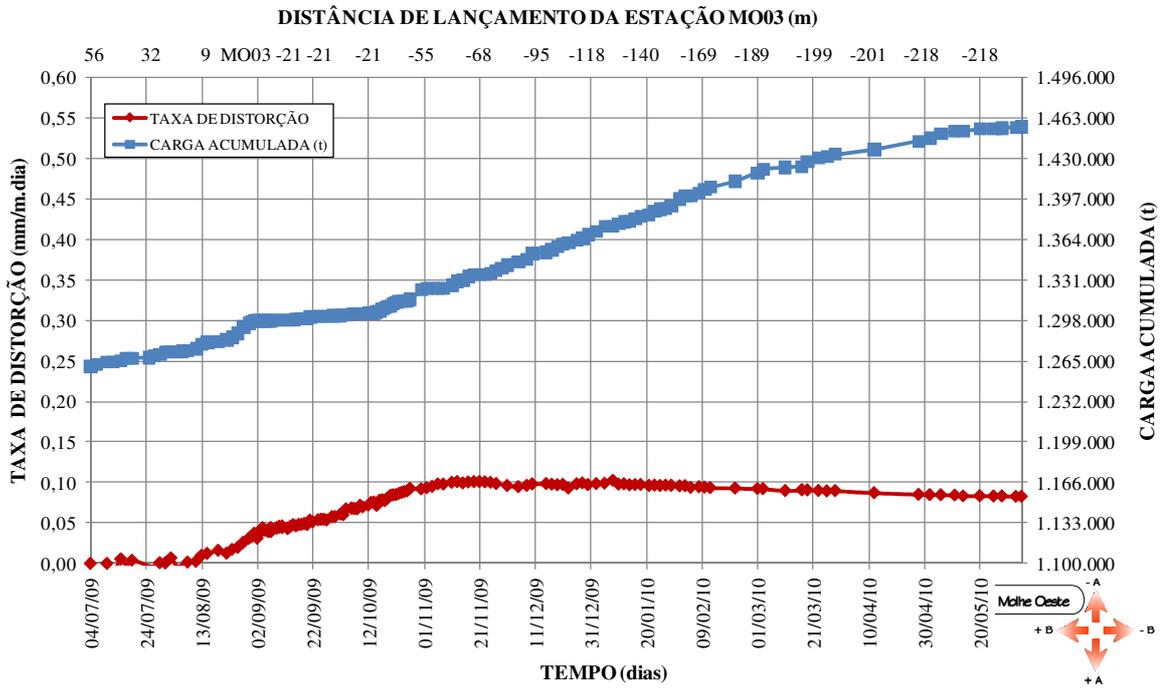


Figura 90: taxa de distorção na profundidade de 41,5 m

Todos os gráficos apresentam aumento das taxas de distorções com a proximidade do avanço longitudinal do molhe à Estação MO03, o que poderia ser indício de instabilidade. No entanto, imediatamente após a passagem pela Estação MO03, as curvas mostram tendência à estabilização e até mesmo redução das taxas de distorção. Esta situação pode ser verificada na curva obtida para a profundidade de 41,5 m (Figura 90) que, embora tenha apresentado valores crescentes de distorção com passar do tempo, atingindo valores de até 28 mm/m (2,8 %), mostra taxas de distorção que não evoluíram com o passar do tempo.

A partir de seus estudos baseados em casos de aterros instrumentado sobre argilas moles, Almeida et al. (2000) sugerem valores de referência de taxas de distorção, sendo: para $v_d \geq 1,5$ % /dia, são aconselháveis medidas de cautela, como interromper o carregamento; para taxas entre $0,5$ % /dia $\leq v_d \leq 1,5$ % /dia, atenções especiais são indicadas, onde o autor recomenda aumentar o número de leituras; e taxas $v_d \leq 0,5$ % /dia não merecem grandes preocupações, com apenas continuidade das leituras até que se verifique a estabilização.

Na camada de argila mole, a taxa de distorção máxima acumulada está em torno de 0,28 mm/m.dia (0,028 %/dia), obtida na profundidade de 27 m (Figura 88). A máxima taxa de distorção obtida entre duas leituras sucessivas chegou a 1,42 mm/m.dia (0,142 %/dia), entre as leituras realizadas nos dias 28/08/2009 e 30/08/2009, para a profundidade de 27 m. Nos dois casos os valores obtidos são menores que 0,5 % /dia, dentro da faixa considerada como estável por Almeida et al. (2000). As taxas de distorção encontradas ainda são menores que os valores apresentados por Almeida et al. (2000) no caso do aterro da Estação de Tratamento de Esgoto Alegria, cujos os valores de distorções ultrapassaram 7 %, e as taxas de distorção não ultrapassaram 0,15 %/dia, não ocorrendo ruptura.

6.1.6 Relação entre Distorção e Taxa de Distorção

Adicionalmente ao acompanhamento anteriormente apresentado, que segue recomendações estabelecidas na literatura, apresenta-se neste trabalho gráficos de distorção em função da taxa de distorção, com objetivo de buscar relações entre estas medidas e os mecanismos de interação solo-estrutura observadas durante o alteamento dos molhes. As taxas de distorção e as distorções para a Estação MO03 foram plotadas para as profundidades de 24, 27, 29,5 e 41,5 m, conforme mostrado nas Figuras 91, 92, 93 e 94, respectivamente. Esta análise foi também realizada para a Estação ML01, apresentada no Anexo D para as profundidades de 29

e 36 m, considerando as leituras realizadas a partir da aproximação do avanço longitudinal do molhe a estação.

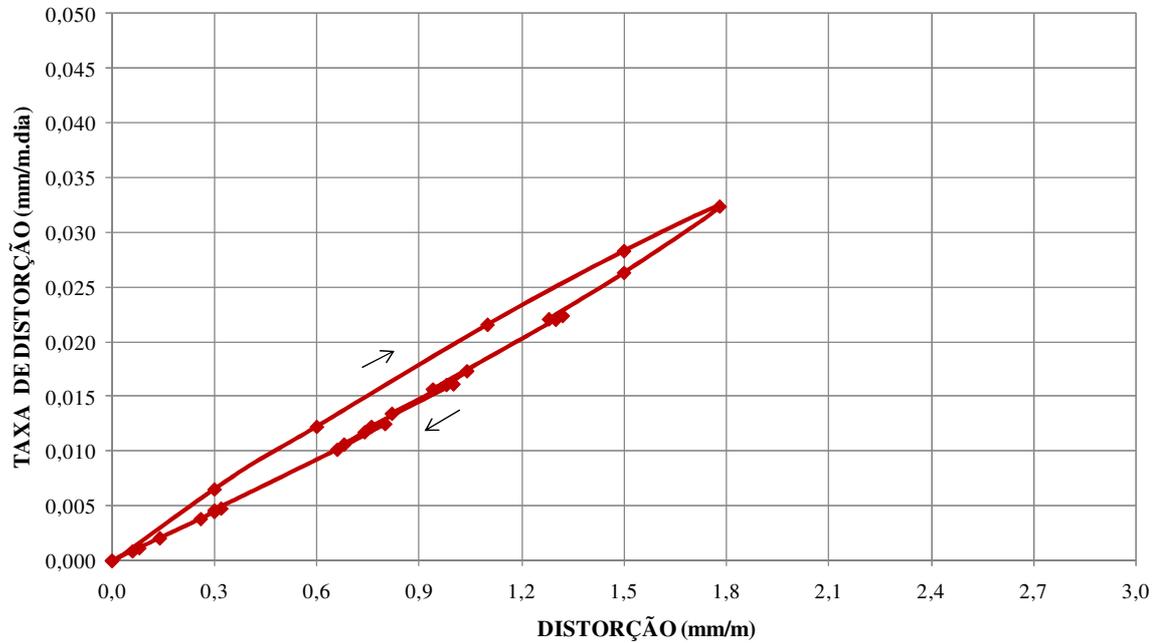


Figura 91: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 24 m de profundidade

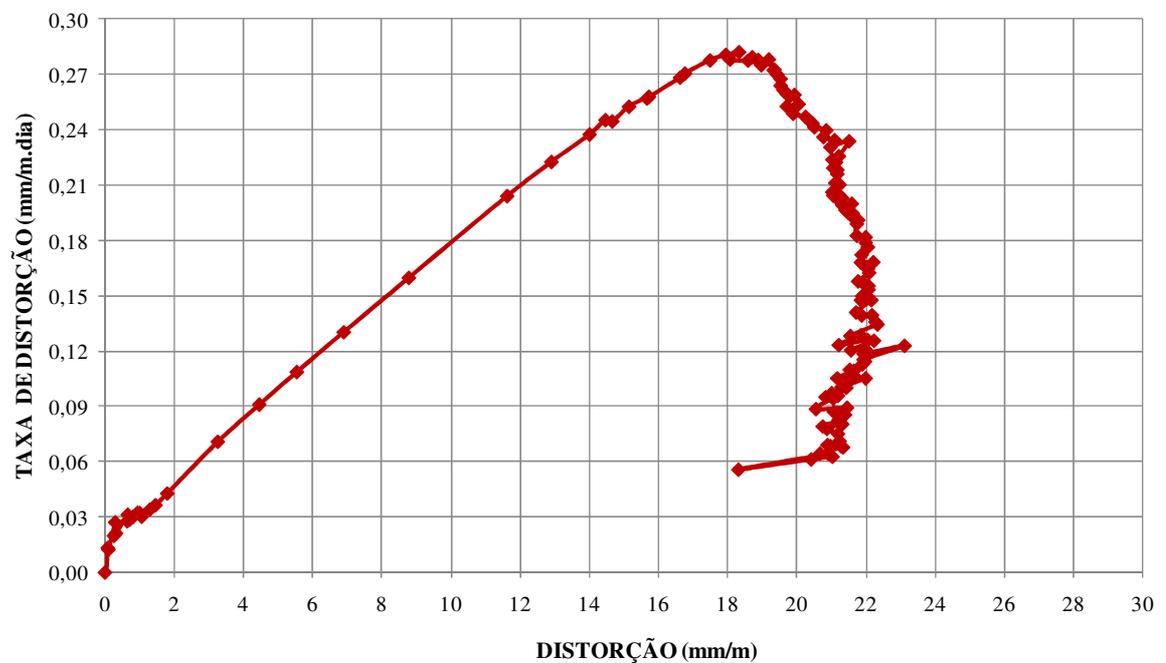


Figura 92: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 27 m de profundidade

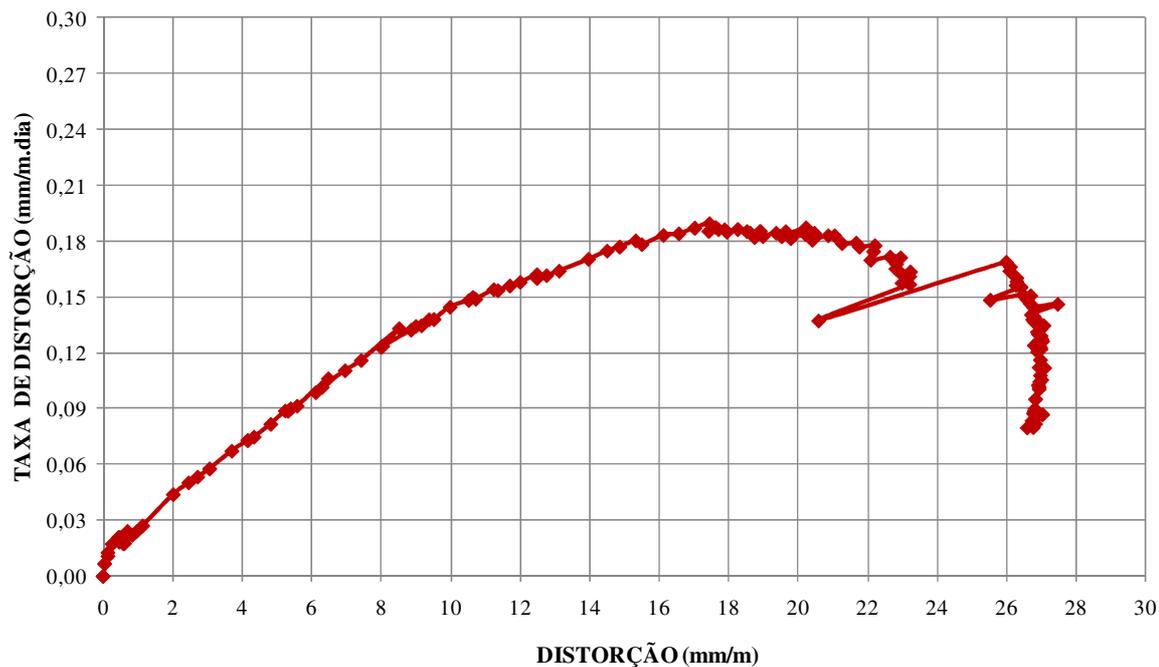


Figura 93: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 29,5 m de profundidade

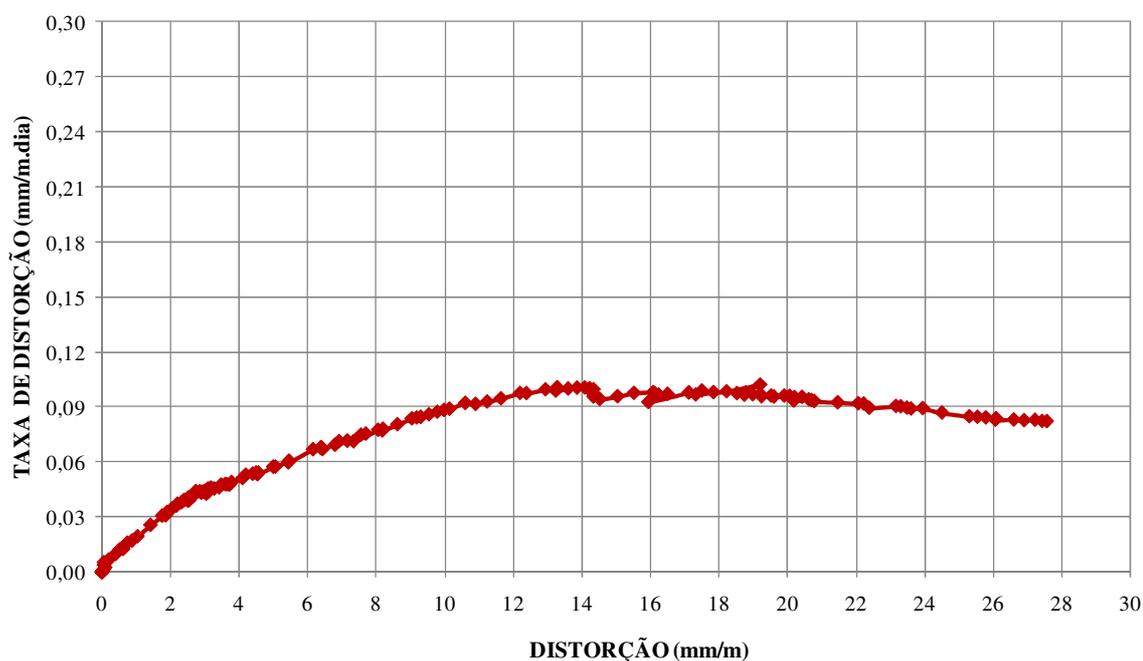


Figura 94: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 41,5 m de profundidade

A relação entre distorção e taxa de distorção varia consideravelmente em relação às profundidades consideradas. Por exemplo, na profundidade de 24 m (Figura 91) se observa uma relação aproximadamente linear entre a distorção e a taxa de distorção. Com a estabilização do carregamento, após atingir-se a distorção máxima de 1,78 mm/m (0,178 %),

ocorre uma redução tanto na distorção quanto na taxa de distorção, na mesma proporção do carregamento, com os dois valores retornando à origem.

Nas profundidades de 27 m e 29,5 m (Figuras 92 e 93) observa-se um crescimento aproximadamente linear entre a distorção e a taxa de distorção no início da fase de carregamento, decorrente da proximidade do avanço longitudinal do molhe à Estação MO03. No entanto, nestas duas profundidades a distorção máxima é significativamente superior à observada na profundidade de 24 m, atingindo valores da ordem de 25 mm/m. Nestas condições, após a passagem pela estação, inicia-se um processo de redução dos valores de taxa de distorção, observando-se posteriormente uma inflexão na curva caracterizada por uma tendência mais acentuada de redução na taxa de distorção e estabilização das distorções, o que poderia ser relacionada à tendência de estabilização da estrutura.

Na profundidade de 41,5 m, com o afastamento da estação do lançamento por ponta de aterro, a taxa de distorção permanece estável, enquanto a distorção cresce continuamente. Este comportamento indica um processo de *creep*, no qual as distorções crescem a taxas constantes, sem que haja acréscimo de carregamento.

6.2 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES

Os métodos apresentados permitem entender a cinemática dos deslocamentos, associada ao mecanismo de interação solo-estrutura decorrente do alteamento dos molhes, resultando na avaliação das condições de estabilidade dos molhes. Estes métodos permitiram a identificação de um sistema de alerta conclusivo, em perfeita consonância com experiências relatadas na literatura.

O critério de alerta adotado na obra foi baseado na análise conjunta de três informações complementares:

- a) taxas de distorção maiores ou iguais a 5 mm /m.dia, (0,5 %/dia), limite mais conservador do que o sistema de alerta recomendado por Almeida et al (2000);
- b) distorções superiores a 20 mm/m (2 %), limite próximo ao estabelecido por Ortigão (1980), que deduziu que o aterro é estável enquanto as distorções forem inferiores a 3 %;

- c) deslocamentos horizontais superiores a 120 mm, valor de referência determinado a partir de análise numérica da seção típica dos molhes para esta etapa da obra.

Nota-se nesta análise conjunta que há certa concordância entre valores medidos e valores de alerta recomendados na literatura. Porém, enquanto os valores de distorções situavam-se nos valores máximos, associados a condições de potencial instabilização, os valores de taxas de distorção situaram-se na faixa identificada como estável. Como na obra estes limites foram sempre analisados conjuntamente, uma tentativa de análise é proposta neste trabalho, combinando os valores de distorção às taxas de distorção correspondentes em um único gráfico.

No espaço distorção versus taxa de distorção é possível identificar as seguintes tendências de comportamento para a fundação dos molhes:

- a) distorções inferiores a 0,2%: relação linear entre as grandezas medidas, com deslocamentos essencialmente elásticos e reversíveis. Comportamento associado a condições de estabilidade durante o processo construtivo, com segurança relativamente alta;
- b) distorções inferiores 2%: relação linear entre as grandezas medidas durante a etapa de carregamento. À carga constante, observa-se uma tendência de redução acentuada nas taxas de distorção, até a eventual estabilização das leituras;
- c) distorções entre 2% e 3%: relação linear entre as grandezas medidas somente no início da etapa de carregamento, seguido de uma tendência não linear para distorções superiores a 2%. Após o carregamento observa-se a taxa de distorção permanecendo estável enquanto a distorção cresce continuamente, em um comportamento indicativo de um processo de *creep*. Eventualmente ocorre a estabilização das leituras indicando a estabilização da fundação dos molhes.

7 CONCLUSÕES

A experiência obtida em casos de obra permite estabelecer padrões de comportamento de fenômenos solo-estrutura, que podem ser de grande valia para acompanhamento de obras futuras. A partir de métodos de previsão de desempenho e de gráficos de acompanhamento da obra, usados para identificar deslocamentos, distorções e poro-pressões, pode-se reconhecer situações de risco.

As medidas de instrumentação obtidas através do monitoramento geotécnico permitiram acompanhar o processo de alteamento e avanço longitudinal da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande, na etapa de lançamento de tetrápodes e de enrocamento por ponta de aterro, até o dia 04 de junho, atingindo a cota + 3 m.

As curvas de deslocamento horizontais, obtidos a partir das leituras de inclinômetro do tipo torpedo na Estação MO03, mostraram acréscimos significativos com a aproximação do avanço longitudinal dos molhes em relação à estação de monitoramento. Os deslocamentos máximos atingiram valores de 130 mm na camada de vaza (profundidade de 24 m) e, na camada de argila mole foram registrados valores de 110 mm (profundidade de 27 m). Os deslocamentos observados na Estação MO03 foram mais pronunciados do que nas demais estações, provavelmente devido à presença da camada de vaza superficial neste local que, por ser mais espessa, não foi inteiramente expulsa durante o lançamento das bermas. Entretanto, embora os deslocamentos sejam mais acentuados, os padrões observados nesta estação não são distintos das outras estações monitoradas e, por este motivo, a Estação MO03 foi considerada como referência nas análises realizadas.

Estimativas numéricas de projeto indicaram deslocamentos horizontais máximos da ordem de 200 mm, para carregamento até a cota +5 m. Esta cota inclui a etapa de fechamento, que ainda está sendo executada, com término previsto para julho de 2010.

Os dados fornecidos pelo monitoramento da ampliação dos molhes foram interpretados nesta pesquisa através de vários procedimentos.

A avaliação proposta por Kawamura (1985), que associa a ruptura por *creep* não-drenado à curva de deslocamento horizontal ao longo do tempo, indica um processo de estabilização dos deslocamentos.

Nos gráficos de velocidade de deslocamento, é possível identificar a ocorrência de uma velocidade basal em torno de 0,5 mm/dia. Esta velocidade cresce mediante o acréscimo de carga para quase todas as profundidades, especialmente com a aproximação do avanço longitudinal dos molhes em relação à estação de monitoramento. As velocidades máximas atingiram valores de até 9,5 mm/dia, seguido de nova estabilização para a velocidade basal de 0,5 mm/dia. Em todos os gráficos apresentados não ocorreram crescimentos progressivos da velocidade de deslocamento, de modo que, mesmo atingindo valores significativos durante a construção, os valores mostram redução gradual, indicando situação estável.

A análise dos dados obtidos utilizando uma adaptação ao Método dos Volumes desenvolvido por Sandroni et al. (2004), não indicou sinais de mudança de inclinação da curva de variação de volume horizontal relacionado a carga acumulada, mostrando uma situação estável durante a construção.

De forma semelhante aos deslocamentos horizontais, as distorções aumentam com a proximidade do avanço longitudinal dos molhes à estação de monitoramento, e, quando se afastam da estação, os valores tendem a estabilizar. Exceção a este comportamento ocorreu na camada de argila em 41,5 m de profundidade, na Estação MO03, onde ocorreu crescimento contínuo dos valores de distorção. Nesta profundidade foram obtidos os valores máximos de distorção, em torno de 28 mm/m (2,8%), até o dia 04 de junho de 2010.

De modo a identificar padrões de aceleração das distorções, o método de previsão de desempenho desenvolvido por Almeida et al. (2000) foi utilizado na análise dos dados de inclinômetro da Estação MO03. Todos os gráficos apresentam aceleração das distorções com a proximidade do avanço longitudinal do molhe a Estação MO03. Porém, conforme previsto para situação de estabilidade, imediatamente após a passagem do carregamento pela estação, as curvas mostram tendência à estabilização e até mesmo redução das taxas de distorção. Mesmo para os valores máximos obtidos de até 28 mm/m (2,8 %), as taxas de distorção não evoluíram com o passar do tempo. As taxas de distorção obtidas estão dentro da faixa considerada como estável por Almeida et al. (2000), e, ainda contidas nos limites de taxas de distorção mais conservador estabelecido durante a obra, onde valores maiores ou iguais a 5 mm /m.dia, (0,5%/dia) são indícios de condições de risco.

Pode-se observar que as medidas de poro-pressões evoluíram no período entre agosto e setembro de 2009 em função da proximidade do avanço longitudinal do molhe à Estação MO03. Posteriormente, não são gerados acréscimos de poro-pressão, indicando não haver processos ativos de instabilização, associados à redução da resistência ao cisalhamento devido a este parâmetro.

Em relação aos recalques medidos na Estação MO03, é difícil avaliar sua magnitude, visto que o carregamento não foi lançado diretamente sobre a seção instrumentada, ou seja, os medidores de recalque encontram-se junto ao pé do talude e, portanto, fora da área que sofre os maiores carregamentos. No entanto, é possível perceber que os recalques evoluíram com a proximidade do carregamento, sendo os valores máximos da ordem de 22 cm, na camada mais superficial.

A análise conjunta de todas estas informações permitiu estabelecer um sistema de alerta, utilizado para avaliar as condições de segurança durante a execução da obra dos molhes. Deste modo, no caso da identificação de risco, uma série de medidas mitigatórias foram estabelecidas, estruturadas em níveis crescentes de intervenção, tornando o projeto interativo. Estas medidas previam inicialmente a interrupção da obra, evoluindo, se necessário, para redução dos carregamentos (alteração de cotas de lançamento) ou até alterações no projeto das seções transversais (bermas e/ou taludes).

A partir das observações do monitoramento da obra de ampliação dos molhes e o conjunto de análises aqui estudadas, pode-se concluir que não ocorreram situações de risco elevado decorrente do processo construtivo. No entanto, estes resultados são preliminares devido à ausência de dados provenientes da etapa de fechamento do molhe, com alteamento até a cota +5.

Sugestões para trabalhos futuros:

1. Avaliar os dados da instrumentação da obra de ampliação dos molhes até o carregamento final (camada de fechamento), a partir dos métodos de previsão de desempenho e gráficos de acompanhamento utilizados neste trabalho;
2. Validar os parâmetros utilizados no projeto geotécnico da ampliação dos molhes, comparando os dados da instrumentação com os deslocamentos previstos – Projeto Interativo.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; SPOTTI, A. P. **Previsão e Desempenho de Aterro sobre Solos Moles: Estabilidade, Recalques e Análises Numéricas**. 2000. Previsão de Desempenho x Comportamento Real, ABMS, p. 69-93.
- BOURGES, F., MIEUSSENS, C. **Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles Méthode de prévision**. 1979. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, LCPC, n. 101, p. 73-100.
- BRUGGER, P.J. **Análise de Deformações em Aterros sobre Solos Moles**. 1996. 255 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- CONSÓRCIO CBPO, PEDRASUL, CARIOCA E IVAÍ. **Arquivos da Obra de Ampliação dos Molhes de Rio Grande**. [S.l.], 2001-2010.
- COUTINHO, R. Q. **Análise das medições de campo efetuadas durante a construção do aterro experimental de Juturnaíba**. 1986. 715 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- DIAS, C. R. R., BASTOS, C. A. B. **Propriedades Geotécnicas da argila siltosa marinha de Rio Grande/RS – Uma Interpretação à Luz da História Geológica Recente da Região**. 1994. X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu, PR. v. 2, 555 p.
- DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**, 1988. Wiley - Interscience Publication - New York, 577 p.
- FURG. **Relatório Final dos Ensaios Geotécnicos**. Obra de Prolongamento dos Molhes do Rio Grande. [S.l.], 2001. 135 p.
- GEOFORMA ENGENHARIA LTDA. **Relatório RE 124-11/07**. Obra de Prolongamento dos Molhes do Rio Grande. [S.l.], 2008. 4p. 2 apêndices.
- GEOPROJETOS ENGENHARIA LTDA. **Relatório de instalação, leituras iniciais e de acompanhamento da instrumentação geotécnica RT744-04**. Obra de Prolongamento dos molhes do Porto do Rio Grande. [S.l.], 2009. 38 p.
- GEOPROJETOS ENGENHARIA LTDA. **Relatórios Mensais de Acompanhamento da Instrumentação Geotécnica R744**. Obra de Prolongamento dos molhes do Porto do Rio Grande. [S.l.], 2009-2010.
- GEOPROJETOS ENGENHARIA LTDA. **Relatório 210592-137-38 Avaliação Global do Comportamento do Quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe**. [S.l.], 1992. Obra: Quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe.

HANNA, T.H. **Field instrumentation in geotechnical engineering**. 1985. Trans. Tech., New York, 843 p.

HORNES, M.S.M. **Análise de Estabilidade Geotécnica do Molhe Leste do Porto do Rio Grande após as Obras de Recuperação**. 2001. Dissertação de Mestrado, Engenharia Oceânica, Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande.

JOHNSTON, I.W. **Discussão, Simpósio Field Instrumentation in Geotechnical Engineering**. 1973. ICE, Londres, p. 700-702.

KAWAMURA, K. **Methodology for Landslide Prediction**. 1985. Proceedings of the XI Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, v. 3, p. 1155-1158.

LADD, C. C. Stability evaluation during staged constructions, The twenty-second Terzaghi lecture. 1991. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 117, n. 4, p. 540-615.

LOGANATHAN, N.; BALASUBRAMANIAM, A. S. e BERGADO, D. T. **Deformation analysis of embankments**. 1993. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 119, n. 8, p. 1185-1206.

MATSUO, M., KAWAMURA, K. **Diagram for construction control of embankments on soft ground**. 1977. Soils and foundations, v. 17, n. 3, p. 37-52.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. 1980. 715 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2007. Terratek, 3 ed., 385 p.

PECK, R. B. **Advantages e Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics**. 1969. Géotechnique, v. 19, n. 2, p. 171-187.

PRADEL, A. **Histórico da Barra do Rio Grande**. 1979. Disponível em: <http://www.riograndevirtual.com.br/molhesdabarra/conteudo/historico.html>. Acesso em: junho 2010.

Praticagem da Barra do Rio Grande. Disponível em: <http://www.praticagemriogrande.com.br>. Acesso em: 2009-2010.

SANDRONI, S. S.; LACERDA, W. A.; BRANDT, J.R.T. **Métodos dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre solos moles**. 2004. Solos e Rochas, v. 27, n. 1, p. 25-35.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**, 2000. São Paulo: Oficina de Textos, 189 p.

SCHNAID, F. **In Situ Testing In Geomechanics -The Main Tests**. 2009. London: Taylor & Francis, 352 p.

SCHNAID, F.; PITANGUY, M. S. **Os Molhes de Rio Grande**. In: Simpósio de Prática de Engenharia de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 5, 2008. Anais... Florianópolis: FIESC 2008. 1CD.

SUPERINTENDÊNCIA DO PORTO DE RIO GRANDE. **Histórico do Porto de Rio Grande**. Disponível em: <http://www.portoriogrande.com.br/pt/historico/>. Acesso em: abril 2009.

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

UFRGS. **Relatório de Investigação Geotécnica-Ensaio de Piezocone**. 2001. Consórcio - Obra: Prolongamento dos molhes do Porto do Rio Grande, 13 p.

UFRGS. **Relatório Técnico de Ensaio Laboratório AN-2007-08B**. 2008. Consórcio - Obra: Prolongamento dos molhes do Porto do Rio Grande, 28 p.

VASSÃO, J. A. V. **Histórico da Abertura da Barra do Rio Grande**. 1987. 1 ed., SAGRA. Porto Alegre.

Previsões de ondulações, velocidade e direção do vento. Disponível em: www.windguru.cz. Acesso em: 2009-2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3.336**: Solo – Ensaio de Adensamento Unidirecional, Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3122**: Solo – Ensaio de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3406**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* - CPT - Método do ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Solo – Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984d.

ANEXO A – Leitura do inclinômetro ML01

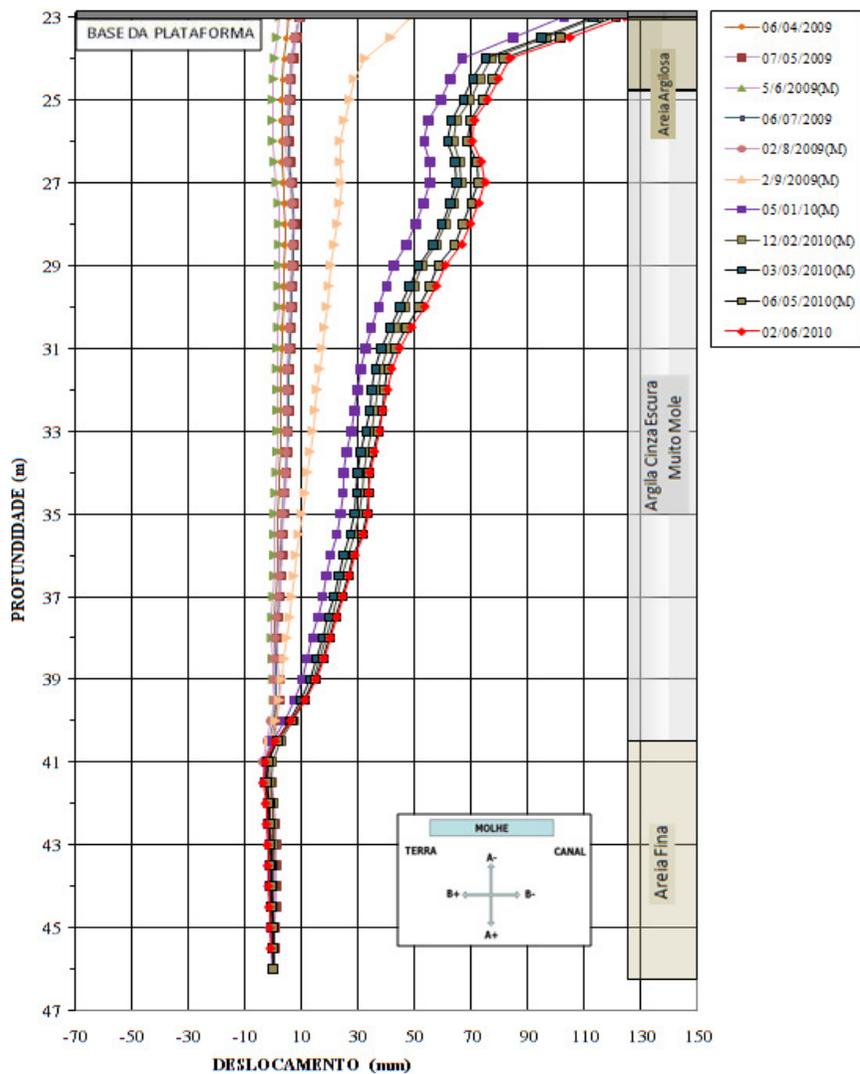


Figura 95: gráfico de deslocamento horizontal no eixo A (GEOPROJETOS, 2010)

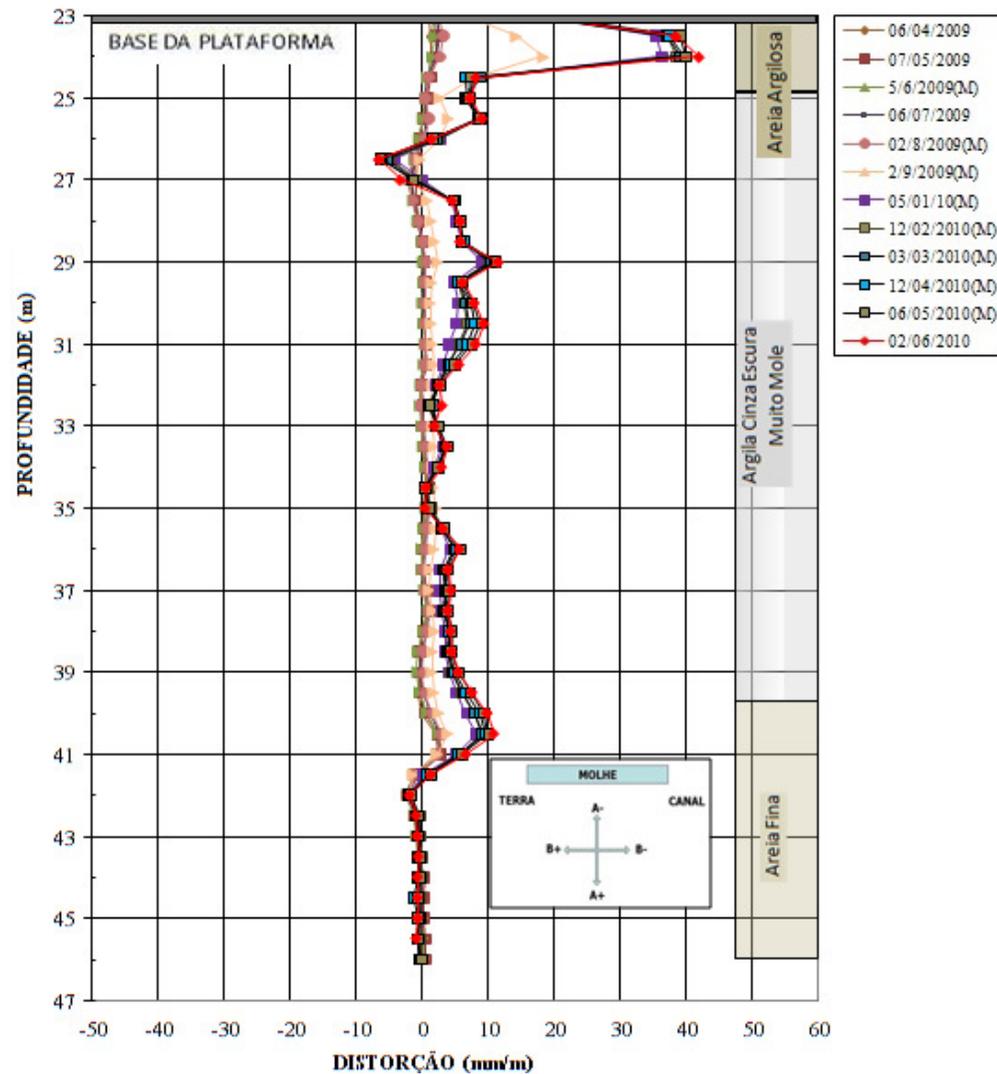


Figura 96: gráfico de distorção no eixo A (GEOPROJETOS, 2010)

ANEXO B – Gráficos de distorção da Estação ML01

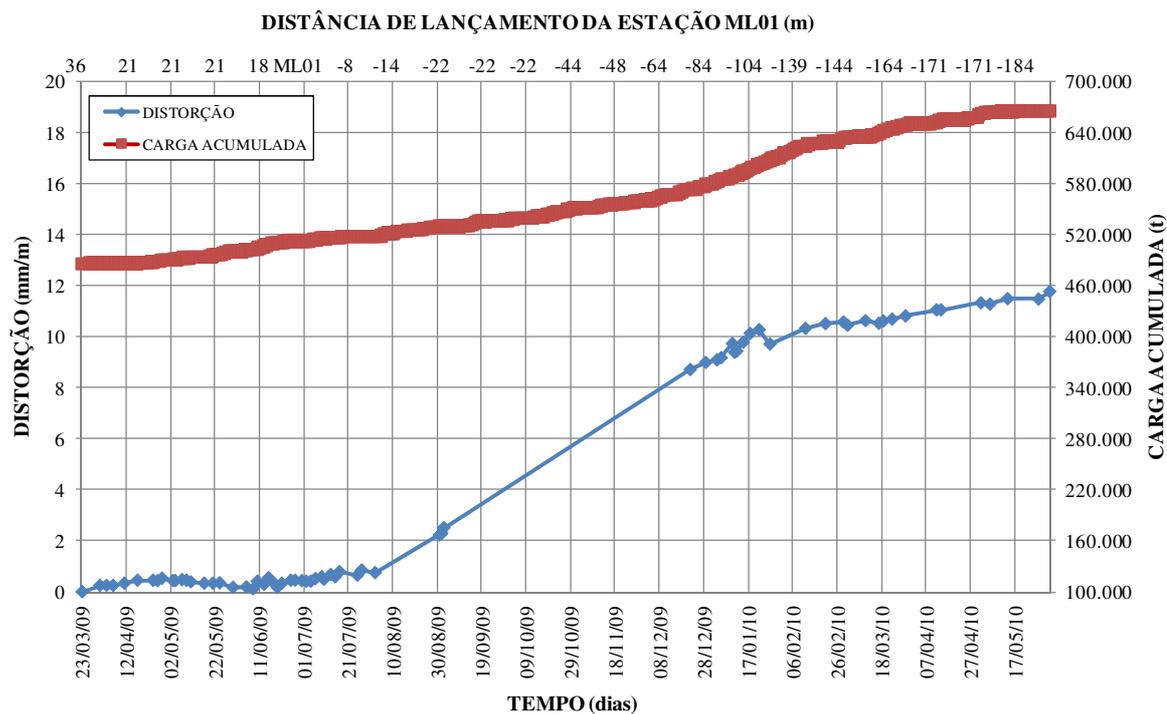


Figura 97: gráfico de distorção para profundidade de 29 m, relacionado à carga acumulada

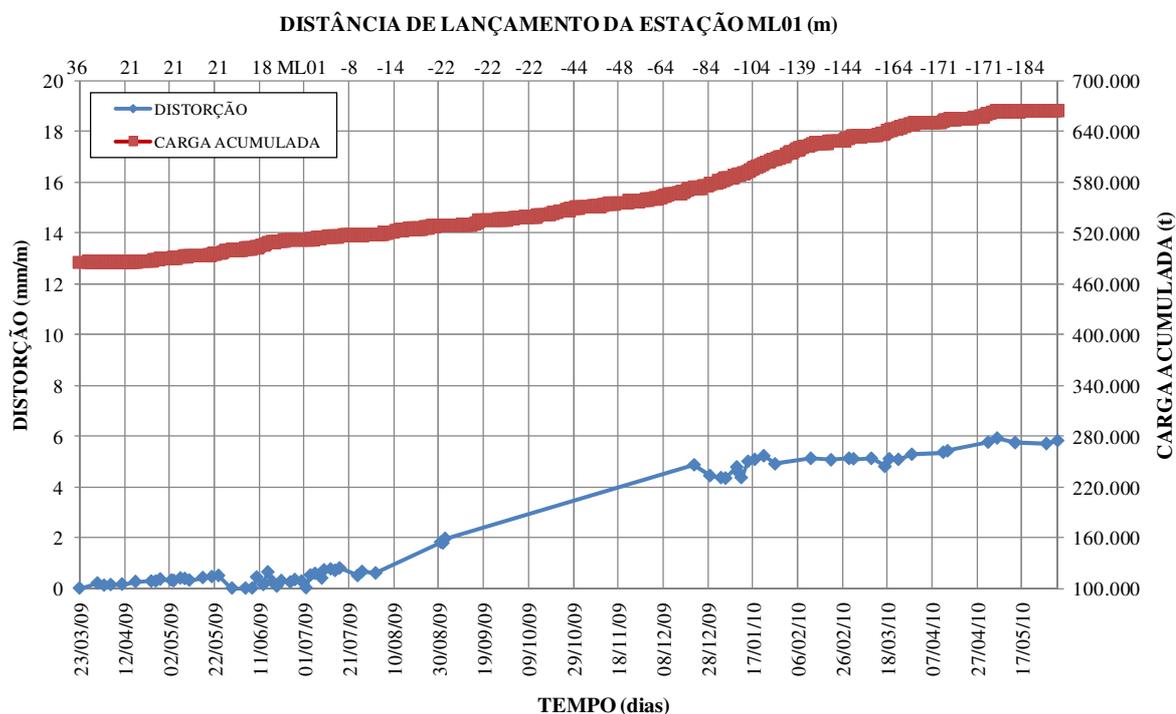


Figura 98: gráfico de distorção para profundidade de 36 m, relacionado à carga acumulada

ANEXO C – Gráficos de taxa de distorção da Estação ML01

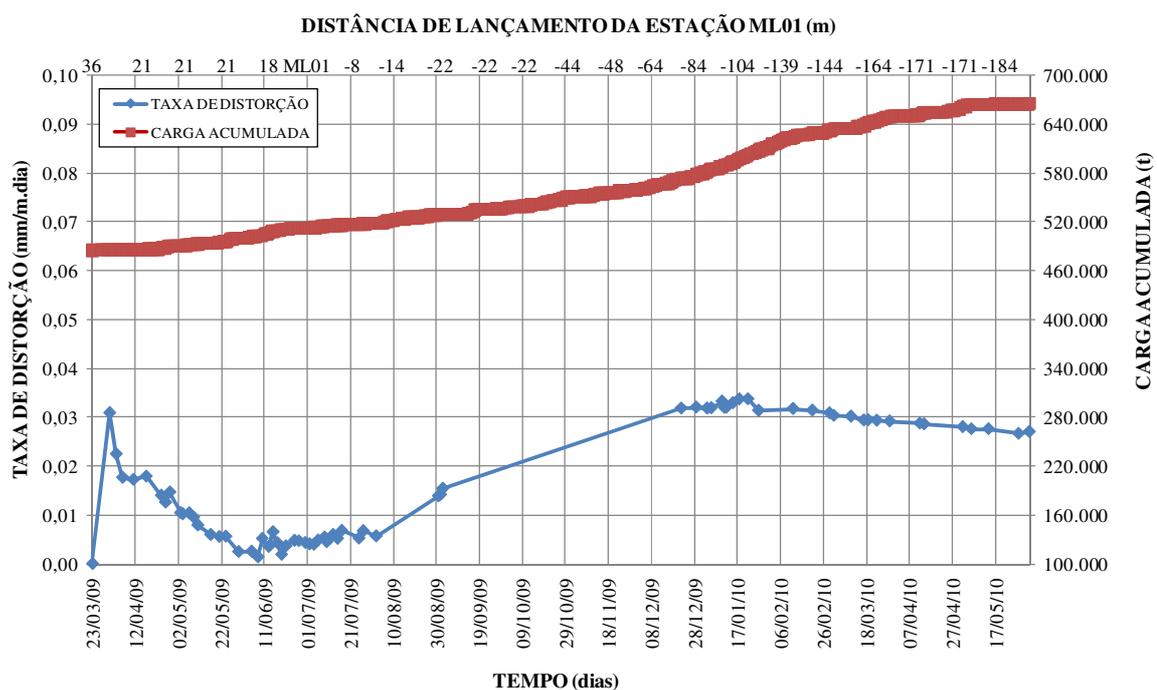


Figura 99: gráfico de taxa de distorção para profundidade de 29 m, relacionado à carga acumulada

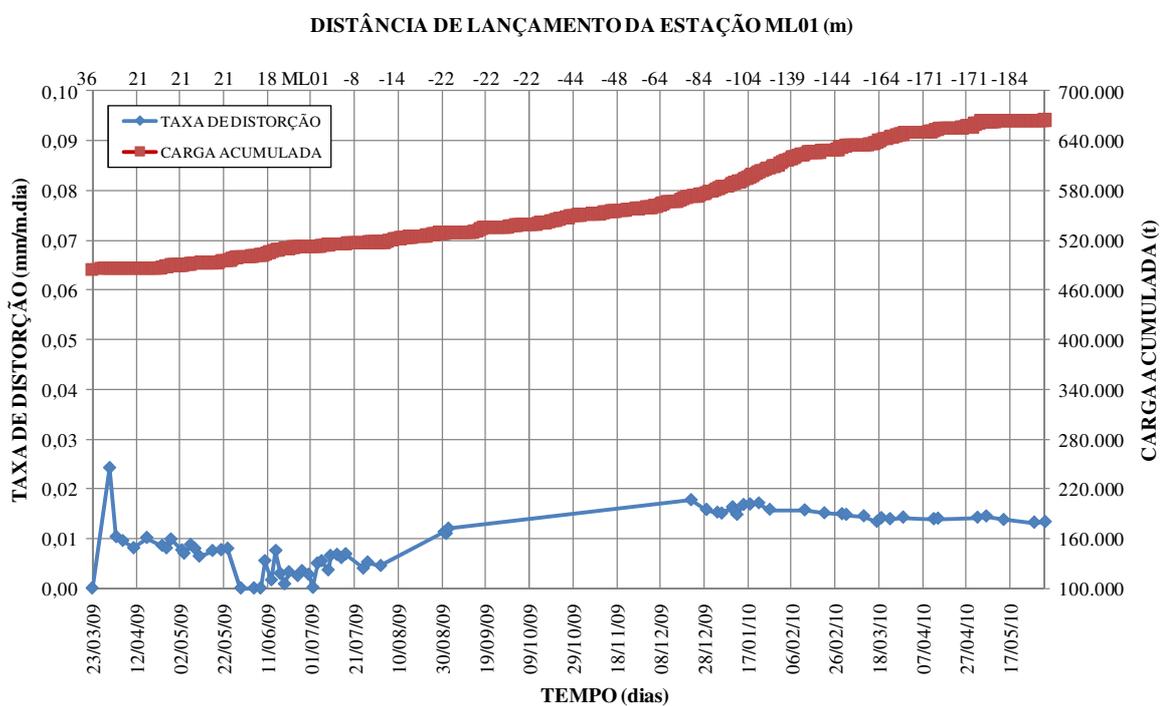


Figura 100: gráfico de taxa de distorção para profundidade de 36 m, relacionado à carga acumulada

ANEXO D – Gráficos de distorção por taxa de distorção da Estação ML01

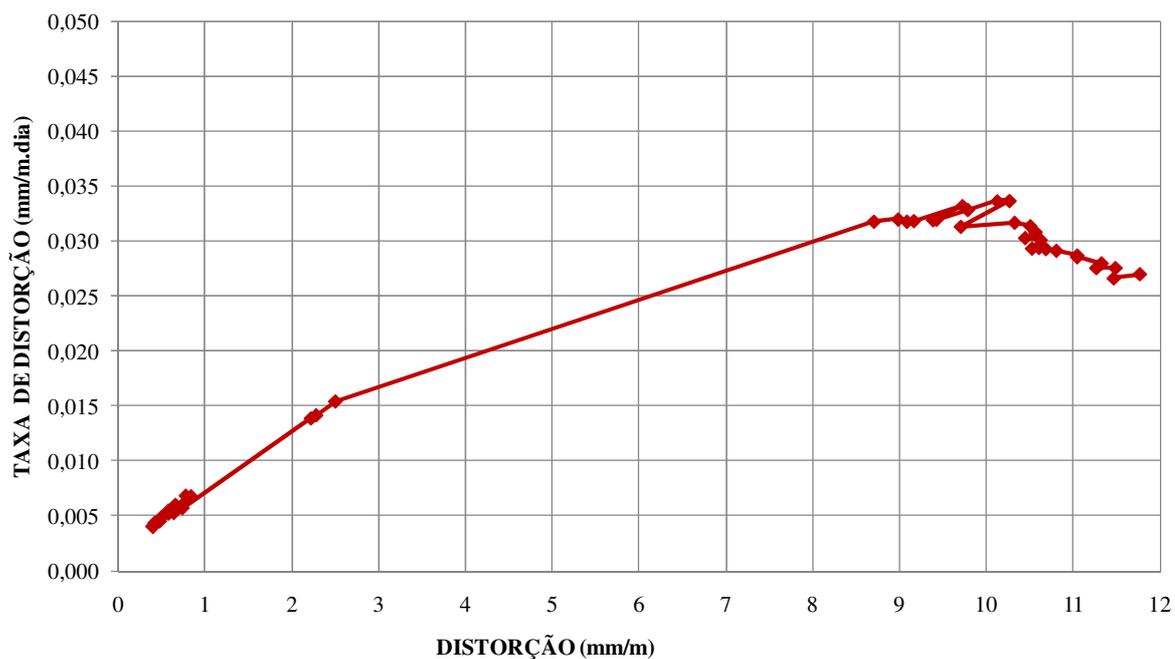


Figura 101: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 29 m de profundidade

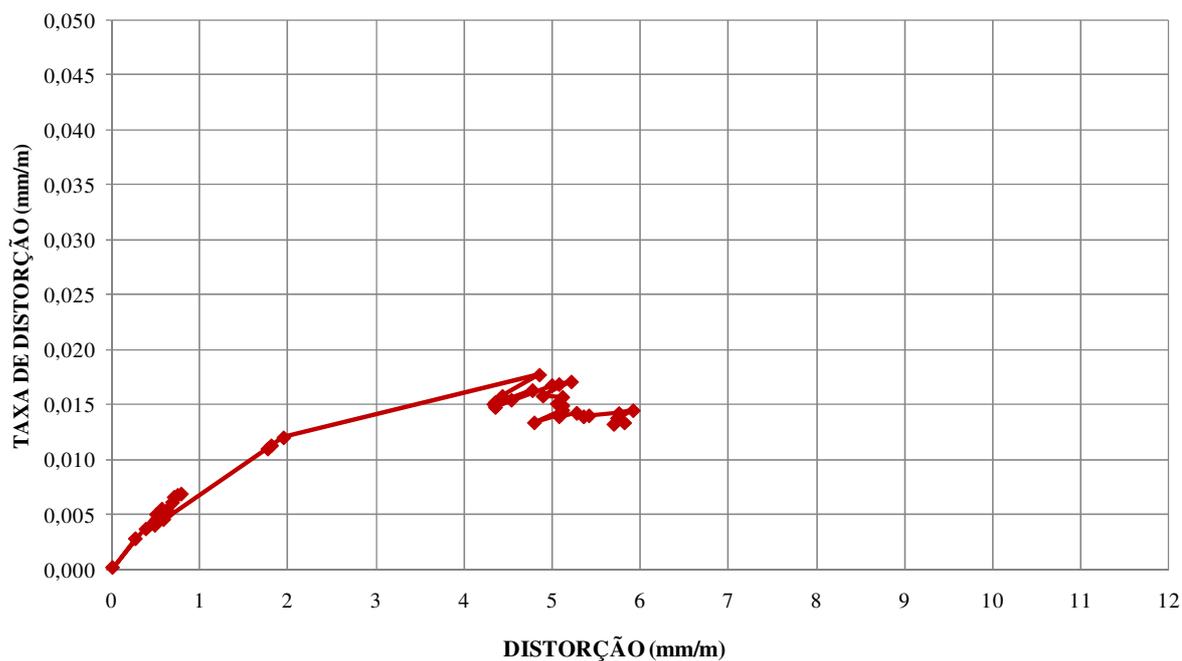


Figura 102: relação entre taxa de distorção e distorção medida em 36 m de profundidade

ANEXO E – Gráfico de carga por volume deslocado da Estação ML01

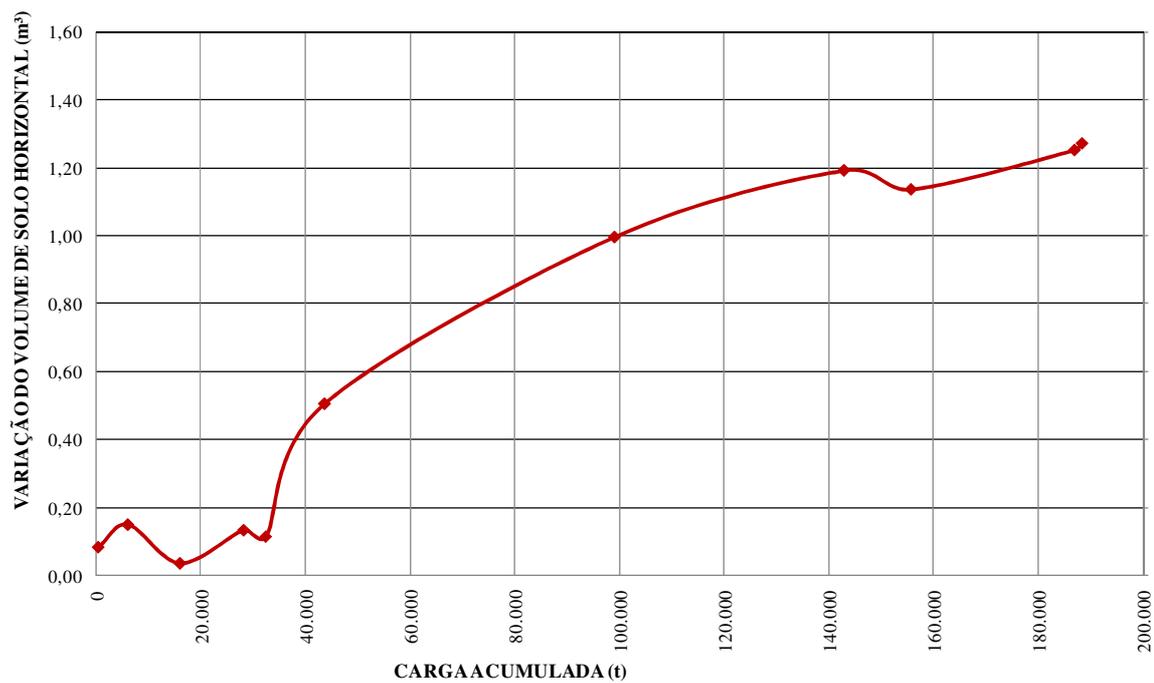


Figura 103: evolução do volume horizontal deslocado relacionado à carga acumulada ML01