

1 2 9 0



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

Felipe Barreto Gomes

**ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES
CONSTRUTIVAS DE ATERROS SOBRE SOLOS
MOLES**

**Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor António Alberto Santos Correia e pelo Professor
Doutor Paulo José da Venda Oliveira, e apresentada ao Departamento de
Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de
Coimbra**

Março de 2024

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Felipe Barreto Gomes

ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Comparative Analysis of Constructive Solutions for Embankments on Soft Soils

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor António Alberto Santos Correia e pelo Professor Doutor Paulo José da Venda
Oliveira

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Março de 2024



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Com profundo reconhecimento e gratidão, expresso meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas, cujo apoio foi fundamental durante minha jornada:

Primeiramente, ao meu avô, Edson Gomes, também engenheiro civil, cuja orientação foi além dos limites da engenharia civil. Ele sempre enfatizou a importância de buscar a inteligência infinita que reside em cada um de nós, lembrando-me constantemente que, com essa sabedoria, não há limites para o que podemos realizar.

Um agradecimento especial ao meu pai, Edson Gomes Jr, que sempre me aconselhou a buscar o conhecimento. Seus conselhos de que o conhecimento é algo que ninguém pode tirar de nós permanecerão sempre comigo.

Gratidão à minha mãe, Zuldimar, e à minha namorada, Carolina, que estiveram ao meu lado nos bastidores, testemunhando toda a dedicação e o compromisso nesta desafiante jornada. Seu apoio nos momentos mais difíceis foram essenciais.

Estendo meus agradecimentos aos professores orientadores, Doutor Paulo da Venda Oliveira e Doutor Antônio Alberto Santos Correia. Sua paciência nas diversas reuniões, juntamente com os ensinamentos e conhecimentos compartilhados, são ativos preciosos que levarei adiante em minha carreira geotécnica.

Por fim, sou grato a todos os demais professores do mestrado, à Universidade de Coimbra e a todo seu corpo docente. A excelência e a dedicação de vocês foram fundamentais para a minha formação e sucesso acadêmico.

RESUMO

O presente trabalho estuda o método construtivo adotado na construção do aterro para execução do Viaduto 1 da Avenida Orlando Gomes, uma das principais avenidas da cidade de Salvador, situada no nordeste Brasileiro. Na localidade, devido à presença de solos moles no terreno de fundação, os quais apresentam fracas características mecânicas, optou-se pela realização de um aterro estruturado, com a utilização de geossintéticos e estacas de betão.

Primeiramente, foi feita uma revisão bibliográfica abordando os conceitos mais relevantes referentes à execução de aterros sobre solos moles, apresentando as principais características e meios de obtenção dos parâmetros geotécnicos desse tipo de solo, mostrando como os aterros sobre solos moles se comportam em termos de estabilidade e deformações, assim como os diversos métodos construtivos e de monitoramento desses aterros.

Na segunda parte do trabalho, a partir de visita em campo da área em estudo e dos dados fornecidos pela construtora responsável por executar a obra, foi feito um estudo de caso, apresentando o projeto do aterro estruturado e os resultados obtidos pela investigação geotécnica. Com auxílio de um programa de cálculo numérico, foi feita a modelação do aterro com o método construtivo adotado pela construtora, a fim de analisar a estrutura em termos de estabilidade e deformações. Complementarmente, realizou-se a modelação com a utilização de três soluções construtivas alternativas, de modo a comparar os resultados obtidos nas quatro modelações realizadas.

Como conclusão deste estudo, constatou-se que a solução implementada na obra do Viaduto 1 da Avenida Orlando Gomes em Salvador demonstrou os melhores resultados em termos de minimização de deformações. Apesar disso, as alternativas propostas também apresentaram desempenhos satisfatórios, mantendo-se dentro dos limites aceitáveis para a estrutura considerada. Adicionalmente, essas soluções alternativas podem oferecer vantagens económicas, sugerindo sua viabilidade como opções custo-efetivas em projetos similares.

Palavras-chave:

Aterros sobre solos moles, Soluções construtivas, Aterros estruturados, Colunas granulares, Deep Soil Mixing, Estacas de betão, Modelação numérica.

ABSTRACT

The present work studies the constructive method adopted in the construction of the embankment for the execution of Viaduct 1 of Avenida Orlando Gomes, one of the main avenues of the city of Salvador, located in the Brazilian northeast. In the locality, due to the presence of soft soils in the foundation ground, which has weak mechanical characteristics, it was decided to carry out a structured embankment, using geosynthetics and concrete piles.

First, a bibliographic review was carried out addressing the most relevant concepts regarding the execution of embankments on soft soils, presenting the main characteristics and means of obtaining the geotechnical parameters of this type of soil, showing how embankments on soft soils behave in terms of stability and deformations, as well as the different construction and monitoring methods of these embankments.

In the second part of the work, based on a field visit to the area under study and the data provided by the construction company responsible for carrying out the work, a case study was carried out, presenting the structured embankment project and the results obtained by the geotechnical investigation. With the help of a numerical calculation software, a modeling of the embankment was made using the construction method adopted by the construction company, in order to analyze the structure in terms of stability and deformations. In addition, the modeling was carried out using three alternative constructive solutions, in order to compare the results obtained in the four-modeling performed.

In conclusion, the study found that the solution implemented in the construction of Viaduct 1 on Avenida Orlando Gomes in Salvador showed the best results in terms of deformation minimization. However, the proposed alternative solutions also demonstrated satisfactory performance, remaining within acceptable limits for the considered structure. Furthermore, these alternative solutions may offer economic advantages, suggesting their viability as cost-effective options for similar projects.

Keywords:

Embankments on Soft Soils, Construction Solutions, Structured Embankments, Granular Columns, Deep Soil Mixing, Concrete Piles, Numerical Modeling.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	4
2.1 Solos Moles	4
2.2 Investigações geotécnicas em solos moles	5
2.2.1 Ensaio de piezocone (CPTu)	6
2.2.2 Ensaio molinete	15
2.2.3 Ensaio triaxial.....	17
2.2.4 Ensaio edométrico	20
2.3 Comportamento de um aterro sobre solos moles.....	21
2.3.1 Análise da estabilidade de aterros sobre solos moles.....	23
2.3.2 Análise das deformações de aterros sobre solos moles	25
2.3.2.1 Assentamentos.....	25
2.3.2.2 Deslocamentos laterais	26
2.4 Técnicas para construção de aterros sobre solos moles.....	27
2.4.1 Utilização de geossintéticos	27
2.4.2 Aterros estruturados com plataforma de geossintéticos	29
2.4.2.1 Aterro sobre estacas de betão	31
2.4.2.2 Aterro sobre colunas granulares	32
2.4.2.3 Aterro sobre colunas de solo-cimento (<i>Deep Soil Mixing</i>)	34
3 CASO EM ESTUDO – ATERRO ESTRUTURADO DO VIADUTO 1 DA AV. ORLANDO GOMES, SALVADOR, BAHIA	36
3.1 Introdução ao projeto do Viaduto 1	36
3.2 Investigação geotécnica e geologia local.....	38

3.3 Projeto do aterro estruturado do encontro “A” do Viaduto 1	39
3.4 Análise crítica dos parâmetros utilizados no projeto para o solo de fundação com base nos resultados do ensaio CPTu	40
4 MODELAÇÃO NUMÉRICA TENSÃO-DEFORMAÇÃO do aterro viário	47
4.1 Aterro viário sem reforço da base do aterro e estabilização da fundação	49
4.2 Aterro viário sobre estacas de betão e geogrelha - solução adotada em projeto	58
4.3 Aterro viário sobre estacas de betão mais espaçadas e geogrelha – Solução Alternativa 165	
4.4 Aterro viário sobre colunas granulares e geogrelha – Solução Alternativa 2	69
4.5 Aterro viário sobre colunas DSM (<i>Deep Soil Mixing</i>) – Solução Alternativa 3	77
5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÃO	85
5.1 Assentamentos na base do aterro viário	85
5.2 Deslocamentos horizontais	87
5.3 Excesso das pressões intersticiais.....	88
5.4 Comparativo de estimativa de custos	89
5.5 Conclusões.....	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94
ANEXO A	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta (Almeida e Marques, 2010).....	7
Figura 2.2 - Classificação preliminar dos solos a partir dos dados do ensaio de piezocone (adaptado de Robertson, 1990).....	8
Figura 2.3 - Exemplo de ensaio de dissipação (Mayne, 2007).....	13
Figura 2.4 – Equipamento de palheta: (A) componentes do equipamento; (B) detalhe da sapata de proteção (Almeida e Marques, 2010)	16
Figura 2.5 - Abordagem proposta por Duncan e Buchignani (1975)	17
Figura 2.6 – Equipamento do ensaio triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2012).....	18
Figura 2.7 – Representação simplificada do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2012)	20
Figura 2.8 - Resultado do ensaio edométrico na escala logarítmica	21
Figura 2.9 – Trajetória de tensões esquemático de um elemento de argila localizado abaixo do centro do aterro (Leroueil; Magnan; Tavenas, 1985).....	23
Figura 2.10 – Modos de rotura de aterros sem reforço: (A) deslizamento lateral do aterro; (B) rotura da fundação de argila (Jewell, 1982); (C) rotura global aterro-fundação (Almeida e Marques, 2010).....	24
Figura 2.11 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010).....	28
Figura 2.12 - Mecanismo de aterro reforçado sobre argila mole (adaptado de Leroueil; Rowe, 2001).....	29
Figura 2.13 - Mecanismo de transferência de carga (adaptado de Kempfert, 2006).....	31
Figura 2.14 - Malha quadrada e retangular em aterros estruturados (Hartman, 2012).....	31
Figura 2.15 – Componentes e mecanismos de transferência de carga de um aterro estruturado sobre estacas de betão (Fagundes, 2016).....	32
Figura 2.16 – Sequência de execução de coluna de brita em solo mole saturado (McCabe; McNeill; Black, 2007).....	33
Figura 2.17 – Sequência de execução de colunas deep mixing (Hayward Backer Inc.-Keller Group)	35
Figura 3.1 – Imagem via satélite da Avenida Orlando Gomes (Google Earth, 2021).....	36
Figura 3.2 – Viaduto 1, Avenida Orlando Gomes.....	37

Figura 3.3 – Viaduto 1, Avenida Orlando Gomes.....	37
Figura 3.4 - Localização dos furos de sondagem e ensaio CPTu (em verde).....	38
Figura 3.5 – Seção longitudinal do aterro estruturado do encontro “A” do Viaduto 1 da Av. Orlando Gomes.....	39
Figura 3.6 – Detalhe do colchão de brita e greogrelha.....	40
Figura 3.7 – Detalhe dos capitéis de 60x60.....	41
Figura 3.8 - Resultados do ensaio CPTu	42
Figura 3.9- Ensaio de dissipação realizado na camada 3 em 5,53 metros de profundidade.....	44
Figura 3.10 - Ensaio de dissipação realizado na camada 3 em 6,68 metros de profundidade..	44
Figura 3.11 - Ensaio de dissipação realizado na camada 3 em 7,69 metros de profundidade..	45
Figura 4.1 - Evolução da construção do aterro com o tempo	48
Figura 4.2 – Deslocamento vertical no final da construção do aterro (70 dias).....	50
Figura 4.3 – Deslocamento vertical após 1800 dias	50
Figura 4.4 - Assentamentos na base do aterro em cada fase	51
Figura 4.5 – Excesso de pressão neutra ao final da construção (70 dias).....	52
Figura 4.6 – Excesso de pressão neutra após 1800 dias	52
Figura 4.7 – Evolução do excesso de pressões neutras com o tempo	53
Figura 4.8 - Assentamentos ao lado do aterro após 1800 dias	54
Figura 4.9 - Assentamentos ao lado do aterro em casa fase.....	54
Figura 4.10 – Deslocamentos horizontais após 1800 dias.....	55
Figura 4.11 – Deformações horizontais observadas ao longo do tempo, a uma distância de 4 metros do aterro.....	56
Figura 4.12 – Deslocamentos horizontais após 1800 dias, para a profundidade de 5 metros ..	57
Figura 4.13 – Deformações horizontais observadas ao longo do tempo, para a profundidade de 5 metros	57
Figura 4.14 – Distribuição das tensões efetivas verticais no topo das estacas	59
Figura 4.15 – Tensões efetivas verticais na base do aterro estruturado	60
Figura 4.16 – Tensões efetivas transmitidas à camada 4.....	61
Figura 4.17 – Deslocamentos verticais na base do aterro estruturado após 1800 dias.....	61
Figura 4.18 – Assentamentos na base do aterro estruturado ao longo do tempo	62
Figura 4.19 – Deslocamentos verticais na lateral do aterro estruturado após 1800 dias.....	63
Figura 4.20 - Assentamentos ao lado do aterro estruturado em cada fase.....	64
Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais após 1800 dias.....	64

Figura 4.22 – Estacas mais espaçadas - distribuição de tensões efetivas verticais no topo das estacas.....	66
Figura 4.23 – Estacas mais espaçadas - tensões efetivas verticais na base do aterro estruturado para ao longo do tempo	66
Figura 4.24 – Estacas mais espaçadas - assentamentos na base do aterro estruturado após 1800 dias.....	67
Figura 4.25 – Estacas mais espaçadas – Assentamentos na base do aterro estruturado ao longo do tempo	67
Figura 4.26 – Estacas mais espaçadas – Assentamentos na lateral do aterro estruturado ao longo do tempo	68
Figura 4.27 – Geometria adotada para a Solução Alternativa 2 – colunas granulares de brita	70
Figura 4.28 – Colunas granulares – Deslocamentos verticais na base do aterro estruturado após 1800 dias.....	71
Figura 4.29 – Colunas granulares – Assentamentos na base do aterro ao longo do tempo.....	72
Figura 4.30 – Nova geometria adotada para a Solução Alternativa 2 – colunas granulares de brita com 80cm de diâmetro	72
Figura 4.31 – Colunas granulares – deslocamentos verticais na base do aterro estruturado após 1800 dias para a nova geometria	74
Figura 4.32 – Colunas granulares – assentamentos na base do aterro ao longo do tempo.....	74
Figura 4.33 – Colunas granulares – vetores de fluxo de água e excesso de pressão neutra após a construção (70 dias).....	75
Figura 4.34 – Colunas granulares – assentamentos ao lado do aterro após 1800 dias	75
Figura 4.35 – Colunas granulares – assentamentos na lateral aterro ao longo do tempo.....	76
Figura 4.36 – Colunas granulares – deslocamentos horizontais após 1800 dias.....	76
Figura 4.37 – Colunas granulares – deslocamentos horizontais máximos em profundidade ao longo do tempo.....	77
Figura 4.38 – Geometria adotada para a Solução Alternativa 3 – colunas DSM.....	78
Figura 4.39 – Colunas DSM – deslocamentos verticais na base do aterro após 1800 dias.....	80
Figura 4.40 – Colunas DSM – assentamentos na base do aterro em cada fase.....	80
Figura 4.41 – Colunas DSM – excesso de pressões neutras após o final da construção (70 dias)	81
Figura 4.42 – Colunas DSM – evolução do excesso das pressões neutras com o tempo no ponto máximo (camada 3).....	81
Figura 4.43 – Colunas DSM – assentamentos na lateral do aterro após 1800 dias.....	82
Figura 4.44 – Colunas DSM – assentamentos na lateral do aterro ao longo do tempo.....	83
Figura 4.45 – Colunas DSM - deslocamentos horizontais após 1800 dias	83

Figura 4.46 – Colunas DSM – Deformações horizontais máximas observadas em cada fase	84
Figura 5.1 – Evolução dos assentamentos com o tempo para cada solução.....	86
Figura 5.2 – Evolução dos deslocamentos horizontais com o tempo para cada solução	87
Figura 5.3 – Evolução dos excessos de pressões neutras abaixo do aterro, na camada argilosa, com o tempo para cada solução.....	88

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

À medida que o crescimento populacional dos grandes centros urbanos avança, torna-se essencial o uso de todas as áreas disponíveis para a construção de obras de infraestruturas de transporte. Frequentemente, algumas dessas áreas não eram utilizadas devido à presença de solos com baixa capacidade de carga e elevada deformabilidade, como os solos moles. Esses solos exigem maior atenção por parte dos engenheiros, pois podem causar danos significativos às estruturas, como deformações excessivas e até mesmo roturas, pelo que preferencialmente se optava por áreas geotécnicamente mais competentes.

Em resposta a essa questão, diversas técnicas têm sido desenvolvidas ao longo dos anos através do estudo científico de tais problemas e do avanço da tecnologia dos materiais. Essas técnicas buscam superar os desafios de construir sobre solos moles, variando desde soluções mais simples, como a substituição desses solos e a construção de aterros em etapas (aterros faseados), até abordagens mais complexas, como a execução de aterros estruturados combinados com a utilização de geossintéticos. A escolha das técnicas a serem utilizadas deve levar em consideração diversos fatores, como o tempo disponível para a execução da obra e sua viabilidade econômica.

Em Salvador, cidade localizada no nordeste Brasileiro, a técnica de utilizar aterros estruturados para a execução de obras de infraestruturas de transporte sobre solos moles tem-se tornado bastante comum. A técnica consiste na execução de elementos verticais rígidos, no solo de fundação, com o objetivo de receber as cargas provenientes do aterro e transmiti-las para um substrato de maior capacidade resistente, gerando uma diminuição das tensões atuantes diretamente no solo de fundação. Essa abordagem permite uma construção mais rápida e resultados adequados, com baixas deformações e maior segurança.

Nesse contexto, surge o presente trabalho, que aborda a utilização de aterros estruturados como solução construtiva de aterros sobre solos moles. Será apresentado um estudo de caso de uma obra de infraestrutura de transporte realizada em Salvador, na qual se usa um aterro estruturado

sobre estacas de betão, bem como a discussão de soluções alternativas em relação à solução adotada na obra. Os objetivos deste trabalho serão apresentados a seguir.

1.2 Objetivo

O objetivo principal desta dissertação é realizar uma análise comparativa entre três soluções distintas para a construção de um aterro estruturado sobre solos moles na cidade de Salvador, localizado no encontro de um viaduto rodoviário. A primeira solução considerada é a construção de um aterro estruturado sobre estacas de betão, que corresponde à solução implementada na obra. As outras três soluções alternativas envolvem a utilização de estacas de betão mais espaçadas, de estacas granulares e de colunas de solo-cimento (*Deep Soil Mixing*).

Para realizar essa análise comparativa, será empregado o programa de cálculo numérico RS2, desenvolvido pela *Rocscience*. Através dessa ferramenta, serão comparados os resultados obtidos, principalmente, em termos de deformações para cada uma das soluções propostas. Dessa forma, busca-se identificar as vantagens e desvantagens de cada abordagem e fornecer informação para a tomada de decisão em futuras obras de infraestrutura similares.

1.3 Estrutura da dissertação

A fim de alcançar os objetivos propostos, esta dissertação foi estruturada em quatro partes principais. No Capítulo 2, realiza-se uma revisão bibliográfica abrangente, abordando as principais características dos solos moles, bem como dos aterros construídos sobre esse tipo de solos. Neste capítulo, são discutidas as investigações geotécnicas necessárias, o comportamento de tais aterros em termos de estabilidade e deformações, as técnicas empregadas para sua construção e os métodos de monitoramento por meio de instrumentação.

No Capítulo 3, é estudado uma obra de infraestrutura de transporte sobre solos moles na cidade de Salvador. A técnica de construção implementada consistiu num aterro estruturado com estacas de betão e reforço com geossintéticos. Este capítulo descreve as principais características do projeto, sua localização, resultados da prospeção geotécnicas realizadas e uma análise crítica dos parâmetros adotados no dimensionamento.

No Capítulo 4 procede-se à modelação numérica do projeto do aterro estruturado com estacas de betão, apresentado no Capítulo 3, bem como sem qualquer reforço da fundação, além de três soluções alternativas, com a utilização de estacas de betão mais espaçadas, colunas granulares e colunas de solo-cimento (*Deep Soil Mixing*). Essas modelações são realizadas com o auxílio

de programa de cálculo numérico e os resultados obtidos, principalmente em termos de deformações, são apresentados.

Por fim, no Capítulo 5, é feita uma interpretação dos resultados obtidos nas modelações numéricas apresentadas no Capítulo 4, comparando-os em termos de pressões intersticiais e deformações. Além disso, é feita uma comparação de custos estimados para realização de cada uma dessas soluções. A dissertação é concluída com uma discussão das vantagens e desvantagens de cada solução utilizada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

2.1 Solos Moles

Os solos moles são solos sedimentares, argilosos e, geralmente, de origem fluviomarinha, que apresentam como características principais baixa resistência ao corte, alta compressibilidade e permeabilidade reduzida. Esses solos encontram-se frequentemente saturados, abaixo do nível freático, e, na maioria das vezes, num estado normalmente consolidado, uma vez que são solos relativamente recentes. No entanto, nas zonas mais próximas da superfície, podem ocorrer condições ligeiramente sobreconsolidadas, causadas pelas variações do nível freático ao longo das estações do ano, resultando em alterações nas tensões efetivas.

O comportamento do solo, em termos de resistência e deformabilidade, é controlado pela tensão efetiva, obtida pela diferença entre as tensões totais e as pressões neutras. Quanto maior a tensão efetiva, maior será a resistência ao corte do solo. Compreender e considerar a tensão efetiva é fundamental para a análise do comportamento dos solos moles em projetos de engenharia civil, como em aterros sobre solos moles, onde a previsão de assentamentos e o controle de estabilidade são aspectos críticos.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos moles a serem utilizados nas análises de estabilidade variam de acordo com o tipo de análise, curto (não drenada) ou longo prazo (drenada). Para análises de curto prazo, onde a dissipação das pressões neutras não é permitida, a avaliação é realizada em termos de tensões totais, empregando o parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenado (c_u). Por outro lado, em condições drenadas, típicas de análises de longo prazo com a dissipação das pressões neutras, a análise é conduzida em tensões efetivas, utilizando a coesão (c') e o ângulo de atrito interno (ϕ').

Similarmente, os parâmetros empregados nas análises tensão-deformação também variam conforme a condição crítica. Estes parâmetros podem ser obtidos por meio de investigações geotécnicas, incluindo ensaios de campo e laboratório, bem como correlações empíricas com

outras propriedades do solo. Salienta-se o facto, que as correlações empíricas, apesar de menos precisas, são comumente utilizadas na fase de pré-dimensionamento.

É importante salientar que a seleção adequada dos parâmetros de resistência e deformação é crucial para uma análise precisa das condições de estabilidade e previsão de assentamentos em aterros sobre solos moles. As investigações geotécnicas devem ser cuidadosamente planejadas e executadas, levando em consideração as condições locais e os objetivos do projeto, a fim de fornecer os dados necessários para uma análise fiável e um projeto de aterro seguro e eficiente.

2.2 Investigações geotécnicas em solos moles

A investigação geotécnica é uma componente crucial para o dimensionamento e execução de aterros, especialmente em solos moles. Essa fase permite um conhecimento mais profundo das características do subsolo, como a identificação de estratos com propriedades mecânicas inferiores, além da obtenção das propriedades geotécnicas e dos parâmetros necessários para o projeto de forma precisa. Uma campanha de investigações geotécnicas eficiente e abrangente envolve a realização de ensaios de campo e de ensaios de laboratório, cada um com suas vantagens e desvantagens.

Os ensaios de campo oferecem informações *in situ*, permitindo a análise das condições reais do solo. Por outro lado, os ensaios de laboratório proporcionam um ambiente controlado, possibilitando a realização de testes específicos em amostras de solo. É importante ressaltar que a seleção dos ensaios apropriados deve ser baseada no tipo de solo, nas condições locais e nos objetivos do projeto, considerando as vantagens e desvantagens de cada tipo de ensaio conforme apresentado no Quadro 2.1. Um programa de investigação geotécnica bem planejado e executado é essencial para garantir o sucesso do projeto de aterro sobre solos moles, minimizando riscos e incertezas relacionadas às propriedades e ao comportamento do solo de fundação.

Em projetos de aterros sobre solos moles, os principais ensaios de campo empregados são os ensaios de piezocone (CPTu) e o ensaio de molinete, também conhecido como "Vane Test". Estes ensaios permitem a obtenção do parâmetro de resistência ao corte não drenado (c_u), fundamental para os cálculos de estabilidade, uma vez que a construção do aterro ocorre de maneira rápida, sem permitir a drenagem e, conseqüentemente, o ganho de resistência do solo de fundação ao longo do tempo, pelo que a condição crítica ocorre a curto prazo, ou seja, em condições não drenadas.

Quadro 2.1 – Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (adaptado de Almeida, 1996)

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	Condições de contorno bem-definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume de solo ensaiado
	Trajórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do que ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	-
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiómetro autocravante
	Medidas contínuas com a profundidade (CPTu)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

Em relação aos ensaios de laboratório, os mais significativos em projetos de aterros sobre solos moles são os ensaios triaxiais e edométricos. No ensaio oedométrico, obtêm-se parâmetros exclusivamente relacionados à compressibilidade e à velocidade de deformação desse tipo de solo, como o coeficiente de consolidação (c_v), que é crucial para estimar a velocidade de assentamentos e o índice de compressibilidade (c_c), que por sua vez, é essencial para avaliar a magnitude dos assentamentos. Além disso, este ensaio fornece uma medida mais direta e precisa do grau de sobreconsolidação (OCR), um parâmetro crucial para identificar as condições de consolidação do solo. Nos ensaios triaxiais, além dos parâmetros de deformação, como o módulo de deformabilidade, obtêm-se também parâmetros de resistência do solo mole, que variam de acordo com o tipo de ensaio triaxial realizado, como a resistência ao cisalhamento drenado e não drenado, crucial para a análise de estabilidade e dimensionamento de obras geotécnicas em solos moles.

Em projetos de aterros sobre solos moles, é essencial “cruzar” os resultados desses ensaios de laboratório com os dados obtidos a partir de ensaios de campo para obter uma compreensão completa das propriedades geotécnicas do solo. A seguir, serão apresentados detalhes sobre alguns desses ensaios.

2.2.1 Ensaio de piezocone (CPTu)

O ensaio do cone penetrômetro (CPTu) é um ensaio *in situ* com elevado grau de confiabilidade que permite conhecer melhor o subsolo, classificando e identificando seus substratos. No contexto de solos moles, o principal parâmetro de resistência estimado nesse ensaio é a resistência ao corte não drenada (c_u), obtido de forma indireta, ao longo de um perfil contínuo.

Porém, a partir de correlações, é possível também obter outros parâmetros importantes como o grau de sobreconsolidação (OCR), o módulo de deformabilidade não drenado (E_u) e o coeficiente de consolidação vertical (c_v).

O equipamento consiste em uma ponta em forma de cone, uma manga de atrito lateral e uma pedra porosa, elemento drenante, normalmente posicionada entre a manga e a ponta. Este elemento diferencia o ensaio CPTu do ensaio CPT, onde, no último, as pressões neutras não são medidas. A Figura 2.1 apresenta o detalhe da sonda do piezocone utilizado nesse ensaio.

O ensaio consiste na penetração do cone no solo a uma velocidade constante de 2 cm/s, medindo a resistência de ponta (q_c), no caso do piezocone resistivo, eletrônico (mais usual), através de células de carga presentes na ponta do equipamento, a resistência por atrito lateral (f_s) mobilizada na manga lateral e as pressões neutras (u_2) no elemento poroso. A partir dos resultados medidos, pode-se então calcular a razão de atrito (R_f), por meio da equação (1):

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100 (\%) \quad (1)$$

É necessário realizar uma correção da resistência de ponta (q_c), para obter a resistência de ponta total corrigida (q_t), devido às pressões neutras atuarem de forma diferente na ponta. Essa correção é obtida pelas equações (2) e (3) abaixo, onde o parâmetro α é fornecido pelo fabricante do equipamento e representa a razão entre a área sem a presença da pedra porosa (A_n) e a área total da base da ponta (A_t), ilustrada pela Figura 2.1 abaixo.

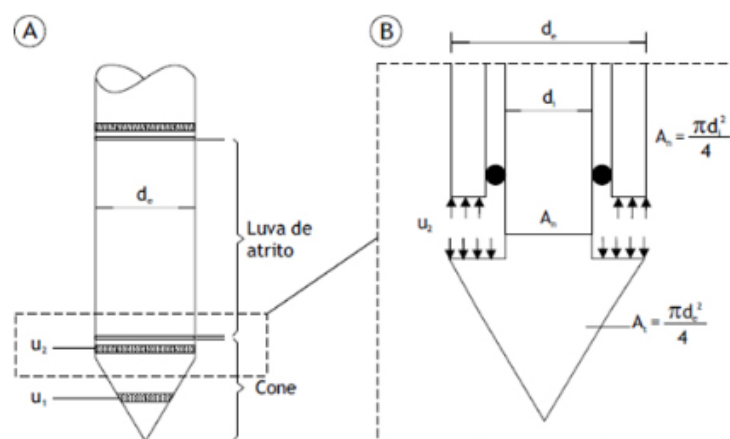


Figura 2.1 – Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta (Almeida e Marques, 2010)

$$\alpha = \frac{A_n}{A_t} \quad (2)$$

$$q_t = q_c + u_2 \times (1 - \alpha) \quad (3)$$

Tendo obtido a resistência de ponta total corrigida (q_t), pode-se estimar o parâmetro de resistência ao corte não drenado (c_u) por meio de correlações, representada pela equação (4), proposta por Tavenas e Leroueil (1987).

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (4)$$

Sendo σ_{v0} a tensão vertical total na profundidade em questão e N_{kt} o fator de cone, que normalmente varia entre 10 a 20 e pode ser obtido através de correlações entre o ensaio CPTu e o ensaio de molinete, apresentado no tópico seguinte, bem como através da equação (6), proposta por Robertson (2015).

$$N_{kt} = 10,50 + 7 \log F_r \quad (5)$$

Conforme anteriormente dito, com base nos resultados do ensaio CPTu, é possível também classificar o solo conforme o ábaco apresentado na Figura 2.2 e complementado pelo Quadro 2.2, de forma adaptada e equações (6 a 8), assim como o ábaco, também propostas por Robertson (1990). Esta proposição busca mitigar um dos pontos mais criticados desse tipo de ensaio, que se refere à sua incapacidade de realizar a coleta de amostras.

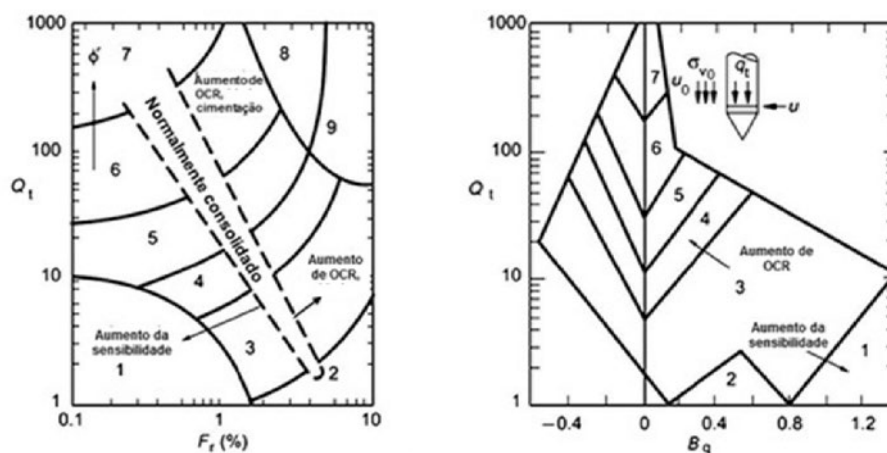


Figura 2.2 - Classificação preliminar dos solos a partir dos dados do ensaio de piezocone (adaptado de Robertson, 1990)

Sendo:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (7)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (8)$$

Onde u_0 representa a pressão neutra hidrostática em profundidade e Q_t , B_q e F_r parâmetros normalizados. Tal proposta foi complementada por uma nova normalização (Q_{tn}), de acordo com as equações (9) e (11), resolvidas por um processo iterativo de cálculo, onde p_a é a pressão atmosférica, proposta por Robertson (2004) e equação (10), proposta por Robertson e Wride (1998).

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (9)$$

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (10)$$

$$n = 0,381 \times I_c + 0,05 \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \quad (11)$$

O Quadro 2.2 identifica a zona, o índice de comportamento do material (I_c) e o respectivo tipo de comportamento do solo.

Quadro 2.2 – Classificação de solos por tipo de comportamento (adaptado de Robertson, 1990)

Zona	Comportamento do solo	Ic
1	Solo fino sensível	N/A
2	Material orgânico	> 3,6
3	Argila a argila siltosa	2,95 – 3,6
4	Misturas siltosas - silte argiloso a argila siltosa	2,6 – 2,95
5	Misturas arenosas - areia siltosa a silte arenoso	2,05 – 2,6
6	Areias, areias puras a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	<1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas*	N/A
9	Solos finos muito duros*	N/A

Embora não seja o método mais preciso, é possível estabelecer uma correlação, proposta por Robertson (2010), entre os resultados do ensaio CPTu e o peso volúmico do solo. Esta correlação utiliza a equação (12), onde γ_w representa o peso volúmico da água.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log R_f + 0,36 \log \frac{q_t}{p_a} + 1,236 \quad (12)$$

Os resultados do CPTu também permitem obter a variação do OCR com a profundidade, através da equação (13), tendo Chen e Mayne (1996) sugerido um valor de k médio da ordem de 0,33, com um intervalo de 0,2 a 0,5.

$$OCR = k \times Q_t \quad (13)$$

Mayne e Campanella (2005) apresentaram uma forma aproximada para avaliar deterministicamente o ângulo de atrito interno (ϕ') do solo, seguindo o método da NTNU (Norwegian University of Science and Technology). Esta abordagem, expressada pela equação (14) é aplicável para solos com um índice de qualidade do cone (B_q) superior a 0,1, abrangendo uma faixa de valores de ϕ' entre 20 e 45 graus. Quando o B_q é inferior a 0,1, o que é típico em solos granulares, a equação (15), proposta por Kulhawy e Mayne (1990), estabelecida para areias limpas (pouca presença de finos) pode ser utilizada.

$$\phi^\circ = 29,5^\circ B_q^{0,121} \times [0,256 + 0,336 B_q + \log Q_t] \quad (14)$$

$$\phi' = 17,6^\circ + 11^\circ \times \log q_{t1} \quad (15)$$

Sendo q_{t1} expresso pela equação (16).

$$q_{t1} = \frac{\left(\frac{q_t}{p_a}\right)}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0,5}} \quad (16)$$

Robertson (2010) introduziu o conceito de Resistência do Cone Normalizada Equivalente ($Q_{tn,cs}$), que é calculada utilizando a equação (17). Essa métrica permite a padronização da resistência do cone para solos arenosos com finos, ajustando-os para corresponderem a uma areia limpa equivalente. Esse ajuste é feito por meio de um fator corretivo, conhecido como K_c . No entanto, a formulação original de K_c mostrou-se excessivamente conservadora para solos com um índice de comportamento do solo (I_c) menor que 1,64. Reconhecendo essa limitação,

Robertson (2015) revisou a formulação, apresentada como equação (19), para fornecer uma avaliação mais precisa da resistência desses solos.

$$Q_{tn,cs} = K_c \times Q_{tn} \quad (17)$$

$$\text{Se } I_c < 1,64, \quad K_c = 1 \quad (18)$$

$$\text{Se } I_c > 1,64, \quad K_c = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$$

Portanto, uma vez determinado o valor de $Q_{tn,cs}$ e conhecendo-se o ângulo de atrito crítico do solo (ϕ'_{cv}), também chamado de ângulo de atrito a volume constante, que pode ser referenciado a partir dos valores apresentados no Quadro 2.3, é possível calcular o ângulo de atrito interno (ϕ') utilizando a equação (19).

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15,84 \times (Q_{tn,cs}) - 26,88 \quad (19)$$

Na avaliação das deformações do solo, torna-se essencial definir os parâmetros de rigidez, especialmente em solos moles, que são caracterizados por uma compressibilidade elevada. A partir do ensaio CPTu é possível obter alguns desses parâmetros.

Quadro 2.3 - Ângulo de atrito crítico (Geotechdata.info)

Classificação Unificada	Descrição	Valor médio (°)
GW	Cascalhos bem graduados, cascalho arenoso, com poucos finos	40 ± 5
GM	Cascalhos mal graduados, cascalho arenoso, com poucos finos	38 ± 6
GC	Cascalhos argilosos, Cascalhos argilo-arenosos	34 ± 4
SW	Areias bem graduadas, areias cascalhentas, com poucos finos	38 ± 8
SP	Areias mal graduadas, areias cascalhentas, com poucos finos	34 ± 4
SM	Areias siltosas	34 ± 3
SC	Areias argilosas	32 ± 4
ML	Siltes inorgânicos, areias siltosas ou argilosas, pouco plásticos	33 ± 4
CL	Argilas inorgânicas, argilas siltosas ou arenosas, pouco plásticas	27 ± 4
OL	Siltes orgânicos e argilas siltosas orgânicas pouco plásticos	25 ± 4
MH	Siltes inorgânicos muito plásticos	24 ± 6
CH	Argilas inorgânicas muito plásticas	22 ± 4
OH	Argilas orgânicas muito plásticas	22 ± 4
Pt	Lodos (Peat) e outros solos muito orgânicos	5 ± 5

No caso de solos granulares (índice de comportamento menor que 2,60), existe uma correlação entre o Módulo de Young efetivo (E') e os parâmetros abordados anteriormente, que pode ser expressão pela equação (20), proposta por Robertson (2022).

$$E' = 0,015 \times 10^{(0,55I_c+1,68)} \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (20)$$

A partir do valor da resistência de ponta (q_c), medido no ensaio CPTu, é possível estimar o módulo edométrico (M). Como pode ser visto em Robertson (2022), esta estimativa é realizada aplicando a equação (21), onde o fator α_m varia conforme o tipo de solo. Existem diversas propostas metodológicas detalhadas e bem estabelecidas na literatura técnica para determinar este fator, algumas das quais estão resumidas no Quadro 2.4.

$$M = \alpha_m \times q_c \quad (21)$$

Quadro 2.4 – Relação α_m com a resistência de ponta (adaptado de Mitchell e Gardner, 1975)

Resistência	Coefficiente α_m	Tipos de Solos
$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha_m < 8$	Argilas de baixa plasticidade (CL)
$0,7 < q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha_m < 5$	Argilas de baixa plasticidade (CL)
$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha_m < 2,5$	Argilas de baixa plasticidade (CL)
$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha_m < 6$	Siltes de baixa plasticidade (ML)
$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha_m < 3$	Siltes de baixa plasticidade (ML)
$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha_m < 6$	Argilas e siltes muito plásticos (CH, MH)
$q_c < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha_m < 8$	Siltes orgânicos

Com a definição do módulo edométrico (M) conforme estabelecido na equação (21), é possível estabelecer uma correlação com o módulo de Young (E) através da equação (22) derivada da teoria da elasticidade. Esta abordagem serve como um complemento à equação (20), que se limita apenas a solos granulares.

$$E = M \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right) \quad (22)$$

Na avaliação geotécnica dos solos, além dos parâmetros já discutidos, é essencial considerar outras medidas de rigidez, tais como o módulo de distorção (G) e o índice de rigidez (I_R). Estes parâmetros podem auxiliar em uma compreensão mais abrangente do comportamento dos solos e podem ser calculados utilizando as equação (23), derivada da teoria da elasticidade e equação (24), respectivamente, que integram parâmetros previamente mencionados.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (23)$$

$$I_R = \frac{G}{c_u} \quad (24)$$

Considerando que os assentamentos em solos moles ocorrem ao longo do tempo devido à expulsão progressiva da água dos vazios, um processo influenciado pela permeabilidade do solo, Robertson (2010) propôs uma metodologia para estimar diretamente o coeficiente de permeabilidade do solo vertical (k_v). Essa estimativa é realizada por meio de uma correlação com o índice de comportamento do solo (I_c), reconhecendo a relação entre a permeabilidade do solo e o seu conteúdo de partículas finas.

$$\text{Se } 1,0 < I_c \leq 3,27 \quad k_v(m/s) = 10^{(0,952-3,04I_c)} \quad (25)$$

$$\text{Se } 3,27 < I_c < 4,0 \quad k_v(m/s) = 10^{(-4,52-1,37I_c)} \quad (26)$$

Como um complemento ao ensaio CPTu, é altamente recomendável realizar o ensaio de dissipação. A penetração do cone no solo provoca um aumento na pressão dos poros. Para uma dada profundidade, a penetração é interrompida, e o monitoramento da pressão dos poros é realizado durante um período até que esta retorne ao seu valor de equilíbrio. Este processo de retorno ao equilíbrio é conhecido como "dissipação" da pressão dos poros. A Figura 2.3 mostra um exemplo de um ensaio de dissipação.

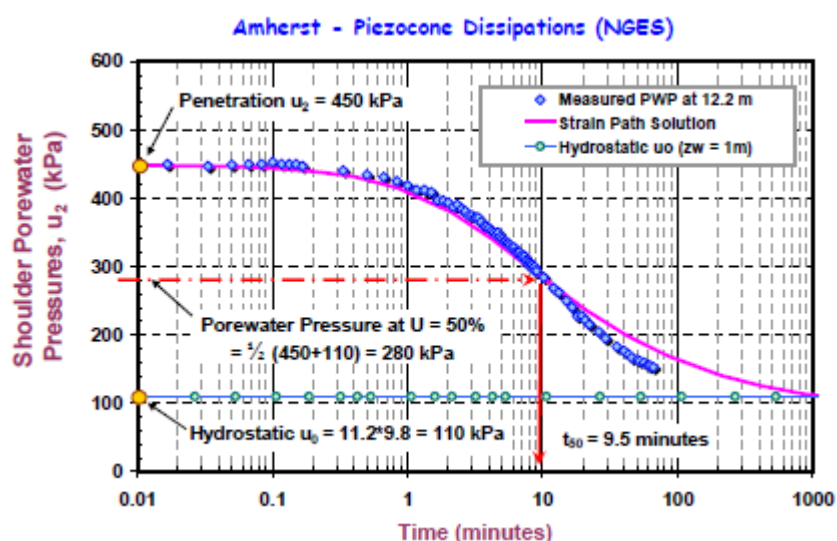


Figura 2.3 - Exemplo de ensaio de dissipação (Mayne, 2007)

O tempo necessário para atingir 50% da dissipação da pressão neutra (t_{50}) é um parâmetro chave na estimativa do coeficiente de permeabilidade horizontal (k_h) e do coeficiente de consolidação horizontal (C_h) do solo. Utilizando t_{50} , o coeficiente de permeabilidade horizontal (k_h), pode ser estimado empregando a equação (27) proposta por Parez e Fauriel (1988), que se baseia na medição do t_{50} a partir da curva de dissipação do ensaio.

$$k_h(\text{cm/s}) = \left(\frac{1}{251 \times t_{50(\text{sec})}} \right)^{1,25} \quad (27)$$

Por outro lado, o coeficiente de consolidação horizontal (C_h) é determinado pela equação (28), proposta por Houlsby e Teh (1988). Nesta equação, o fator tempo para 50% de consolidação (T_{50}) é obtido de acordo com os valores apresentados no Quadro 2.5. Este fator varia em função da localização do filtro no equipamento de penetração, sendo comumente adotado o valor de 0,245, relativo a posição na base do cone. O raio do cone (R), que é de 2,2 cm para um cone de 15 cm², variando de acordo com o tamanho da sonda.

$$C_h = \frac{T_{50} \times R^2 \times \sqrt{I_R}}{t_{50}} \quad (28)$$

Quadro 2.5 - Determinação do fator tempo com base na posição do filtro

U (%)	Fator tempo (T*)		
	Posição do Filtro Vértice do Cone	Posição do Filtro Face do Cone	Posição do Filtro Base do Cone
20	0,001	0,014	0,038
30	0,006	0,032	0,078
40	0,027	0,063	0,142
50	0,067	0,118	0,245
60	0,154	0,226	0,439
70	0,345	0,463	0,804
80	0,829	1,040	1,600

Segundo Jamiolkowski et al. (1985), após a determinação dos coeficientes de permeabilidade horizontal (k_h) e de consolidação horizontal (C_v), e tendo calculado k_v utilizando a equação (25), é possível converter esses valores para o coeficiente de consolidação vertical (C_v), por meio de correlação com a anisotropia de permeabilidade (k_v/k_h). Esse é um parâmetro extremamente importante no estudo de aterros construídos sobre solos moles, pois ele permite estimar o prazo necessário para que a consolidação do solo ocorra. A relação entre os coeficientes horizontal e vertical de consolidação e permeabilidade é dada pela seguinte expressão:

$$C_v = C_h \times \frac{k_v}{k_h} \quad (29)$$

A determinação do coeficiente de compressibilidade secundária (C_α) é igualmente crucial no estudo de aterros sobre solos moles. Segundo Bersan et al. (2012) e Tonni e Simonini (2013),

este coeficiente é calculado pela equação (30), que leva em consideração os aspectos estruturais do solo e os efeitos do tempo sobre a compressão. Enquanto os coeficientes de consolidação, tanto vertical (C_v) quanto horizontal (C_h), estão relacionados principalmente com a expulsão de água do solo e a conseqüente redução do volume, o coeficiente de compressão secundária aborda a deformação do solo após a fase de consolidação primária. Esta deformação ocorre em taxas decrescentes e é influenciada por processos de reajuste na estrutura do solo e fluência das partículas.

$$C_\alpha = 0,03 \times Q_{tn,cs}^{-0,89} \quad (30)$$

2.2.2 Ensaio molinete

Outro ensaio *in situ* frequentemente utilizado para obter o parâmetro de resistência ao corte não drenado (c_u) é o ensaio molinete, também chamado de “*vane test*”. Distintamente do ensaio CPTu, esse ensaio permite obter a resistência ao corte não drenado de forma direta, sendo especialmente útil para solos moles. A Figura 2.4 ilustra o equipamento utilizado no ensaio.

O ensaio molinete consiste na cravação do equipamento completo até uma determinada profundidade estabelecida. Em seguida, crava-se mais 50cm de profundidade apenas das pás do equipamento, mantendo a sapata de proteção na profundidade anterior para evitar a perturbação do solo, já que suas paredes protetoras são mais espessas. Após isso, aplica-se um momento torsor (M_t) de forma a gerar uma rotação θ nas pás a uma velocidade constante de 6°/min. Assim, gera-se um gráfico relacionando M_t com θ , no qual se obtém o valor máximo do momento torsor (M_{tmax}). Com base nas dimensões das pás, especificamente da altura (H) e do diâmetro (D), é possível estimar o parâmetro de resistência ao corte não drenado (c_u) através da equação (31), proposta por Jackson (1969), admitindo um comportamento do solo isotrópico em relação à resistência não drenada e uma distribuição uniforme de tensões:

$$c_u = \frac{2 \times M_{tmax}}{\pi \times D^2 \times (H + \frac{D}{3})} \quad (31)$$

Em geral, os resultados obtidos pelo ensaio de molinete tendem a sobrestimar a resistência não drenada do solo, devido à velocidade de corte do solo em obra ser inferior à velocidade aplicada no ensaio e à anisotropia da argila. Como resultado, podem existir aterros a instabilizar mesmo com fatores de segurança adequados. Portanto, em projetos, é necessário aplicar uma correção proposta por Bjerrum (1973) nos resultados obtidos do ensaio, conforme equações (32) e (33), onde μ depende do índice de plasticidade (IP).

$$c_{u(\text{projeto})} = c_{u(\text{molinete})} \times \mu \quad (32)$$

$$\mu = 1 - 0,5 \times \log\left(\frac{IP}{20}\right) \quad (33)$$

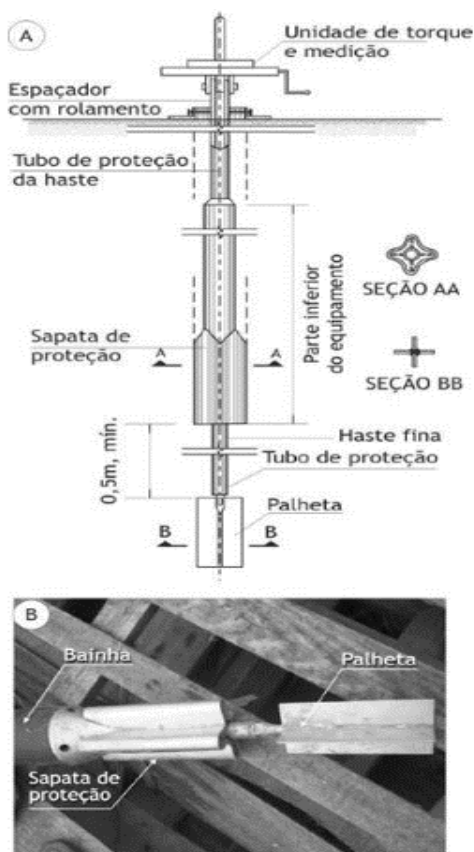


Figura 2.4 – Equipamento de palheta: (A) componentes do equipamento; (B) detalhe da sapata de proteção (Almeida e Marques, 2010)

Com o resultado obtido do ensaio de molinete, é possível estimar valores de OCR, conforme equação abaixo, proposta por Mayne e Mitchell (1988), onde α pode ser obtido por meio da correlação com o índice de plasticidade (IP).

$$OCR = \alpha \times \frac{c_{u(\text{molinete})}}{\sigma'_{v0}} \quad (34)$$

$$\alpha = 22 \times (IP)^{-0,48} \quad (35)$$

Adicionalmente, a partir da obtenção do valor da resistência ao corte não drenado (c_u), do grau de sobreconsolidação (OCR) e do índice de plasticidade (IP), é possível estimar o valor do

módulo de deformabilidade não drenado (E_u), conforme proposta de Duncan e Buchignani (1975), a partir da equação (36), juntamente com a Figura 2.5.

$$E_u = M \times C_u \quad (36)$$

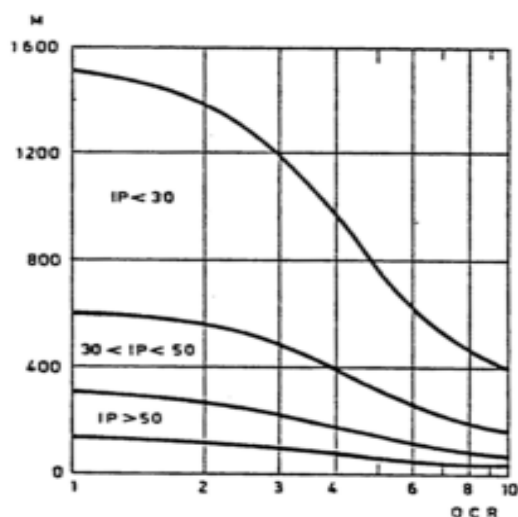


Figura 2.5 - Abordagem proposta por Duncan e Buchignani (1975)

2.2.3 Ensaio triaxial

O ensaio triaxial é considerado um dos ensaios mais importantes da geotecnia, pois permite determinar a resistência ao corte do solo e analisar o comportamento do solo sob diferentes tensões de confinamento e verticais, bem como diversas velocidades de carregamento.

O ensaio consiste em uma amostra de solo envolvida por uma membrana protetora, com pedras porosas e papel filtro no topo e na base do provete, que atuam como elementos drenantes. A amostra é colocada em uma câmara preenchida com água, aplicando uma tensão uniforme de confinamento em toda a amostra. Essa fase inicial é chamada de fase de consolidação. Nessa etapa, também é possível impor uma pressão neutra no interior da amostra, alterando a tensão efetiva atuante no provete. Posteriormente, na fase de carregamento ou fase de corte, aplica-se uma carga vertical no provete, geralmente por meio do deslocamento ascendente do êmbolo presente abaixo da amostra. A amostra é então comprimida contra um pistão localizado acima dela até que ocorra a rotura.

No topo do equipamento, uma célula de carga é responsável por medir as cargas verticais atuantes no provete, enquanto as deformações são medidas por meio de defletômetros. As

pressões são controladas por manômetros, que orientam os valores atuantes da pressão de confinamento e da pressão interna no provete, denominada contra-pressão. Há dois acessos de água para o provete, um na base e outro no topo da amostra, que permitem a entrada e saída de água do provete, saturando-o ou expulsando a água de seus vazios. Outro acesso de água, localizado na base da câmara, é responsável pelo enchimento da câmara e, conseqüentemente, pela aplicação da pressão de confinamento no corpo de prova durante a fase de consolidação. A Figura 2.6 ilustra o equipamento utilizado no ensaio.

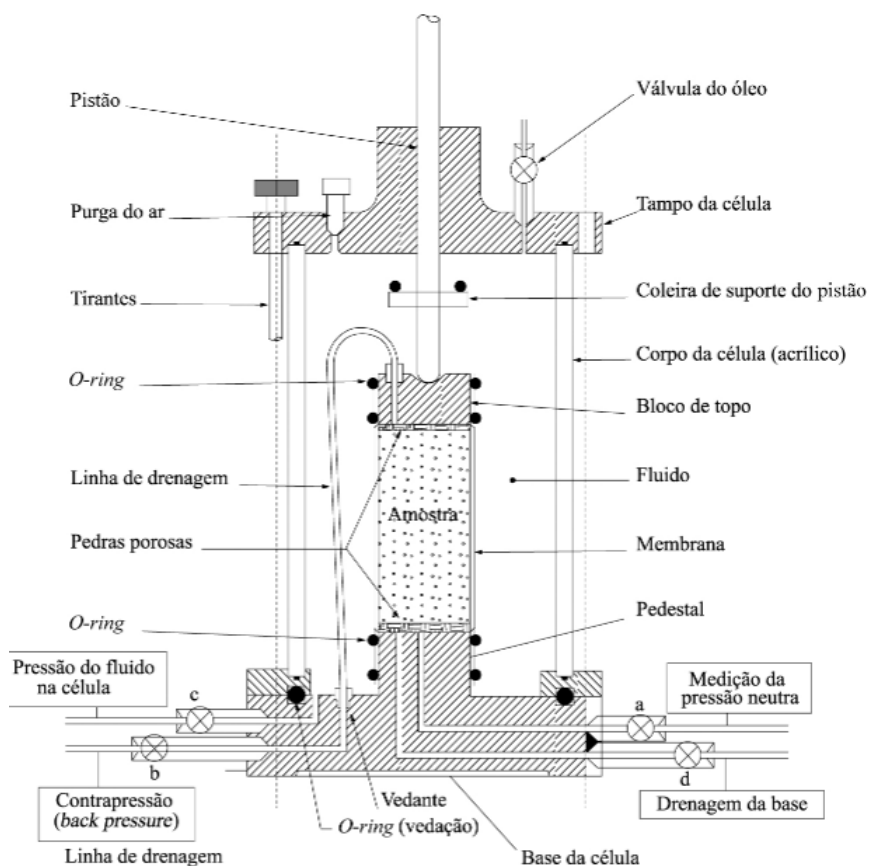


Figura 2.6 – Equipamento do ensaio triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2012)

É importante destacar que os ensaios são realizados com a amostra saturada, e sua drenagem define o tipo de ensaio triaxial em questão, podendo ser realizado em condições drenadas ou não drenadas. Essas condições podem ocorrer em ambas as fases, na fase de consolidação e na fase de carregamento, resultando nos seguintes tipos de ensaios:

- a) Ensaio consolidado e drenado (CD)
- b) Ensaio consolidado e não drenado (CU)
- c) Ensaio não consolidado e não drenado (UU)

- d) No ensaio triaxial CD, a drenagem da água do corpo de prova é permitida tanto na fase de consolidação quanto na fase de carregamento. Na fase de consolidação, ao gerar a tensão de confinamento com as válvulas de acesso de água interna abertas, ocorre a expulsão de água dos vazios da amostra, existindo a consolidação. Durante a fase de carregamento, as válvulas de acesso interno permanecem abertas, permitindo a dissipação do excesso de pressões neutras geradas pelo carregamento. Nesse tipo de ensaio, são obtidos parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, sendo normalmente aplicado na análise da resistência ao corte em solos mais permeáveis, como os solos arenosos, devido ao tempo necessário para a drenagem nestes solos (mais permeáveis) ser reduzido.

No caso de solos moles, que possuem baixa permeabilidade, os ensaios não drenados têm maior aplicação, dado que a condição não drenada é a que melhor representa as condições no campo. No ensaio CU, a drenagem é permitida apenas na fase de consolidação. Já na fase de carregamento, as válvulas de acesso de água internas são fechadas, impedindo a dissipação das pressões neutras geradas pelo carregamento e possibilitando a medição dessas pressões neutras durante o carregamento e corte da amostra. Desse modo, são obtidos parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões efetivas e totais.

Quanto ao ensaio UU, a drenagem não é permitida em ambas as fases, mantendo as válvulas fechadas durante todo o processo. Sendo assim, trata-se de um ensaio não consolidado, no qual não é permitida a dissipação das pressões neutras durante o processo de carregamento. Nesse caso, a resistência ao corte do solo ensaiado é independente da tensão de confinamento aplicada, e toda a resistência do solo depende da tensão efetiva que ele possuía no campo. Este ensaio é mais rápido, e os parâmetros obtidos em termos de tensões totais são utilizados para análises de curto prazo, que geralmente representam a situação crítica nas análises de aterros sobre solos moles.

Embora o ensaio UU possa ser mais rápido, tendo em vista que não há consolidação, e menos complexo em comparação com o ensaio CU, a capacidade do ensaio CU de fornecer informações para condições não drenadas e drenadas torna-o mais adequado na análise de solos moles sob aterros. Além disso, o ensaio CU fornece parâmetros necessários para análises de estabilidade e módulo de deformabilidade para análises bidimensionais (2D) de elementos finitos, como a resistência não drenada (c_u), a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e o módulo de deformabilidade não drenado (E_u). Esses parâmetros são cruciais para a avaliação adequada das características geotécnicas do solo e para o dimensionamento seguro e eficiente de aterros sobre solos moles.

2.2.4 Ensaio edométrico

A consolidação em argilas, especialmente em estratos confinados como em grandes aterros, onde as deformações verticais ultrapassam significativamente as deformações horizontais, pode ser laboratorialmente simulada por meio do ensaio edométrico. Este ensaio, também conhecido como ensaio de compressão uniaxial confinada, mede a variação da espessura da amostra ao longo do tempo para cada nível de carga. Esta variação é regida pela alteração do índice de vazios e pela fluência. A carga aplicada precisa levar em consideração as dimensões do aterro a ser projetado. A Figura 2.7 abaixo ilustra o equipamento utilizado para o ensaio.

Diferente dos ensaios anteriores, o ensaio edométrico é tem seu foco exclusivamente à determinação dos parâmetros de compressibilidade e consolidação. Estes parâmetros, cruciais para o projeto e análise de aterros, oferecem informações valiosas sobre a deformabilidade do solo, o tempo necessário para que ocorram os assentamentos e a previsão da variação de assentamentos ao longo do tempo. Salienta-se o facto que esses parâmetros podem variar de acordo com as características específicas do solo.

- 1 – Amostra indeformada e saturada
- 2 – Pedras porosas
- 3 – Carga (aplicada por escalões)
- 4 – Anel rígido (impede deformações laterais)
- 5 – Transdutor (mede deslocamentos verticais)
- 6 – Água
- 7 – Contendor

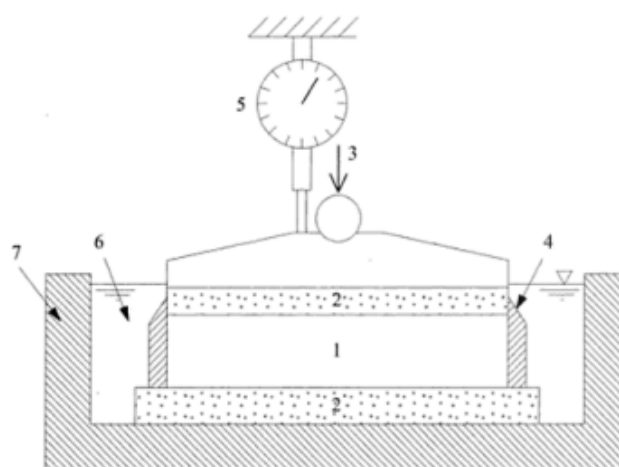


Figura 2.7 – Representação simplificada do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2012)

Vários parâmetros podem ser obtidos por meio do ensaio edométrico. A tensão de pré-consolidação (σ'_{vp}) é um valor que representa a tensão vertical máxima que o solo experimentou no passado, permitindo identificar o estado de consolidação do solo - normalmente consolidado ou sobreconsolidado. Já o índice de compressibilidade (c_c) está relacionado à compressibilidade do solo em um estado normalmente consolidado, sendo crucial para a estimativa dos assentamentos. Além destes, o índice de recompressão (c_r) também é útil para estimar assentamentos, num estado sobreconsolidado, ou seja, quando o solo já sofreu tensões superiores à atual. O coeficiente de consolidação (c_v), derivado do ensaio, está

relacionado à velocidade de consolidação do solo e é fundamental para a previsão do tempo necessário para a ocorrência de assentamentos. A equação (37) e a Figura 2.8 nos permitem correlacionar o módulo edométrico (M) com o índice de compressibilidade (c_c).

$$M = \frac{2,3(1 + e)\sigma'_v}{c_c} \quad (37)$$

O grau de sobreconsolidação (OCR) é relação entre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão vertical efetiva atual (σ'_{v0}) (equação (38)). Se o OCR for igual a 1, a argila está num estado normalmente consolidado, ou seja, está sujeita à maior tensão vertical de sua história geológica. Se o OCR for maior que 1, a argila está num estado sobreconsolidado, o que significa que já sofreu um processo de adensamento no passado e atualmente está submetida a uma tensão vertical menor do que a máxima que já experimentou. Essa informação é crucial para entender o comportamento do solo em relação à deformação e resistência ao corte, além de fornecer subsídios para o projeto e análise de aterros sobre solos moles.

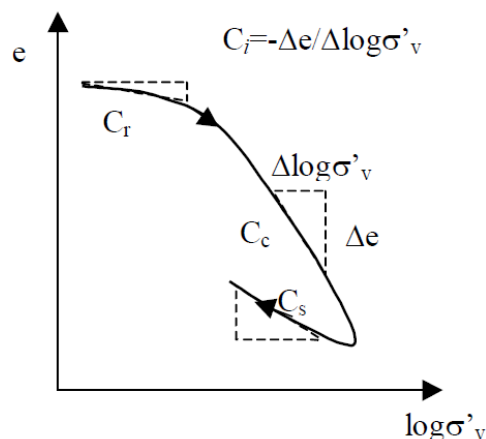


Figura 2.8 - Resultado do ensaio edométrico na escala logarítmica

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (38)$$

2.3 Comportamento de um aterro sobre solos moles

Ao analisar o comportamento de um aterro sobre solos moles, é essencial considerar os aspectos relacionados com a consolidação das argilas, que estão associados a problemas de deformações com o tempo, bem como aspectos relativos à resistência ao corte para questões de estabilidade.

Teoricamente, ao aplicar uma carga rapidamente sobre o solo mole, todo o aumento de tensão é inicialmente transmitido às pressões neutras. Com o tempo, através do fenômeno da consolidação, estas pressões dissipam-se, transferindo as tensões para o esqueleto sólido da camada de argila, aumentando gradualmente a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência ao corte. No que diz respeito às deformações, os assentamentos e deslocamentos laterais ocorrem em função do tempo à medida que os vazios diminuem devido à drenagem. Em solos com permeabilidade reduzida, como as argilas, as deformações poderão continuar a ocorrer mesmo após a conclusão da obra, pois a consolidação pode necessitar de um tempo maior para se completar.

A instrumentação e monitoramento de diversos aterros sobre solos moles mostraram que o comportamento desses aterros diverge do esperado teoricamente, observando menores acréscimos de pressões neutras que as cargas induzidas pelo aterro. Essa discrepância ocorre porque o aterro não é construído de uma só vez, mas sim em camadas, podendo levar meses para ser totalmente executado. À medida que as primeiras camadas são lançadas, a consolidação começa a ocorrer imediatamente. Portanto, quando o aterro é totalmente construído, já houve alguma dissipação das pressões neutras, resultando em um comportamento não totalmente não-drenado. Além disso, na superfície dos solos moles, geralmente há uma camada ligeiramente sobreconsolidada devido às variações do nível freático. Nessa zona, a velocidade da consolidação primária é mais rápida.

De forma a ilustrar o que foi acima descrito, a Figura 2.9 mostra, esquematicamente, as trajetórias de tensões de um elemento de argila localizado abaixo do centro do aterro construído em fases, sendo no final levado até a rotura.

Analisando a Figura 2.9, inicialmente, temos o ponto I_0 como um ponto ligeiramente sobreconsolidado. Com o início da construção do aterro em fases, as tensões aumentam à medida que a primeira fase é aplicada. Isso é representado pela trajetória do ponto I_0 ao ponto C_1 , localizado na superfície de estado limite (superfície de cedência), e pela trajetória do ponto C_1 ao E_1 , ao longo da superfície de cedência inicial. Durante esse processo, o solo apresenta valores elevados de coeficiente de consolidação (c_v) e no ponto C_1 passa a estar num estado normalmente consolidado.

Supondo uma construção rápida, a condição de carregamento entre os pontos C_1 e E_1 é não drenada, de modo que a consolidação não ocorre nesse intervalo. Após a conclusão da primeira fase, a consolidação começa, representada pela trajetória do ponto E_1 ao E'_1 . Nessa fase, ocorre a dissipação das pressões neutras, aumentando a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência da argila. Isso resulta em um afastamento da envolvente de rotura e um aumento do

fator de segurança. O mesmo processo ocorre durante a construção da segunda etapa do aterro, representado pela trajetória do ponto E'_1 ao ponto E_2 e sua subsequente consolidação, do ponto E_2 ao ponto E'_2 . A ruptura do aterro acontece quando ele é alteado de tal forma que as trajetórias de tensões atingem a envolvente de ruptura, representada pelo ponto R.

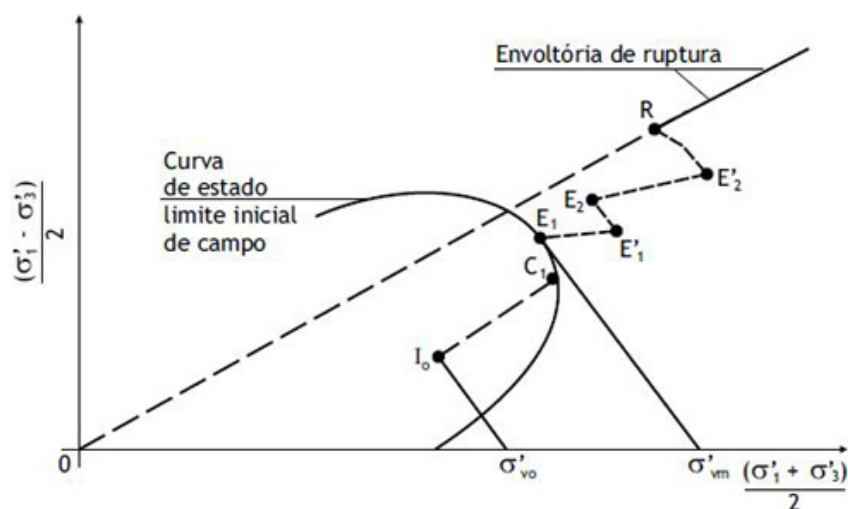


Figura 2.9 – Trajetória de tensões esquemático de um elemento de argila localizado abaixo do centro do aterro (Leroueil; Magnan; Tavenas, 1985)

2.3.1 Análise da estabilidade de aterros sobre solos moles

Conforme abordado anteriormente, os solos moles são caracterizados por estarem geralmente no estado normalmente consolidado, apresentando baixa permeabilidade. Ao serem submetidos a cargas, a dissipação do excesso de pressões neutras geradas não ocorre rapidamente. Sendo assim, a situação crítica para a estabilidade de aterros sobre solos moles ocorre a curto prazo, sendo realizada uma análise não drenada, empregando o parâmetro de resistência ao corte não drenada (c_u), obtido por meio de ensaios *in situ* e laboratoriais, bem como correlações empíricas previamente apresentadas.

Uma vez conhecido esse parâmetro, para realizar a análise de estabilidade de um aterro, é necessário, primeiramente, compreender os seus mecanismos de ruptura, devendo o projeto garantir que nenhum desses tipos de ruptura ocorra. Esses mecanismos podem ser divididos em três categorias: instabilidade interna, instabilidade da fundação e instabilidade global. A Figura 2.10 ilustra esses mecanismos.

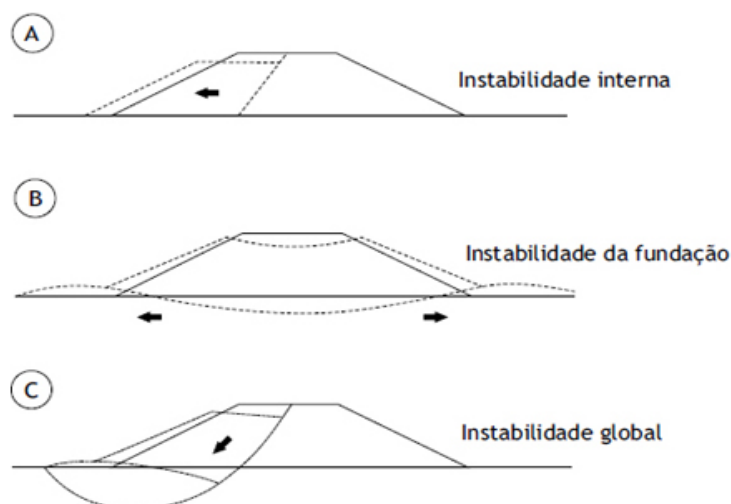


Figura 2.10 – Modos de ruptura de aterros sem reforço: (A) deslizamento lateral do aterro; (B) ruptura da fundação de argila (Jewell, 1982); (C) ruptura global aterro-fundação (Almeida e Marques, 2010)

A ruptura por instabilidade interna ocorre sem envolver o solo de fundação, comprometendo apenas o corpo do aterro. Esse tipo de instabilidade surge quando o maciço do aterro possui características mecânicas baixas e, no nível da base do aterro, a resistência por atrito lateral é insuficiente para suportar as cargas solicitadas. Esse fenômeno não é muito comum ao tratar de aterros sobre solos moles, devido à resistência do solo de fundação ser geralmente inferior à do maciço do aterro.

No caso de instabilidade da fundação, ocorre um problema de capacidade de carga. Nas análises de estabilidade, o aterro pode ser considerado como uma fundação superficial rígida, que não contribui na resistência do conjunto, sobre um solo com fracas características resistentes. Nesse cenário, o solo de fundação acaba sendo expulso de baixo do aterro, gerando deformações no topo e nas laterais do aterro. Nesse contexto, é importante avaliar a capacidade de carga do solo de fundação e a aderência entre o aterro e o solo de fundação.

Já a ruptura por instabilidade global envolve todo o conjunto aterro-fundação e pode ocasionar superfícies de ruptura circulares ou não circulares. Essa instabilidade ocorre quando o equilíbrio entre as forças atuantes e as forças resistentes é comprometido, levando à mobilização das resistências ao longo da superfície de ruptura potencial. Para esse tipo de instabilidade, foram desenvolvidos métodos baseados no equilíbrio-limite para realizar análises de estabilidade, destacando-se o método de Bishop simplificado para superfícies de ruptura circulares e o método de Janbu simplificado (Janbu, 1973), para superfícies de ruptura não circulares. Com o avanço tecnológico, surgiram programas de cálculo automático que otimizam essas análises, como o *SLIDE2*, baseado em métodos de equilíbrio limite.

Independente do método de análise de estabilidade escolhido e da fase em que se encontre o projeto, seja em pré-dimensionamento ou em fase final de dimensionamento, os fatores de segurança devem ser maiores que 1,3 para roturas sem consequências graves na fase construtiva e 1,5 para roturas a longo prazo ou roturas com consequências catastróficas na fase construtiva, como em aterros com edificações nas proximidades.

O monitoramento do aterro, através da instrumentação, pode indicar previamente se há movimentação excessiva em relação ao que foi projetado. Dentre os instrumentos utilizados para o monitoramento estão piezômetros, inclinômetros, extensômetros e células de carga total. A instalação destes instrumentos permite acompanhar o comportamento do aterro e do solo de fundação durante a construção e a fase de exploração, possibilitando a detecção de potenciais problemas e a tomada de ações corretivas.

Alguns sintomas de comportamento deficiente podem ser detectados antes da rotura de aterros sobre solos moles, como fissuras no topo do talude, movimentação de estruturas próximas ao aterro e o surgimento de zonas de compressão em sua base.

2.3.2 Análise das deformações de aterros sobre solos moles

Os solos moles, por possuírem elevada compressibilidade, sofrem grandes deformações quando submetidos a carregamentos. Essas deformações, como assentamentos e deslocamentos laterais, devem ser levadas em consideração no dimensionamento do aterro e na escolha do método construtivo.

2.3.2.1 Assentamentos

Os assentamentos são deformações verticais que ocorrem tipicamente em aterros sobre solos moles, sendo o assentamento total a soma de todos os assentamentos. Os tipos mais comuns de assentamento são:

1. Assentamento de reconsolidação
2. Assentamento devido ao corte não drenado
3. Assentamento por consolidação primária no ramo normalmente consolidado
4. Assentamento por consolidação secundária

O assentamento de recompressão ocorre durante a fase de construção, em solos que se encontram no estado ligeiramente sobreconsolidado. Esse tipo de assentamento depende do índice de recompressibilidade (c_r), ocorrendo de forma rápida e apresenta baixas deformações.

O assentamento devido ao corte não drenado também ocorre durante a fase de construção, ocasionado pela construção do aterro de forma rápida e pela baixa permeabilidade das argilas, que não permitem a dissipação das pressões neutras, provocando elevadas deformações verticais.

Já o assentamento por consolidação primária no ramo normalmente consolidado, depende do índice de compressibilidade do solo (c_c), iniciando na fase construtiva, com a dissipação das pressões neutras e incremento da tensão efetiva, pelo mecanismo de transferência gradual de tensões da fase líquida para a fase sólida. No entanto, a consolidação primária não ocorre inteiramente durante a fase construtiva, devido à baixa permeabilidade dos solos moles, prolongando-se no tempo em função da velocidade de dissipação das pressões neutras, continuando a ocorrer mesmo após o término da obra.

O assentamento por consolidação secundária, ocorre devido ao reajuste por fluência do esqueleto sólido, que diminui o número de vazios do solo. Este assentamento ocorre no tempo, muito para além do término da consolidação primária.

2.3.2.2 Deslocamentos laterais

Os deslocamentos laterais ocorrem nos bordos do aterro sendo de extrema importância a sua consideração no dimensionamento, pois elevados deslocamentos laterais podem ocasionar danos severos às estruturas próximas ao aterro. O deslocamento horizontal total pode ser estimado pela soma de todas as deformações horizontais atuantes na estrutura, que podem ser:

1. Deslocamento lateral de reconsolidação
2. Deslocamento lateral devido ao corte não drenado
3. Deslocamento lateral a longo prazo

O deslocamento lateral de reconsolidação ocorre em solos que estão no estado ligeiramente sobreconsolidado, durante a fase construtiva. O seu valor é sempre menor que o assentamento de reconsolidação, podendo ser estimado, de forma preliminar, como 20% desse assentamento, apresentando valores baixos de deformação. Em contrapartida, o deslocamento lateral devido ao corte não drenado, apresenta valores mais consideráveis de deformação, com ordem de grandeza essencialmente igual ao assentamento devido ao corte não drenado, ocorrendo também na fase de construção do aterro. Já após o fim da obra, ocorrem deslocamentos laterais com o passar do tempo, devido a dissipação das pressões neutras e reajuste das partículas do solo, sendo a sua estimativa efetuada com base em fatores geométricos, como inclinação do talude do aterro e espessura da camada de solo compressível. No projeto de aterros sobre solos

moles, algumas técnicas construtivas podem ser utilizadas para mitigar os efeitos das deformações e garantir a estabilidade da estrutura.

2.4 Técnicas para construção de aterros sobre solos moles

As técnicas construtivas para a execução de aterros sobre solos moles têm como objetivo solucionar problemas de estabilidade e deformações, tais como assentamentos e deslocamentos horizontais. A seleção da técnica construtiva deve levar em consideração as características da estrutura após a execução, principalmente no que diz respeito à segurança e às deformações máximas toleráveis, a fim de garantir a funcionalidade da obra. Além disso, aspectos económicos e prazos de construção também são fatores condicionantes na escolha da técnica construtiva, sendo comum a análise de pelo menos duas soluções para avaliar a viabilidade económica, considerando os custos de transporte dos materiais e áreas disponíveis para jazidas ou deposição. Em alguns casos, o prazo de construção pode ser determinante na escolha da técnica construtiva, onde soluções que exigem maior tempo de execução para garantir a estabilidade e controle das deformações podem não ser viáveis. A Figura 2.11 ilustra de forma esquemática algumas técnicas utilizadas na construção de aterros sobre solos moles.

Ao lidar com solos moles, é fundamental considerar a elevada compressibilidade desses solos, o que requer precauções especiais em termos de acesso à obra e áreas de trabalho. Principalmente na execução das primeiras camadas de aterro, os equipamentos utilizados podem enfrentar dificuldades de mobilidade e produtividade, além de ocasionar deformações diferenciais. Nesses casos, é comum a não remoção da camada superficial de vegetação para melhorar a trabalhabilidade dos equipamentos.

Com o avanço da tecnologia dos materiais, a utilização de geossintéticos tem ganhado destaque na construção de aterros sobre solos moles. Esses materiais são frequentemente empregados em conjunto com outras técnicas construtivas, especialmente na interface entre a base do aterro e o solo de fundação. A escolha da técnica adequada dependerá das condições específicas do projeto, considerando fatores como a capacidade de carga, a velocidade de assentamento e os requisitos ambientais.

2.4.1 Utilização de geossintéticos

A utilização de geossintéticos em aterros sobre solos moles é uma prática comum na engenharia geotécnica, proporcionando maior estabilidade e segurança às estruturas. Dentre os geossintéticos mais empregados, destacam-se as geogrelhas e os geotêxteis, especialmente os não tecidos.

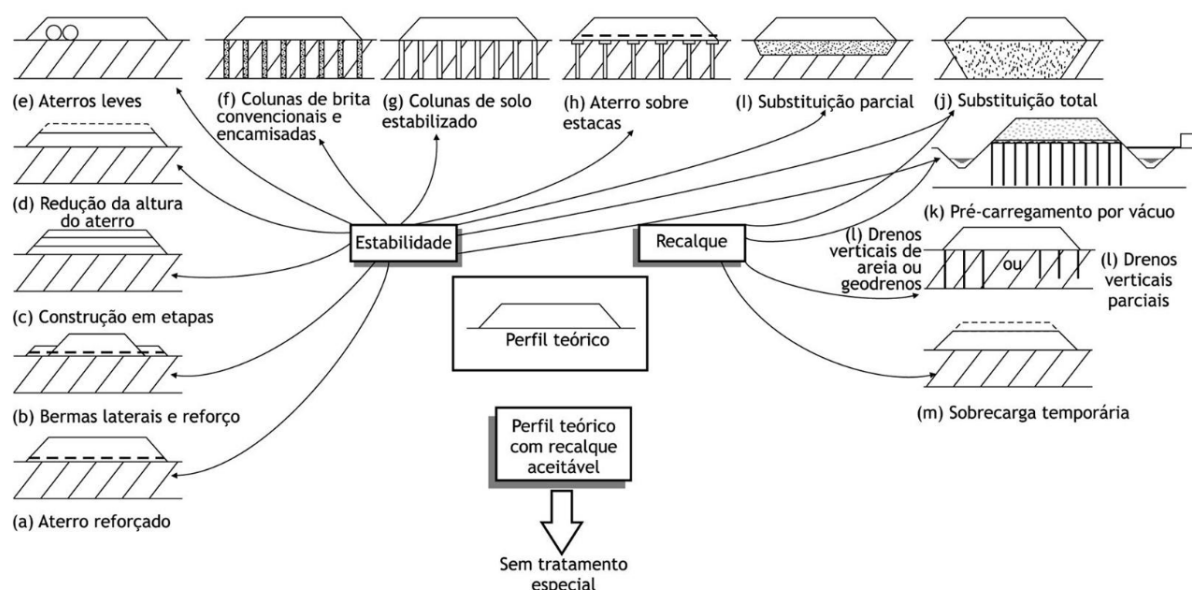


Figura 2.11 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010)

As geogrelhas apresentam elevada rigidez e resistência à tração, além de promover uma interação solo-reforço satisfatória, adequada para o reforço de solos. Já os geotêxteis não tecidos são adequados para funções de filtro e separação de materiais. É comum a utilização combinada desses dois geossintéticos em aterros sobre solos moles.

Além de uma resistência à tração e deformabilidade adequadas, esses materiais precisam suportar deformações sob tensões constantes ao longo da vida útil da obra, garantindo uma boa flexibilidade na interface solo-geossintético e permitindo a transferência de tensões adequada durante todo o período. No caso dos geotêxteis, é fundamental que apresentem resistência à perfuração e ao rasgamento, visto que, frequentemente, entram em contato com materiais contendo partículas pontiagudas. Os geossintéticos são normalmente constituídos de polímeros, cujo tipo tem grande influência nas propriedades de rigidez e deformabilidade do material.

As principais funções dos geossintéticos englobam drenagem, filtração, separação, proteção e reforço. No contexto de aterros sobre solos moles, a função primordial dos geossintéticos é atuar como reforço. O efeito do reforço com geossintéticos em um aterro é bastante eficaz. Conforme ilustrado na Figura 2.12, em alguns casos, o reforço é efetivado devido ao impulso de terra que ocorre no interior do aterro, provocando deslocamentos relativos entre o solo e o geossintético. Esses deslocamentos geram tensões de corte no sentido para fora do aterro, que, por meio da transferência de tensões, induzem esforços de tração no reforço.

Em outros casos, como nos aterros estruturados, ocorre o efeito membrana, como pode ser visto na Figura 2.13, com o geossintético envolvendo a base do aterro, atuando como uma membrana tensionada. Nessa situação, o peso do aterro atua como uma carga vertical sobre o geossintético, que passa a se deformar, esticando-se como uma membrana e mobilizando esforços de tração. Esses mecanismos resultam em um aumento da capacidade de carga do solo de fundação, possibilitando a construção de aterros com maiores alturas.

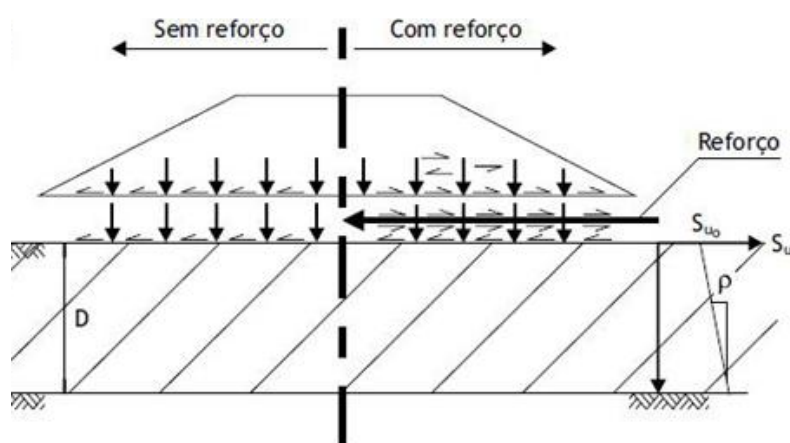


Figura 2.12 - Mecanismo de aterro reforçado sobre argila mole (adaptado de Leroueil; Rowe, 2001)

2.4.2 Aterros estruturados com plataforma de geossintéticos

Na construção de aterros sobre solos com baixa capacidade de carga, como os solos moles, os aterros estruturados emergem como uma alternativa viável em situações onde não há tempo suficiente para adotar soluções que precisam de mais tempo e exigem maior controle dos assentamentos. Aterros estruturados consistem na construção de elementos verticais rígidos abaixo do aterro, no solo de fundação, geralmente combinados com geossintéticos, com o objetivo de receber as cargas provenientes do aterro e transmiti-las para um substrato com maior capacidade resistente, resultando em uma diminuição dos assentamentos e tornando-os mais uniformes. Entre os métodos mais comuns estão: estacas de betão, colunas granulares e colunas de solo misturado com ligantes, também conhecido como "*Deep Soil Mixing*", que serão abordadas neste trabalho.

Para que esses elementos verticais rígidos construídos abaixo do aterro funcionem adequadamente, é necessário que ocorra uma transferência de parte da carga do aterro para o topo das estacas ou colunas, concentrando as tensões nesses elementos e diminuindo as tensões aplicadas no solo de fundação. A transferência de carga ocorre em grande parte devido ao efeito de arco, proposto por Terzaghi (1943), que depende da rigidez relativa dos materiais. Quanto

maior a diferença de rigidez entre o elemento vertical e o solo, mais acentuado é o efeito de arco. Esse efeito é resultado da menor deformação dos elementos verticais na fundação em comparação ao solo mole de fundação quando submetidos à carga do aterro.

A partir dessa diferença de deformação na fundação, ocorre a transferência de carga das zonas do corpo do aterro que mais se deslocam para aquelas que menos se deslocam, devido aos assentamentos diferenciais que ocorrem no corpo do aterro e à mobilização da sua resistência ao corte. A eficiência do efeito de arco depende da altura do aterro e do espaçamento das estacas ou colunas. Para aumentar essa transferência de carga, é comum a utilização de um ou mais níveis de geossintéticos no corpo do aterro, começando pela sua base, sendo normalmente recomendado dois níveis de reforço. A transferência de carga por meio de geossintéticos ocorre devido à mobilização da resistência à tração do geossintético, decorrente principalmente do efeito membrana mencionado anteriormente. O geossintético passa a resistir as cargas que não foram transferidas para as estacas pelo efeito de arco. A Figura 2.13 ilustra o mecanismo de transferência de carga pelo efeito de arco e efeito membrana.

Os aterros estruturados podem ser dispostos com os elementos verticais formando uma malha retangular ou triangular, conforme Figura 2.14. Nestas malhas é necessário conhecer a área da estaca (A_p), a área de influência da estaca (A_s) (célula unitária), o espaçamento entre as estacas (s) e o diâmetro das estacas (a).

Um parâmetro muito importante em aterros estruturados é a taxa de cobertura/substituição (α), obtido pela equação (39). Esse parâmetro representa a proporção da área de influência do aterro que é ocupada pelas estacas ou colunas.

$$\alpha = \frac{A_p}{A_s} \quad (39)$$

A eficiência do sistema de aterro estruturado é definida como a percentagem da carga total proveniente do aterro e da sobrecarga que é suportada pelas estacas. Um sistema é considerado totalmente eficiente quando toda a carga de uma célula unitária é suportada por sua respectiva estaca, não tendo nenhuma carga suportada pelo solo mole de fundação.

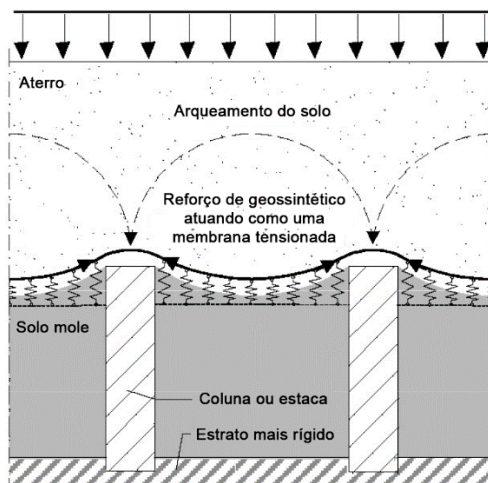


Figura 2.13 - Mecanismo de transferência de carga (adaptado de Kempfert, 2006)

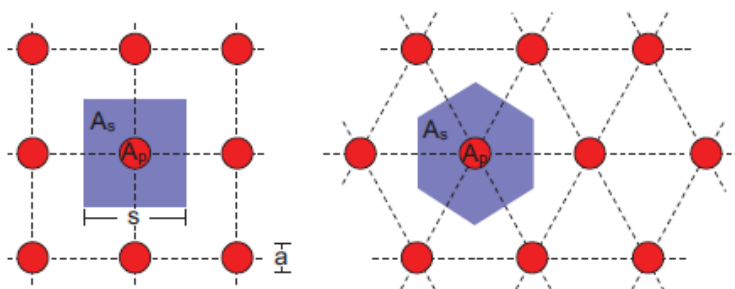


Figura 2.14 - Malha quadrada e retangular em aterros estruturados (Hartman, 2012)

A seleção adequada dos elementos verticais rígidos e a forma que eles serão dispostos são fundamentais para otimizar o desempenho dos aterros estruturados sobre solos moles.

2.4.2.1 Aterro sobre estacas de betão

Os aterros estruturados sobre estacas de betão são uma das técnicas mais comuns e eficientes para a construção de aterros sobre solos moles. Nessa técnica, estacas pré-moldadas ou moldadas in loco de betão são instaladas verticalmente no solo de fundação, normalmente dispostas em uma malha quadrada, funcionando como elemento rígido, recebendo as cargas do aterro e transmitindo-as para camadas mais profundas e competentes.

Uma das principais vantagens dessa abordagem é a redução expressiva nos assentamentos, pois as deformações associadas à técnica são menores do que aquelas observadas em aterros convencionais. Além disso, essa técnica também proporciona uma redução significativa no tempo necessário para a execução do aterro, uma vez que elimina a necessidade de aguardar a dissipação do excesso de pressões neutras e a subsequente mobilização da resistência do solo.

As estacas de betão podem ser de diferentes tipos, como as estacas pré-moldadas, estacas hélice contínua, estacas escavadas, estacas Franki, entre outras. A escolha do tipo de estaca de betão depende de fatores como a capacidade de carga requerida, a profundidade da camada resistente, as condições geotécnicas e geológicas do local e as restrições de equipamentos e de custos.

É prática comum a construção de capitéis, que são seções alargadas localizadas no topo das estacas. Com o auxílio das geogrelhas, esses capitéis aumentam a sua influência em termos de transferência de carga do aterro para as estacas, aumentando a área de substituição. Nesses casos, é recomendado proteger os capitéis com geotêxtil não tecido para minimizar o atrito entre o concreto e a geogrelha. Os capitéis são executados acima do aterro de conquista ou embutidos no mesmo. A Figura 2.15 abaixo representa um aterro estruturado sobre estacas de betão com capitéis e geossintéticos, observando-se os componentes do aterro estruturado sobre estacas de betão e seus mecanismos de transferência de carga.

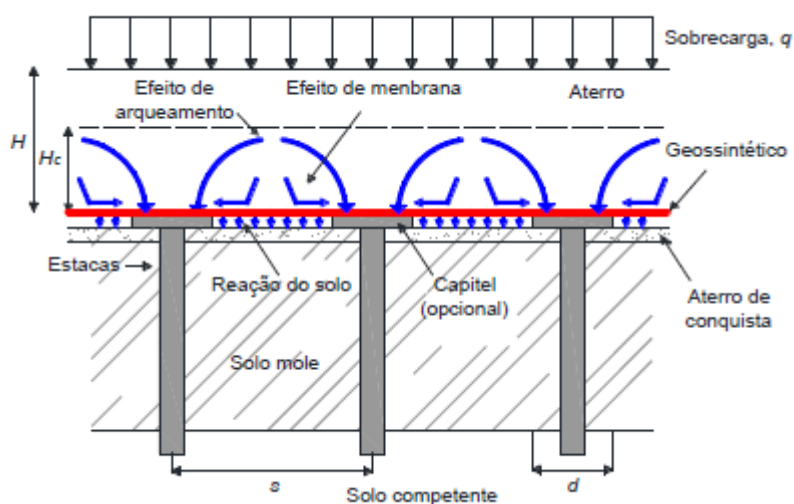


Figura 2.15 – Componentes e mecanismos de transferência de carga de um aterro estruturado sobre estacas de betão (Fagundes, 2016)

2.4.2.2 Aterro sobre colunas granulares

As colunas granulares, geralmente compostas por brita, desempenham três funções principais: suportar o peso do aterro, conferindo maior resistência ao corte ao solo de fundação; acelerar o processo de consolidação, atuando como drenos verticais devido aos vazios presentes na brita – salienta-se o facto de que nem todos os vazios da brita devem ser considerados, uma vez que parte deles será preenchida pelo solo mole (colmatção) devido à percolação para o interior da coluna durante o processo de consolidação (normalmente considerada-se metade do diâmetro da coluna de brita como dreno vertical efetivo); e reduzir os assentamentos devido ao efeito de

arco, no qual as colunas de brita atuam como elementos verticais de maior rigidez em comparação aos solos moles.

A execução das colunas granulares pode ser realizada por métodos vibratórios ou não vibratórios, sendo o primeiro geralmente mais eficiente. O método não vibratório consiste na cravação de um tubo guia no solo, escavando o solo de seu interior e preenchendo-o com brita, seguido pela compactação da brita e remoção do tubo guia. Por outro lado, o método vibratório (Figura 2.16). é realizado por meio da inserção de uma sonda vibratória com injeção de ar ou água. No caso da injeção de água, esta auxilia na estabilização das paredes do furo e promove a lavagem de finos das britas. O enchimento com brita pode ser feito pelo topo ou pelo fundo do furo, por dentro da própria sonda vibratória.

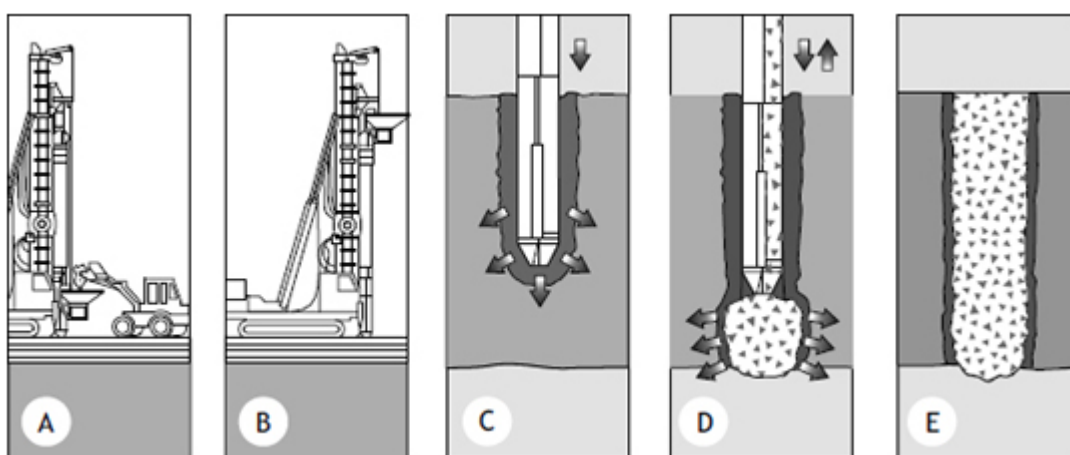


Figura 2.16 – Sequência de execução de coluna de brita em solo mole saturado (McCabe; McNeill; Black, 2007)

Os diâmetros usuais dessas colunas costumam variar entre 0,50 a 1,20 metros, e este tamanho é inversamente proporcional à resistência ao corte não drenada do solo de fundação. Ou seja, quanto maior for a resistência ao corte do solo de fundação, menor é o diâmetro utilizado nas colunas de brita. A equação (40), proposta por Thorburn (1975) nos permite estimar o diâmetro da coluna com base na resistência ao corte não drenada do solo de fundação.

$$\phi_{est} = 1,13 - 0,0116Cu \quad (40)$$

No entanto, a utilização das colunas de brita não é recomendada para solos moles de fundação que têm resistência ao corte não drenada inferiores a 10 kPa. Isso ocorre porque o solo mole não consegue garantir o confinamento lateral da coluna de brita, elemento crítico para a sua eficácia. Ao compactar a brita, ela pode fluir horizontalmente para o solo mole, não conseguindo então garantir uma continuidade vertical da coluna. Para solucionar essa questão,

recomenda-se, nesses casos, a utilização de um encamisamento, normalmente feito com geotêxtil, que irão garantir o confinamento lateral das colunas e, também, ter uma função de filtro, de forma a evitar a colmatação.

As colunas de brita, tem como espaçamento usual variando entre 1,5 a 3,0 metros e podem ser executadas seguindo uma malha triangular, quadrangular ou hexagonal. Além disso, é vital considerar os mecanismos de rotura das colunas de brita. Esses mecanismos incluem a rotura por corte no topo da coluna, a insuficiência na resistência de ponta ou de atrito lateral, e a expansão lateral excessiva. Conforme anteriormente dito, a expansão lateral excessiva acontece quando não se tem um confinamento lateral suficiente, algo que é frequentemente observado em solos moles, corroborando a importância de entender a natureza do solo antes de empregar este método.

2.4.2.3 Aterro sobre colunas de solo-cimento (*Deep Soil Mixing*)

A técnica de construção de aterros estruturados sobre colunas de solo-cimento, também conhecida como *deep soil mixing* (DSM), é uma solução eficiente e sustentável para reforçar solos moles e melhorar suas propriedades geotécnicas. As colunas de solo-cimento atuam como os elementos verticais rígidos.

O mecanismo de funcionamento das colunas de solo-cimento é baseado na execução de colunas verticais, que consistem em misturar o solo mole com um ligante, normalmente cimento Portland ou cal viva, para aumentar a resistência e a capacidade de suporte do solo. O processo começa com a introdução de uma haste equipada com pás rotativas no solo. Durante o movimento descendente, as pás misturam o solo, homogeneizando-o. No movimento ascendente, o ligante é injetado, seja na forma seca (mais comum em solos moles) ou em forma de calda (misturado com água). As pás então misturam o solo e o ligante, formando uma coluna vertical de solo estabilizado com propriedades resistentes melhoradas. O processo executivo descrito é ilustrado pela Figura 2.17 a seguir.

A técnica de deep mixing apresenta diversas vantagens em relação à sustentabilidade e eficiência. Uma delas é a redução no uso de recursos naturais, como areia e brita, uma vez que o próprio solo mole é utilizado como material de construção das colunas. Além disso, é possível utilizar subprodutos industriais, como cinzas e escórias, como ligantes, contribuindo para a reutilização de materiais e minimizando a geração de resíduos.

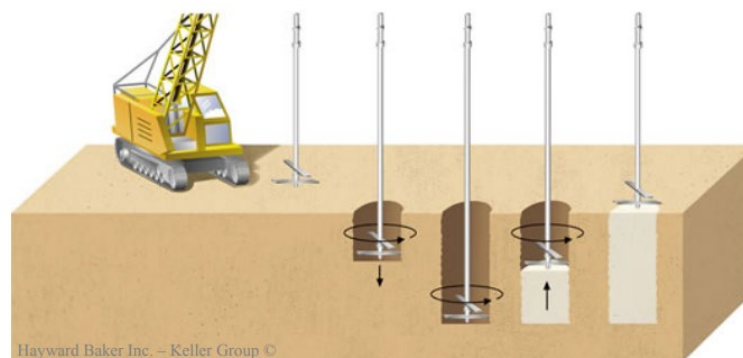


Figura 2.17 – Sequência de execução de colunas deep mixing (Hayward Backer Inc.-Keller Group)

Outro benefício importante dessa técnica é a capacidade de reforçar aterros sem afetar significativamente a estrutura existente, mantendo a operacionalidade de vias férreas e rodoviárias durante o processo. Isso permite que obras de melhoria e reforço sejam realizadas sem a necessidade de interrupções prolongadas no tráfego ou na infraestrutura circundante.

O método seco de execução das colunas DSM envolve a mistura de cal ou cimento seco com solos moles com elevados teores em água e matéria orgânica. Originado na Suécia nos anos 70, este processo utiliza equipamentos leves que injetam os ligantes no solo através de ar comprimido, formando colunas homogêneas de solo e ligante. Essas colunas melhoram a resistência e deformação do solo e podem ser feitas com diâmetros de 0,5 a 1,0 m e até 26 m de profundidade.

Já o método húmido é uma técnica que cria colunas de solo misturado com calda, alcançando resistências à compressão de 0,5 a 5 MPa. Este se distingue do método seco em termos de equipamentos, ferramentas e procedimentos. Na execução, são usados equipamentos especializados para fabricar e injetar a calda, com taxas de bombeamento variadas. As ferramentas de mistura são projetadas especificamente, considerando fatores como tipo de solo e geometria de corte.

A técnica envolve a combinação de solo com ligantes e água para formar um novo material. A seleção do ligante é vital, dependendo das propriedades do solo e das necessidades do projeto. As reações químicas entre os ligantes e o solo influenciam a estrutura e resistência do solo tratado. A cal e o cimento são os ligantes mais comuns. A compreensão das reações químicas e das características do solo é fundamental para garantir a eficácia e a durabilidade do tratamento. A seleção de ligantes e agregados pode variar com base nas características do solo e contribuir para a redução de custos.

3 CASO EM ESTUDO – ATERRO ESTRUTURADO DO VIADUTO 1 DA AV. ORLANDO GOMES, SALVADOR, BAHIA

3.1 Introdução ao projeto do Viaduto 1

A Avenida Orlando Gomes (Figura 3.1), situada na cidade de Salvador, desempenha um papel crucial ao conectar a Av. Luís Viana Filho, uma das principais vias urbanas, à Av. Octávio Mangabeira, que percorre grande parte da orla marítima do município.



Figura 3.1 – Imagem via satélite da Avenida Orlando Gomes (Google Earth, 2021)

O projeto de duplicação dessa avenida teve início em 2015, e, com o objetivo de aprimorar a fluidez do tráfego na região, tornou-se necessário construir alguns viadutos ao longo do percurso. Um desses viadutos foi o Viaduto 1, apresentado nas Figura 3.2 e Figura 3.3.



Figura 3.2 – Viaduto 1, Avenida Orlando Gomes.



Figura 3.3 – Viaduto 1, Avenida Orlando Gomes.

No projeto do Viaduto 1, para alcançar a elevação requerida para sua cota e considerando a disponibilidade de materiais em jazidas próximas, optou-se pela construção de um aterro em

terra armada. A fim de se obter um conhecimento mais pormenorizado sobre o solo de fundação, realizou-se uma campanha de prospeção geotécnica para a avaliação dos perfis estratigráficos da área, caracterização e obtenção de parâmetros geotécnicos.

3.2 Investigação geotécnica e geologia local

A campanha de prospeção contou com 9 furos de sondagens, sendo 7 à percussão (ensaios SPT) e 2 mistos (sondagem à percussão complementada com sondagem rotativa), além de 1 ensaio CPTu. A localização dos furos de sondagem e do ensaio CPTu foi feita conforme indicado na Figura 3.4.

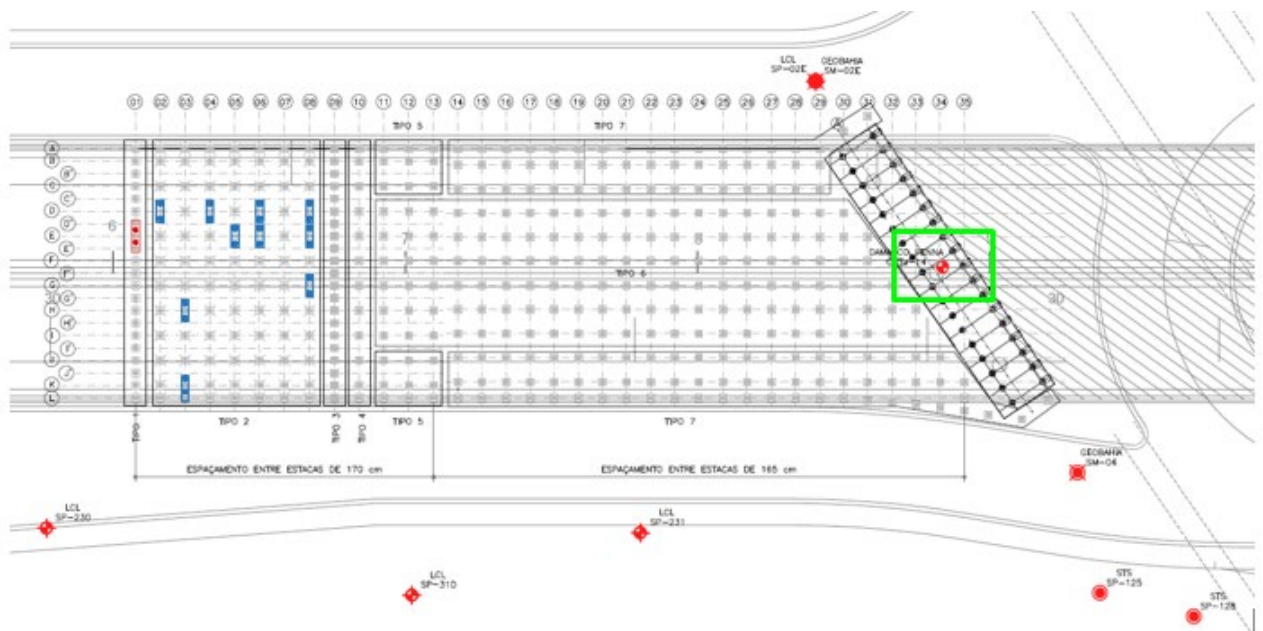


Figura 3.4 - Localização dos furos de sondagem e ensaio CPTu (em verde)

A prospeção geotécnica realizada indicou que o solo de fundação do aterro é estratificado (Figura 3.5), apresentando três camadas distintas. A primeira camada é composta predominantemente por um silte arenoso. Este estrato apresenta valores de N_{SPT} variando entre 6 e 15 golpes e possui uma espessura que varia entre 3,3 metros a 6,8 metros. A segunda camada é caracterizada por um solo mole que apresenta composição granulométrica variável, alternando entre arenosa e argilosa. Neste estrato, o N_{SPT} encontra-se na faixa de 1 a 6 golpes, e sua espessura varia entre 2 e 6 metros. Por fim, a terceira camada é essencialmente formada por uma mistura de silte arenoso, areia siltosa e, ocasionalmente, silte argiloso. Esta camada exibe valores N_{SPT} de 20 a 40 golpes e prolonga-se até ao topo da camada rochosa subjacente. É importante notar que o nível do lençol freático varia entre 2,15 e 5,0 metros de profundidade

ao longo dessas seções investigadas, sendo 2,15 o valor observado nas investigações realizadas no inverno e próximo de 5 metros no verão. Todas as sondagens no em Anexo A.

Com base nas indicações de solo mole evidenciadas pelas sondagens à percussão, decidiu-se realizar um ensaio de piezocone (CPTu), com o ensaio de dissipação, na área mais crítica do aterro. Especificamente, o ensaio foi realizado onde o aterro atinge sua maior altura e está localizado na região central. Como previamente mencionado, com o ensaio CPTu pretende-se conhecer com mais precisão as características do solo mole. Isso permite a obtenção de parâmetros geotécnicos mais precisos e representativos do material em questão, contribuindo para a elaboração de um projeto geotécnico mais fiável e fundamentado nos parâmetros reais do terreno.

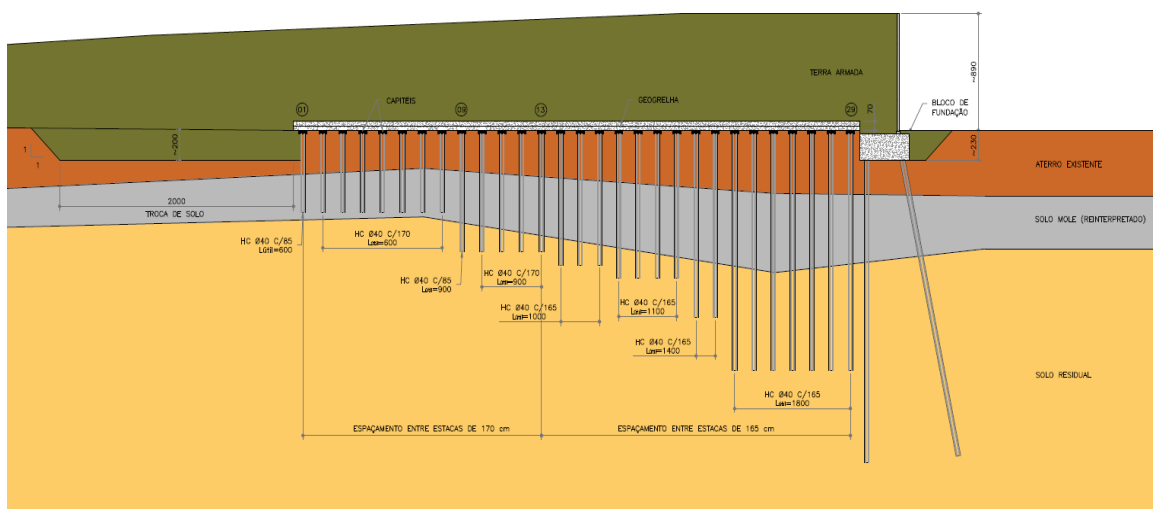


Figura 3.5 – Seção longitudinal do aterro estruturado do encontro “A” do Viaduto 1 da Av. Orlando Gomes

3.3 Projeto do aterro estruturado do encontro “A” do Viaduto 1

O projeto do aterro para o encontro "A" do Viaduto 1 estabelece uma altura máxima de aproximadamente 8,9 metros e uma largura constante de 17,6 metros ao longo da sua extensão total, com cerca de 185 metros. Deste total, aproximadamente 160 metros foram construídos usando terra armada, começando a partir do encontro "A", sendo o restante contido por um muro de gravidade.

Devido à presença de solos moles, foi necessário garantir a estabilidade da fundação do aterro. Conforme a Figura 3.5, a solução adotada foi um aterro estruturado com o uso de estacas helicoidais de betão armado de 40 cm de diâmetro e comprimento variável. Este tratamento de

fundação foi dividido em três zonas distintas. Na primeira, próxima ao encontro "A" e estendendo-se por cerca de 20 metros, as estacas estão espaçadas por 1,65 metros. Na segunda zona, que começa após a primeira e se estende por mais 18,7 metros, o espaçamento entre as estacas de 1,70 metros. Na terceira e última zona, abrangendo cerca de 20 metros, o solo superficial de qualidade baixa foi substituído. Os 126 metros restantes não necessitaram de tratamento especial, devido à diminuição da altura do aterro e à melhoria das características do subsolo.

Cada estaca suporta um capitel de betão armado de 60x60, e acima desses capitéis foi instalada uma geogrelha com uma resistência característica de 450 kN/m. Este conjunto foi complementado por um colchão drenante de brita com uma espessura de 70 centímetros. Os detalhes dos capitéis, geogrelha e colchão de brita estão ilustrados pelas Figura 3.6 e Figura 3.7.

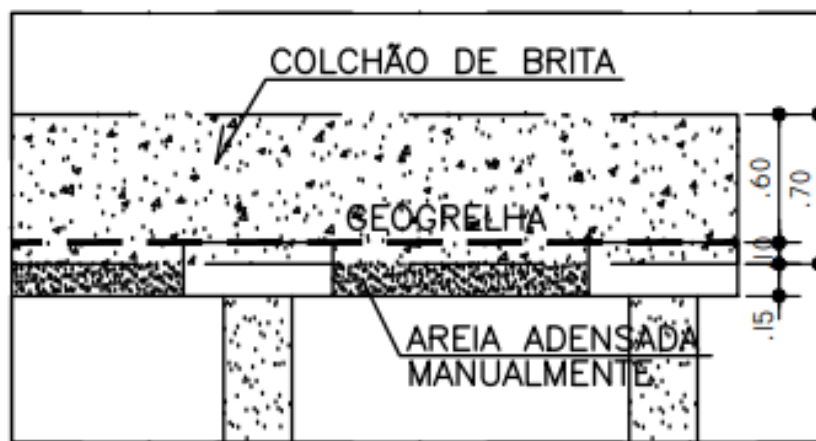


Figura 3.6 – Detalhe do colchão de brita e geogrelha

3.4 Análise crítica dos parâmetros utilizados no projeto para o solo de fundação com base nos resultados do ensaio CPTu

Decidiu-se efetuar uma análise crítica dos parâmetros geotécnicos do solo de fundação que foram adoptados no projecto do aterro estruturado. Esta análise fundamenta-se nos resultados obtidos através do ensaio CPT (média dos valores para cada camada) e nas equações expostas no Capítulo 2 deste trabalho. Os parâmetros do solo de fundação adotados no projeto, encontram-se resumidos no Quadro 3.1.

Os resultados obtidos no ensaio CPTu, ilustrados na Figura 3.8, indicaram a existência de uma camada adicional de solo que não estava prevista no projeto. Essa camada adicional foi

localizada entre as profundidades 2,8 e 3,9 metros, evidenciada pelo aumento da resistência de ponta total corrigida (q_t) e diminuição da razão de atrito (R_f).

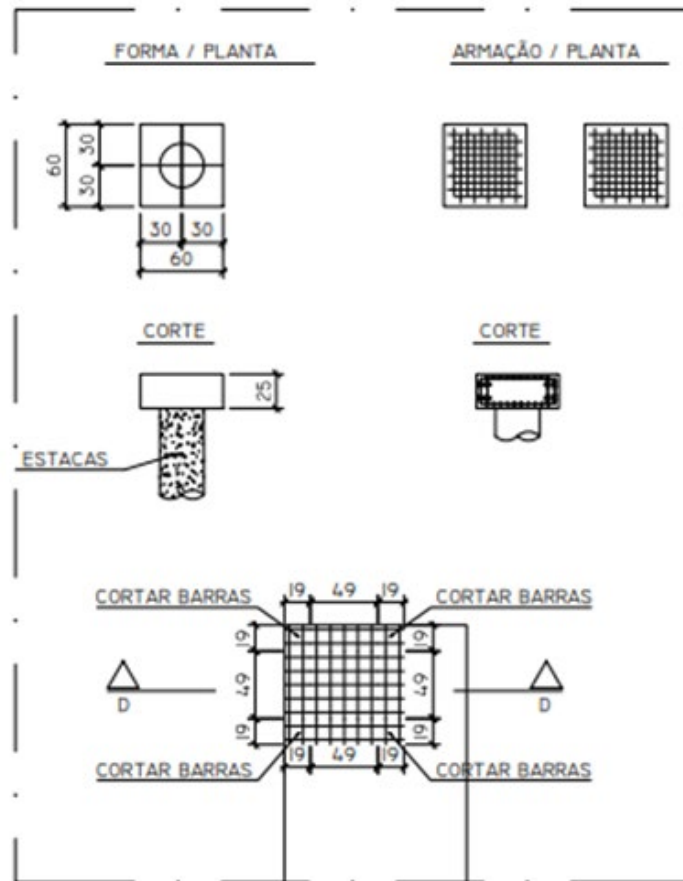


Figura 3.7 – Detalhe dos capitéis de 60x60

Quadro 3.1 - Parâmetros do solo de fundação utilizados no projeto

Camada	Descrição	c' (kPa)	θ' (°)	γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	E_{inc} (kPa)	$\frac{Cc}{1+e_0}$	$\frac{Cr}{1+e_0}$	$C\alpha$ (%)
1	Aterro existente	10	26	17	12000	0,33	-	-	-	-
2	Solo mole	10	16	15	-	-	-	0,20	0,025	2
3	Solo residual	10	31	18	21000	0,33	4000	-	-	-

Sendo: γ = peso volúmico do solo, E = módulo de deformabilidade, ν = coeficiente de poisson, E_{inc} = módulo de deformabilidade incremental, $\frac{Cc}{1+e_0}$ = razão de compressão, $\frac{Cr}{1+e_0}$ = razão de recompressão, e_0 = índice de vazios inicial e $C\alpha$ = coeficiente de consolidação secundária.

O início do processo de análise envolveu a classificação dos solos, a partir do índice de comportamento do solo (I_c), juntamente com a avaliação do seu peso volúmico. Para realizar

essa classificação e estimativa do peso, foram aplicadas as equações (9) a (12). Essas equações permitiram categorizar o solo conforme os critérios estabelecidos no Quadro 2.2. Após a aplicação dessas metodologias, os resultados resumidos estão disponíveis no Quadro 3.2.

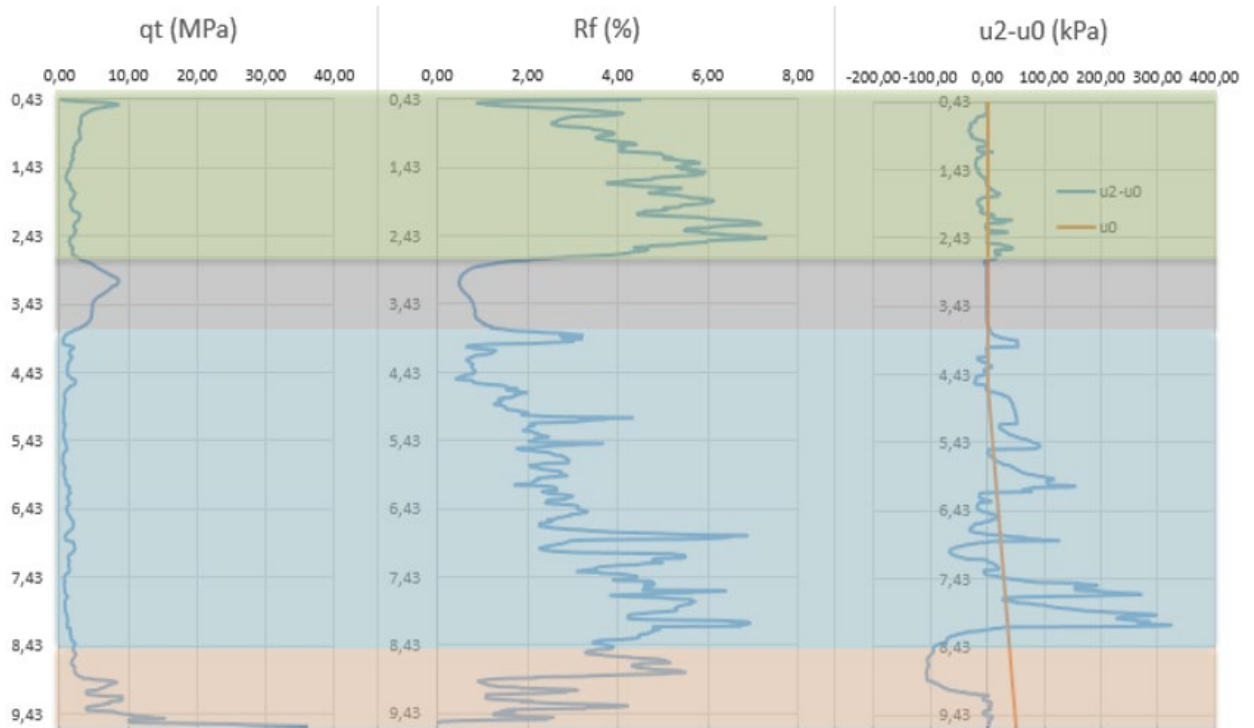


Figura 3.8 - Resultados do ensaio CPTu

Quadro 3.2 - Peso volúmico obtido por correlações com o CPTu

Camada	Índice de Comportamento	Comportamento tipo	γ (kN/m ³)
1	2,48	Misturas arenosas - areia siltosa a silte arenoso	19
2	2,02	Areias a areias siltoas	18
3	3,16	Argilas a argilas siltoas	17
4	2,53	Misturas arenosas - areia siltosa a silte arenoso	20

A determinação dos parâmetros de resistência, como o ângulo de atrito interno (ϕ') e a resistência ao corte não drenada (c_u), exigiram uma categorização das camadas de solo, baseada em suas características comportamentais. Para a camada 3, a resistência ao corte não drenada e o ângulo de atrito foram calculados utilizando, respectivamente, as equações (4) e (14). Quanto às camadas 1, 2 e 4, o ângulo de atrito foi estimado através das equações (17) a (19), em

conjunto com o Quadro 2.3. Todos esses procedimentos permitiram uma análise específica para cada camada, cujos resultados foram sintetizados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Parâmetros de resistência obtidos a partir do ensaio CPTu

Camada	ϕ' (°)	C_u (kPa)
1	43	-
2	39	-
3	30	74
4	38	-

Na avaliação dos parâmetros de rigidez e compressibilidade, assim como na determinação dos parâmetros de resistência, foi necessário separar os solos conforme suas características. Para as camadas granulares, especificamente as camadas 1, 2 e 4, com índice de comportamento (I_c), menor que 2,60, aplicou-se a equação (20). Esse procedimento foi utilizado para determinar o módulo de Young (E). Por outro lado, na camada 3, onde o I_c é superior a 2,60, empregou-se a equação (21) em conjunto com o Quadro 2.4 para calcular o módulo edométrico (M). Após obter este valor, utilizou-se as equações (22) e (37), que estabelece uma correlação entre o módulo edométrico e o módulo de Young e do módulo edométrico com a razão de compressão ($\frac{C_c}{1+e_0}$), respectivamente. Complementarmente, ainda para a camada 3, calculou-se também o módulo distorcional (G) e o índice de rigidez (I_R), através das equações (23) e (24). Os resultados estão disponíveis no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Parâmetros de rigidez e compressibilidade obtidos no CPTu

Camada	E (kPa)	M (kPa)	$\frac{C_c}{1+e_0}$	G (kPa)	I_R
1	41000	-	-	-	-
2	49000	-	-	-	-
3	2400	5100	0,04	857	11,52
4	134000	-	-	-	-

Para estimar os parâmetros de permeabilidade e consolidação do solo, foi necessário integrar os dados provenientes do ensaio CPTu com aqueles obtidos nos ensaios de dissipação. Estes últimos foram realizados em três diferentes profundidades da Camada 3, caracterizada como solo argiloso. As profundidades específicas dos ensaios foram 5,53 metros, 6,68 metros e 7,69 metros. Em cada uma dessas profundidades, registou-se o tempo necessário para alcançar 50% da dissipação da pressão neutra (t_{50}). Os tempos observados foram 4,63 minutos, 2,67 minutos e 2,42 minutos, respectivamente. Esses resultados estão ilustrados nas Figura 3.9, Figura 3.10 e Figura 3.11.

Os dados coletados nos ensaios de dissipação permitiram uma estimativa precisa tanto do coeficiente de permeabilidade horizontal (k_h) quanto do coeficiente de consolidação horizontal

(C_h) para a camada 3, composta por solo argiloso. O cálculo de k_h foi realizado aplicando a equação (27), enquanto o C_h foi determinado utilizando a equação (28), em conjunto com os dados do Quadro 2.5. Este último forneceu o valor necessário do fator tempo (T_{50}) correspondente à posição do filtro na base do cone, com um raio de sonda (R) de 2,2 cm, adequado para um cone de 15 cm².

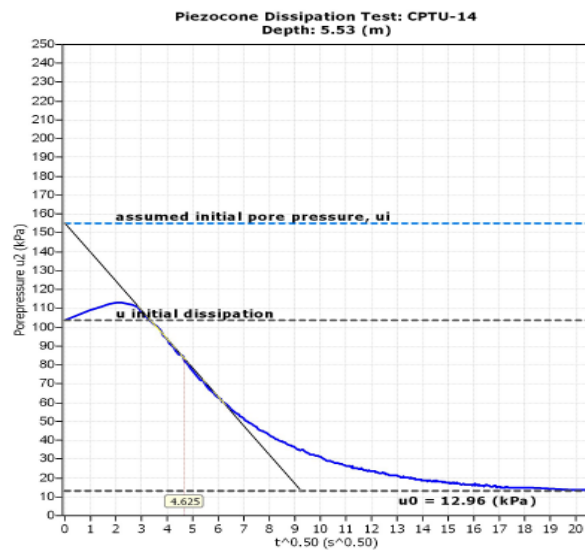


Figura 3.9- Ensaio de dissipação realizado na camada 3 em 5,53 metros de profundidade

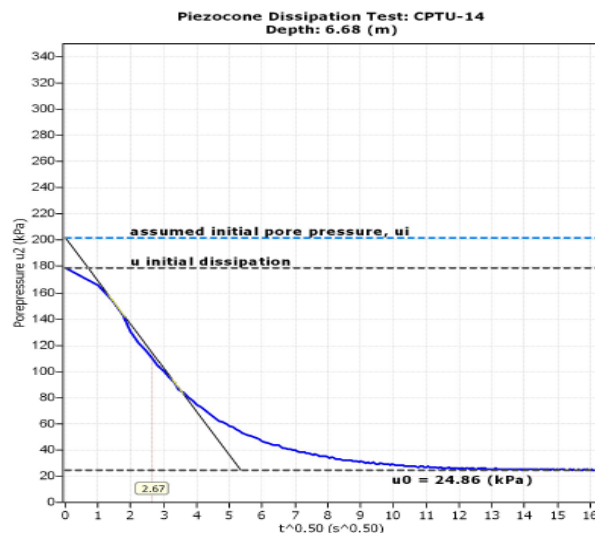


Figura 3.10 - Ensaio de dissipação realizado na camada 3 em 6,68 metros de profundidade

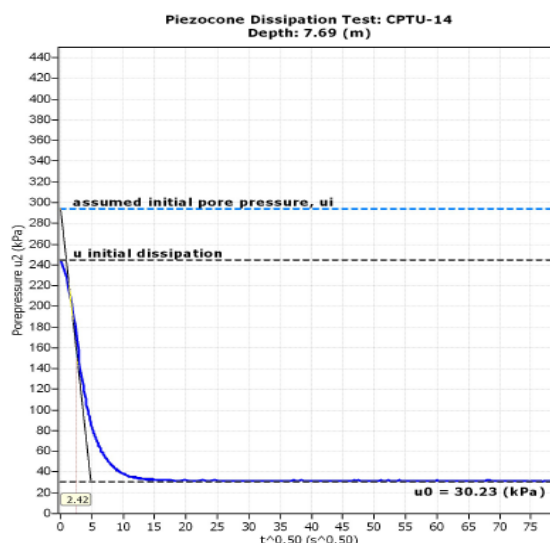


Figura 3.11 - Ensaio de dissipação realizado na camada 3 em 7,69 metros de profundidade

Além disso, foi possível calcular o coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) para todas as camadas, incluindo a camada 3, com o auxílio da equação (25). Este cálculo foi viabilizado pelo fato de que o índice de comportamento (I_c) de todas as quatro camadas investigadas se enquadra na faixa entre 1 e 3,27.

Posteriormente, procedeu-se ao cálculo do coeficiente de consolidação vertical (C_v) para a Camada 3, utilizando a equação (29); este parâmetro é importante para compreender a dinâmica de consolidação primária do solo argiloso sob análise. Com base na equação (30), determinou-se o valor do coeficiente de consolidação secundária (C_α). Os resultados obtidos estão resumidos no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Coeficientes de permeabilidade e consolidação dos solos a partir do ensaio PTu

Camada	k_v (m/s)	k_h (m/s)	C_h (m ² /s)	C_v (m ² /s)	C_α (%)
1	$2,6 \times 10^{-7}$	-	-	-	-
2	$6,4 \times 10^{-6}$	-	-	-	-
3	$2,2 \times 10^{-9}$	$1,5 \times 10^{-8}$	$1,4 \times 10^{-6}$	$2,1 \times 10^{-7}$	0,35
4	$1,4 \times 10^{-7}$	-	-	-	-

Para facilitar a análise e a interpretação, todos os parâmetros obtidos a partir dos resultados do ensaio CPTu foram sintetizados no Quadro 3.6, de modo a se realizar uma análise crítica comparativa com relação aos parâmetros adotados em projeto para o solo de fundação (Quadro 3.1). Esta compilação permite uma visão clara e integrada das propriedades geotécnicas do solo investigado.

Quadro 3.6 – Parâmetros do solo de fundação calculados a partir do CPTu

Camada	Índice de Comportamento	Comportamento tipo	γ (kN/m ³)	θ' (°)	c'(kPa)	C_u (kPa)
1	2,48	Misturas arenosas - areia siltosa a silte arenoso	19	43	0	-
2	2,02	Areias a areias siltosas	18	39	0	-
3	3,16	Argilas a argilas siltosas	17	30	0	74
4	2,53	Misturas arenosas - areia siltosa a silte arenoso	20	38	0	-

Camada	E (kPa)	M (kPa)	$\frac{Cc}{1+e_0}$	G (kPa)	I_R	k_v (m/s)	k_h (m/s)	C_h (m ² /s)	C_v (m ² /s)	C_α (%)
1	41000	-	-	-	-	$2,6 \times 10^{-7}$	-	-	-	-
2	49000	-	-	-	-	$6,3 \times 10^{-6}$	-	-	-	-
3	2400	5100	0,04	857	11,52	$2,2 \times 10^{-9}$	$1,5 \times 10^{-8}$	$1,4 \times 10^{-6}$	$2,1 \times 10^{-7}$	0,35
4	134000	-	-	-	-	$1,4 \times 10^{-7}$	-	-	-	-

A análise dos dados apresentados nos Quadros 3.1 e 3.6 sugere que os parâmetros de projeto para o solo de fundação foram estabelecidos com uma abordagem conservadora. Na comparação com os valores obtidos por meio de correlações a partir dos dados do ensaio CPTu, observa-se que os parâmetros de resistência e rigidez adotados no projeto são inferiores, enquanto que os parâmetros de compressibilidade são superiores. Esta discrepância aponta para uma estimativa de projeto mais cautelosa em relação às características “reais” do solo.

Adicionalmente, o ensaio CPTu revelou a presença de uma camada adicional no perfil do solo, a camada 2, caracterizada por um comportamento típico de areias a areias siltosas, que não havia sido considerada na fase de projeto.

É crucial enfatizar que, embora o ensaio CPTu seja uma ferramenta valiosa para a investigação *in situ*, ele não é o mais apropriado para a determinação de todos os parâmetros geotécnicos necessários. Para uma caracterização mais apurada do solo, recomenda-se a realização de ensaios complementares, como os de molinete (*vane test*), edométricos e triaxiais, que são especificamente desenhados para esse fim e podem fornecer dados com maior precisão para a resistência ao corte, compressibilidade e o comportamento do solo sob diferentes condições de tensão.

4 MODELAÇÃO NUMÉRICA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO ATERRO VIÁRIO

Para a modelação do aterro viário em questão, foram utilizados os parâmetros do solo de fundação obtidos a partir dos resultados do ensaio CPTu, resumidos no Quadro 3.6, com excessão do índice de comportamento (I_c), resistência ao corte não drenada (C_u), razão de compressão ($\frac{c_c}{1+e_0}$), módulo de rigidez (G) módulo edométrico (M) e do índice de rigidez (I_R). Esta modelação foi realizada utilizando o *software* RS2, considerando tanto a condição em que o aterro se apoia diretamente no solo de fundação, como a situação com a incorporação de várias técnicas de reforço e estabilização. Estas técnicas incluem o uso de estacas de betão, geogrelhas na base do aterro, colunas de brita e colunas de *Deep Soil Mixing* (DSM).

Além das condições do solo de fundação, foi necessário estimar os parâmetros dos materiais utilizados, nomeadamente aterro e colchão de brita, os quais estão resumidos no Quadro 4.1. O nível d'água observado, na prospeção geotécnica, varia entre as profundidades de 2,15 a 5,00 metros, em função da estação do ano. No entanto, para uma análise mais conservadora e crítica, adotou-se o nível d'água à superfície do terreno de fundação. A sobrecarga adotada foi de 10 kPa, traduzindo a ação induzida pelo tráfego de veículos durante a fase de exploração.

Quadro 4.1 - Parâmetros geotécnicos estimados para o aterro

Material	γ (kN/m ³)	θ' (°)	c' (kPa)	E(kPa)	ν	k_v (m/s)
Aterro	22	34	0	60000	0,30	1×10^{-6}
Colchão de brita	18	40	0	100000	0,30	1×10^{-6}

A seção crítica selecionada para análise corresponde à área onde o aterro atinge maior altura, aliada à presença de uma camada mais espessa de solo mole na fundação. Esta análise foi realizada sob a premissa de estado plano de deformação, dado que as deformações ocorrem primordialmente na direção transversal ao aterro, sendo insignificantes ou inexistentes na direção coincidente com o eixo longitudinal da via de tráfego. Para as inclusões verticais (estacas de betão, brita e colunas DSM), e dado as mesmas terem sido simuladas em estado plano de deformação como elementos em banda, foram calculados parâmetros mecânicos equivalentes ao conjunto das inclusões e do solo existente entre estas. Os parâmetros foram calculados de forma ponderada, considerando o diâmetro das inclusões (D) e do afastamento

delas, sendo este afastamento (A) medido em relação a extremidade da estaca e não ao eixo. Como forma de exemplificar o que foi descrito, temos a equação (41) que explicita o modo de obtenção do módulo de deformabilidade equivalente:

$$E_{eq} = \frac{(E_{solo} \times A + E_{inclusão} \times D)}{A + D} \quad (41)$$

Para a consolidação do aterro, foi adotada na modelação a teoria de consolidação de Biot, um modelo que considera a interação entre as fases sólida e fluida dos solos, essencial para compreender e prever o comportamento de solos saturados sob carga durante a fase de consolidação. Este modelo leva em conta aspectos mecânicos e hidráulicos da consolidação. Os tempos de construção definidos para cada etapa foram: a instalação de estacas, capitéis, geogrelha, colchão de brita foi prevista para 10 dias; a construção da terra armada ocorreu em seis etapas, cada uma com duração de 10 dias, totalizando 60 dias; e para a fase de exploração onde atua um sobrecarga de 10 kPa, os períodos estabelecidos foram de 180 dias (6 meses), 360 dias (1 ano), 720 dias (2 anos) e 1800 dias (5 anos). A Figura 4.1 ilustra essas etapas.

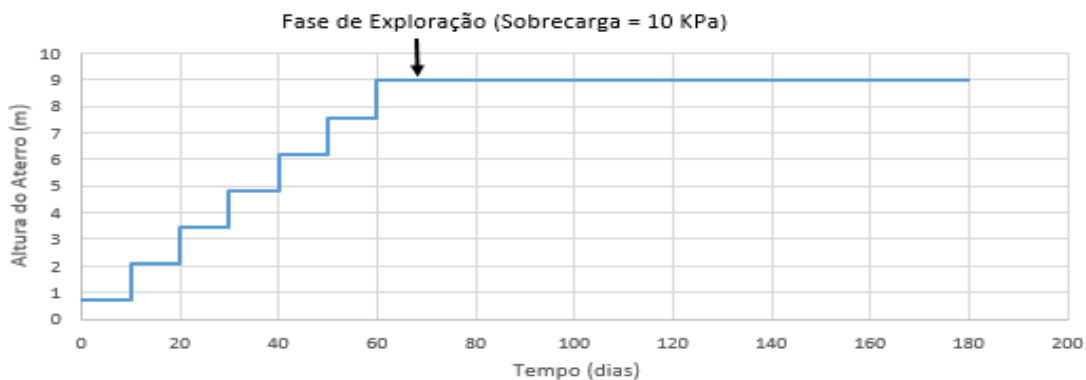


Figura 4.1 - Evolução da construção do aterro com o tempo

Para modelar numericamente a estrutura do aterro e seus componentes, foi adotado o modelo reológico de Mohr-Coulomb e, simplificadamente, adotou-se um coeficiente de impulso de repouso unitário. O modelo de Mohr-Coulomb foi aplicado de maneira uniforme a todos os materiais envolvidos, abrangendo o material do próprio aterro, o colchão de brita, a geogrelha e os elementos de reforço na fundação, que incluem estacas de betão, colunas de brita e colunas DSM. Além disso, as diversas camadas do solo de fundação e os elementos verticais rígidos localizados nas laterais do aterro também foram modelados sob o mesmo critério. Esses elementos verticais rígidos foram especificamente empregados para simular a contenção em terra armada. Para tal, adotou-se, de forma simplificada, um material com o mesmo peso volumétrico do material do aterro, mas com características de resistência e rigidez significativamente superiores.

4.1 Aterro viário sem reforço da base do aterro e estabilização da fundação

Para avaliar o comportamento da estrutura na eventualidade de não se aplicarem medidas de reforço ou estabilização na fundação, procedeu-se à modelação numérica tensão-deformação sem a incorporação de quaisquer soluções de reforço na base do aterro e solo de fundação. Na análise, consideram-se os parâmetros geotécnicos previamente calculados, apresentados no Quadro 3.6.

Um dos desafios mais significativos ao construir aterros sobre solos moles é o controlo e mitigação de deformações excessivas que surgem devido à elevada compressibilidade destes solos. Portanto, a partir da modelação numérica procedeu-se à avaliação de assentamentos e deslocamentos horizontais.

A Figura 4.2 ilustra os deslocamentos verticais estimados no final da construção do aterro (70 dias), registrando-se a existência de valores máximos de assentamentos de cerca de 19 centímetros, que ocorrem (como esperado) no eixo central e imediatamente abaixo do aterro. Devido ao processo de consolidação, ao fim de 1800 dias prevêem-se assentamentos máximos de aproximadamente 24 centímetros, conforme indicado na Figura 4.3. É essencial ressaltar o impacto desses assentamentos na funcionalidade do viaduto rodoviário associado ao aterro. O viaduto, estruturado em betão armado, é constituído por vigas pré-moldadas e pilares moldados in-situ, apoiados em blocos de estacas. Esses elementos, comparados com o aterro, sofrem assentamentos muito menores, resultando em um desnível perceptível no pavimento. Esse desnível não apenas compromete a funcionalidade do viaduto, mas também pode afetar sua integridade estrutural a longo prazo.

A Figura 4.4 ilustra a evolução dos assentamentos na base do aterro para diversos instantes. Os assentamentos observados em diferentes intervalos de tempo podem ser atribuídos ao processo de consolidação, conforme referido anteriormente. Mesmo após o término da construção do aterro (70 dias), a drenagem da água dos vazios no solo de fundação argiloso (camada 3) prossegue, influenciada pela baixa permeabilidade desses solos, que atrasa a expulsão da água e, conseqüentemente, prolonga o tempo de consolidação do solo, resultando na evolução dos assentamentos ao longo do tempo. É notável a evolução dos assentamentos ao longo do tempo, registrando-se os valores mais significativos localizados na região central da base do aterro em todas as etapas analisadas. Outro aspecto importante observado na análise da Figura 4.4 é que, após seis meses de operação, os assentamentos na base do aterro alcançaram valores próximos do máximo (após consolidação), evidenciando uma evolução pouco significativa nos períodos subsequentes. Isso indica que a maior parte do processo de consolidação ocorreu nos primeiros seis meses.

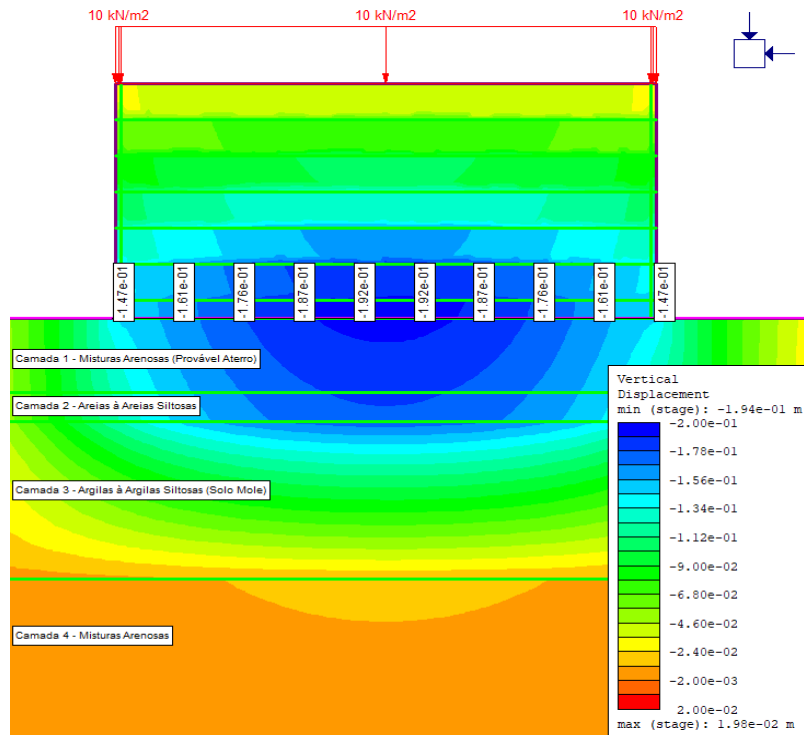


Figura 4.2 – Deslocamento vertical no final da construção do aterro (70 dias)

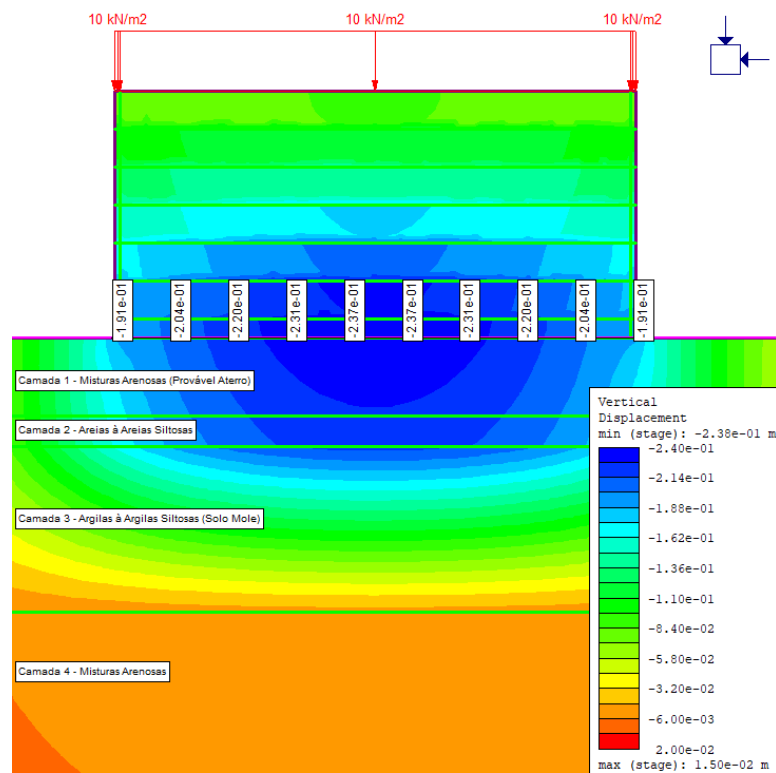


Figura 4.3 – Deslocamento vertical após 1800 dias

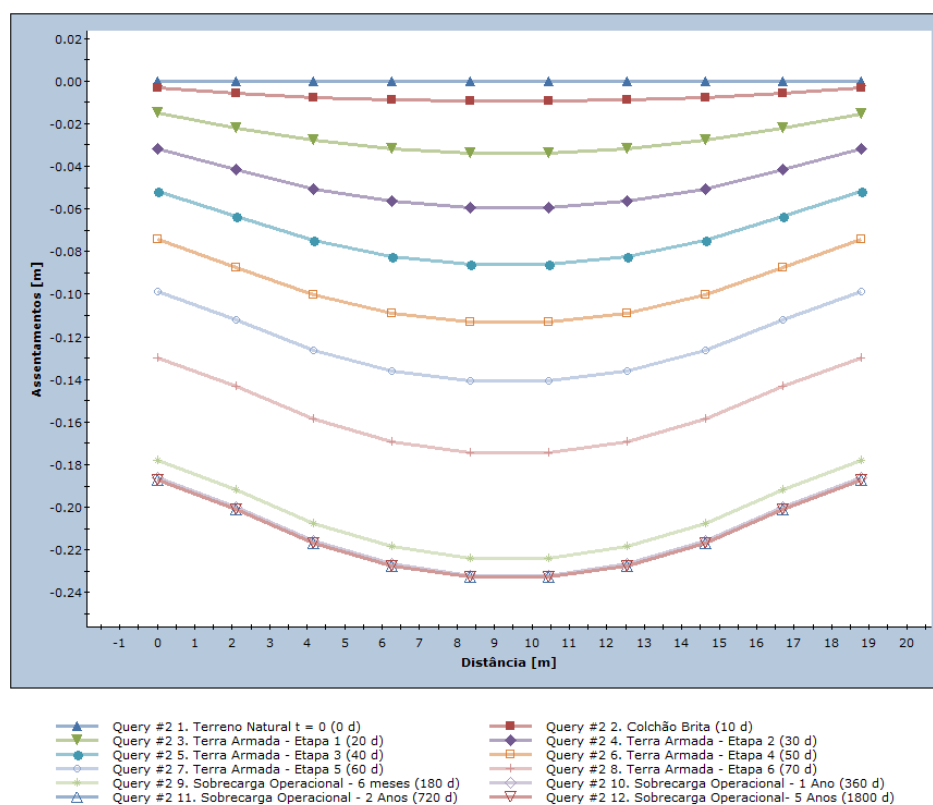


Figura 4.4 - Assentamentos na base do aterro em cada fase

A análise da evolução dos excessos de pressão intersticial pode ser visualizada nas Figura 4.5 e Figura 4.6, no final da construção e ao fim de 1800 dias, respectivamente. Na Figura 4.5, fica claro que o excesso de pressão neutra concentra-se no solo argiloso da fundação. Conforme mencionado anteriormente, as tensões devido à construção do aterro são inicialmente transmitidas às pressões intersticiais, que devido as características de baixa permeabilidade do solo restringem a rápida drenagem da água dos vazios, retardando o processo de consolidação. Com o tempo, através do mecanismo de consolidação, ocorre a transferência de tensões para o esqueleto sólido, onde as pressões neutras vão dissipando. A Figura 4.6 mostra que cinco anos (1800 dias) após a construção o processo de consolidação está terminado, ou seja, os excessos de pressão neutra são desprezáveis.

O mecanismo descrito torna-se evidente ao examinarmos a Figura 4.7, onde observamos a evolução dos excessos de pressões neutras ao longo do tempo. O valor máximo dessas pressões ocorre ao término da fase de construção, aproximando-se de valores em torno de 86 KPa. Segue-se um período de decréscimo progressivo desses valores, atribuído à dissipação das pressões intersticiais devido ao processo de consolidação. Nota-se uma redução para 14 KPa após 180 dias, observando-se uma quase total dissipação das pressões para 360 dias.

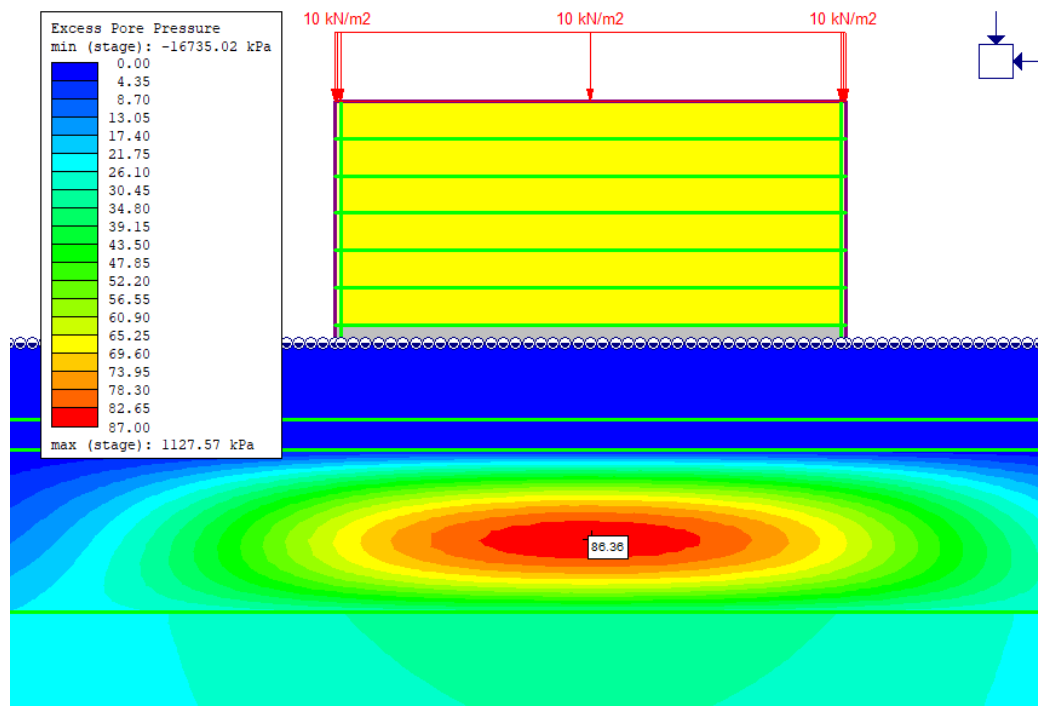


Figura 4.5 – Excesso de pressão neutra ao final da construção (70 dias)

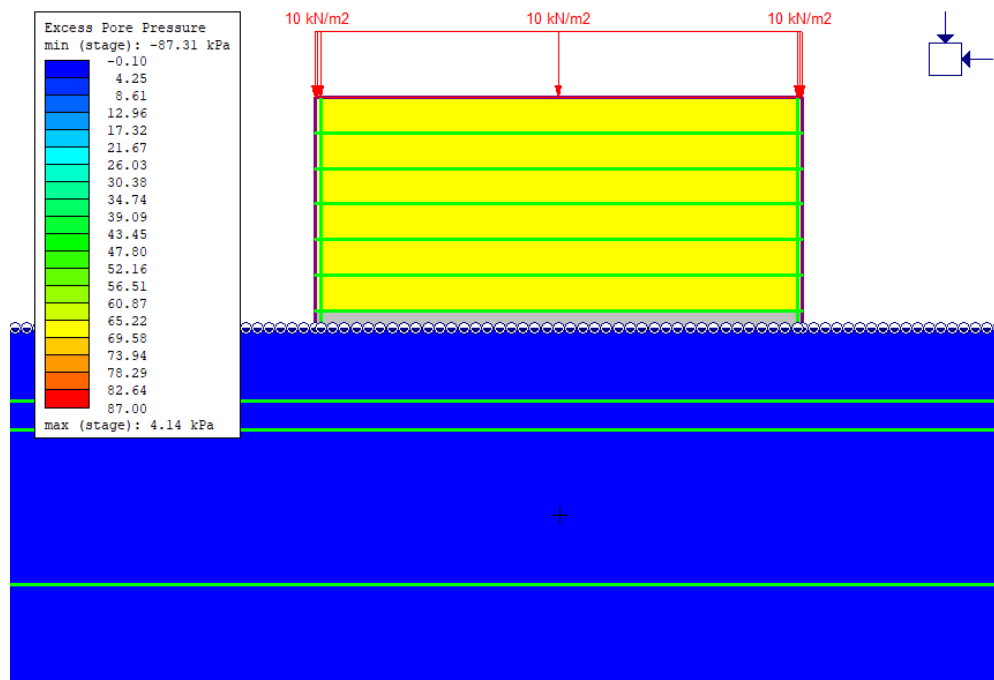


Figura 4.6 – Excesso de pressão neutra após 1800 dias

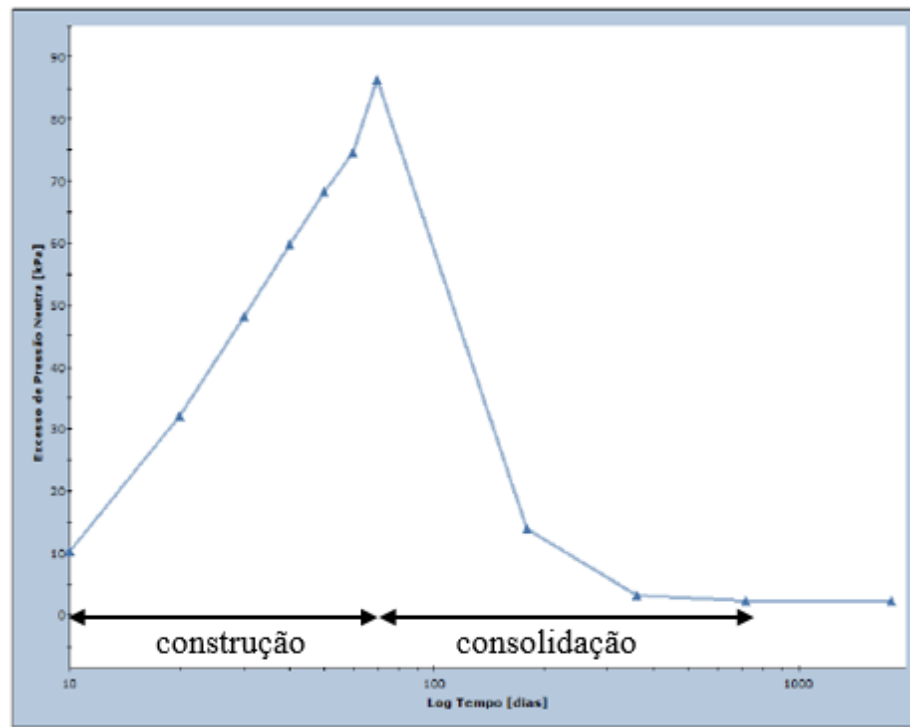


Figura 4.7 – Evolução do excesso de pressões neutras com o tempo

Ao abordar as deformações verticais, é crucial analisar como essas variações afetam as áreas além da base do aterro, incluindo as regiões vizinhas. No caso do aterro em análise, esta avaliação é particularmente importante devido à presença de vias de tráfego tanto à direita quanto à esquerda do aterro, bem como edificações adjacentes que se situam para além dessas vias. Estas vias estão localizadas a uma distância que varia de 0,35 metros até 6,35 metros do aterro. Considerando a simetria do aterro, as deformações em ambos os lados são equivalentes. Portanto, a análise das deformações verticais foi realizada somente na região localizada ao lado direito do aterro.

Como ilustrado nas Figura 4.8 e Figura 4.9, os assentamentos máximos observados nas vias adjacentes ao aterro atingiram aproximadamente 18 centímetros. Esses assentamentos mostram uma tendência de diminuição proporcional à medida que se afastam do aterro. Esta variação pode resultar em fissuras no pavimento, afetando sua integridade estrutural. Além disso, semelhante ao observado na base do aterro, os assentamentos nas áreas próximas ao aterro continuaram a se desenvolver mesmo após a conclusão da construção, atingindo seus valores máximos cerca de seis meses após o término das obras. É também relevante mencionar que, a partir de uma distância aproximada de 8 metros do aterro, foi observado um ligeiro levantamento do solo. No entanto, a magnitude desse fenômeno é consideravelmente menor, situando-se em torno de 2 centímetros.

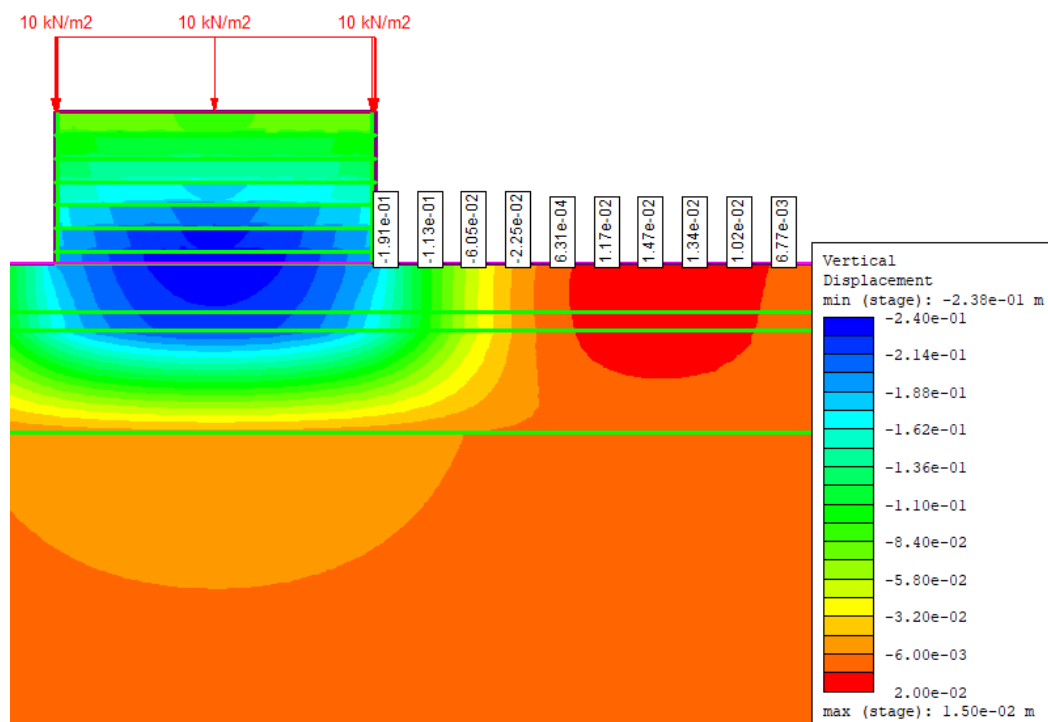


Figura 4.8 - Assentamentos ao lado do aterro após 1800 dias

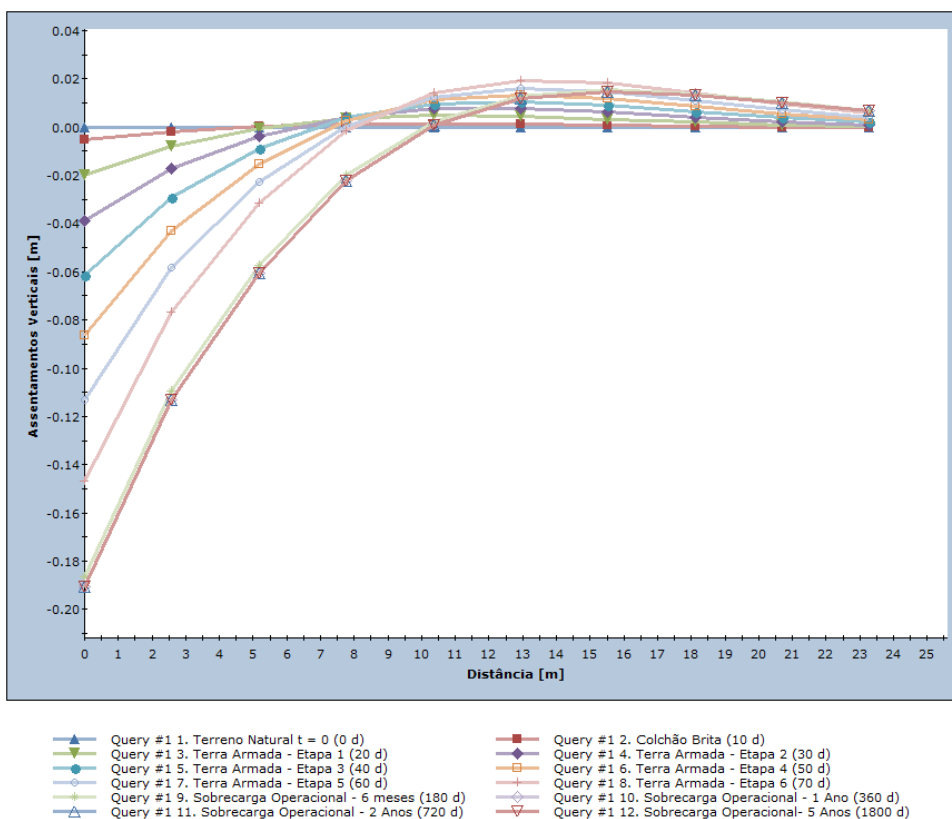


Figura 4.9 - Assentamentos ao lado do aterro em casa fase

Além das deformações verticais, é essencial considerar as deformações horizontais resultantes da construção do aterro. Esta análise torna-se especialmente importante em situações onde o aterro é construído próximo a edificações vizinhas. As deformações horizontais podem induzir esforços adicionais nas fundações dessas estruturas vizinhas, afetando potencialmente sua estabilidade e integridade.

Dada a importância de analisar as deformações horizontais, foi realizada uma avaliação detalhada desses deslocamentos. Tal como nos assentamentos, essas deformações são iguais em ambos os lados do aterro, devido a simetria do aterro. Portanto, os resultados obtidos e apresentados a seguir são representativos para ambos os lados do aterro.

Conforme ilustrado nas Figura 4.10 e Figura 4.11, os deslocamentos horizontais máximos foram verificados a uma distância de cerca de 4 metros do aterro. De acordo com as figuras mencionadas, as deformações horizontais máximas foram identificadas a uma profundidade de 5 metros em relação à base do aterro, na camada 3, constituída do solo argiloso da fundação. Notavelmente, essas deformações horizontais apresentam um padrão similar ao observado anteriormente para as deformações verticais: tendem a estabilizar após os primeiros 6 meses da conclusão da construção. Os valores registados para esses deslocamentos horizontais, nesse período, foram de aproximadamente 7,5 centímetros.

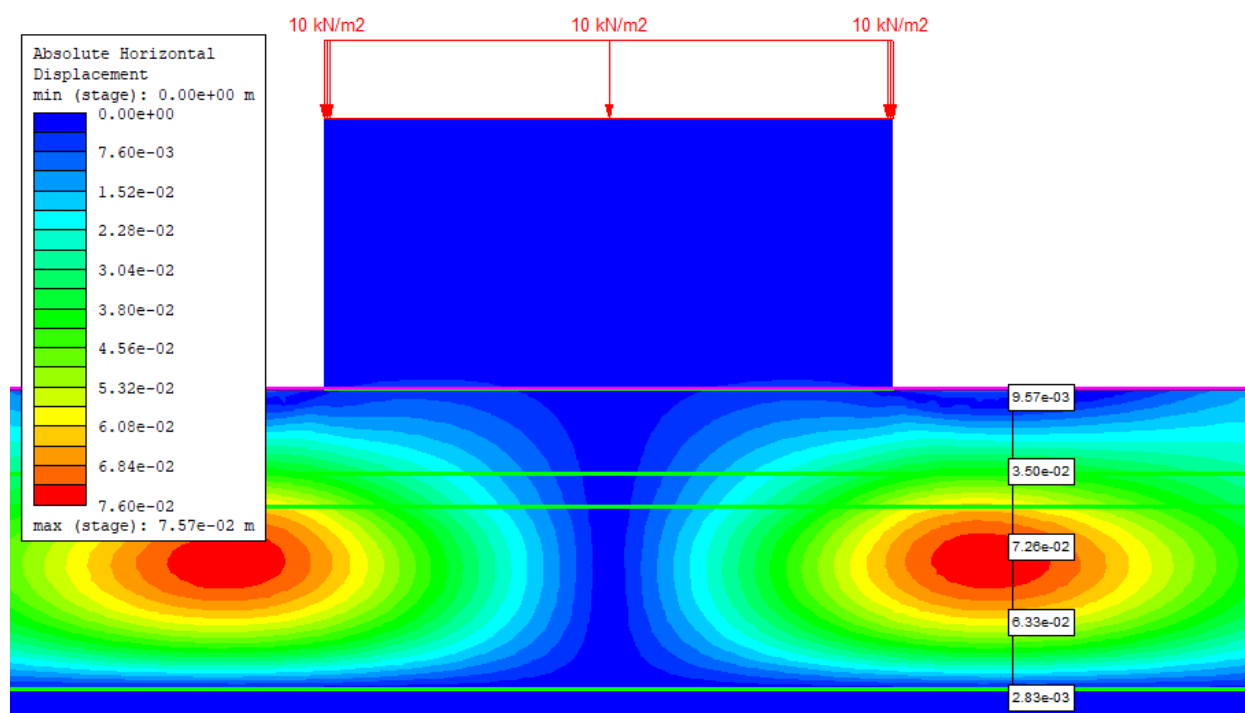


Figura 4.10 – Deslocamentos horizontais após 1800 dias

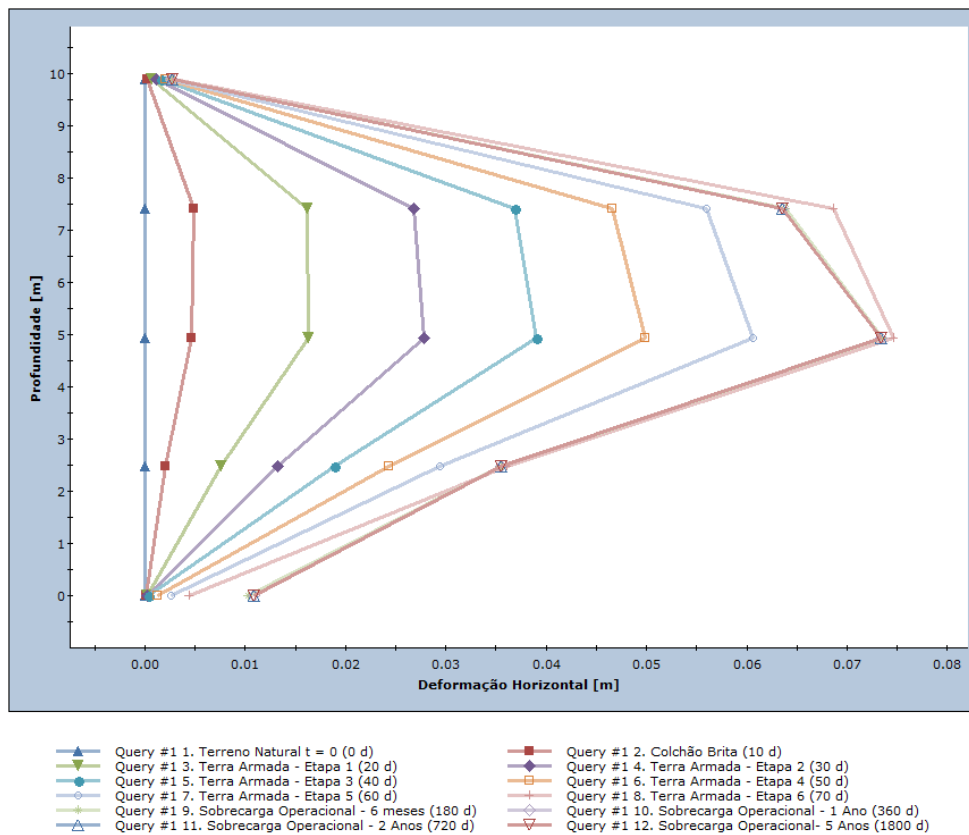


Figura 4.11 – Deformações horizontais observadas ao longo do tempo, a uma distância de 4 metros do aterro

Para uma análise abrangente, é essencial avaliar não apenas os deslocamentos horizontais em profundidade, mas também determinar a extensão lateral dessas deformações em relação à distância ao aterro. Nas Figura 4.12 e Figura 4.13 a seguir, apresentam-se os resultados obtidos para a profundidade de 5 metros, especificamente na camada 3, que demonstrou os maiores deslocamentos horizontais.

Como pode ser observado nestas figuras, os deslocamentos horizontais atingiram um valor máximo de 7,5 centímetros, localizados a uma distância de 4,5 metros do aterro, como mencionado anteriormente. Estes valores diminuem progressivamente à medida que a distância do aterro aumenta, com deslocamentos de aproximadamente 2 centímetros observados a 18 metros do aterro. Essa variação gradual evidencia a influência da proximidade do aterro na evolução de deslocamento horizontal do solo de fundação.

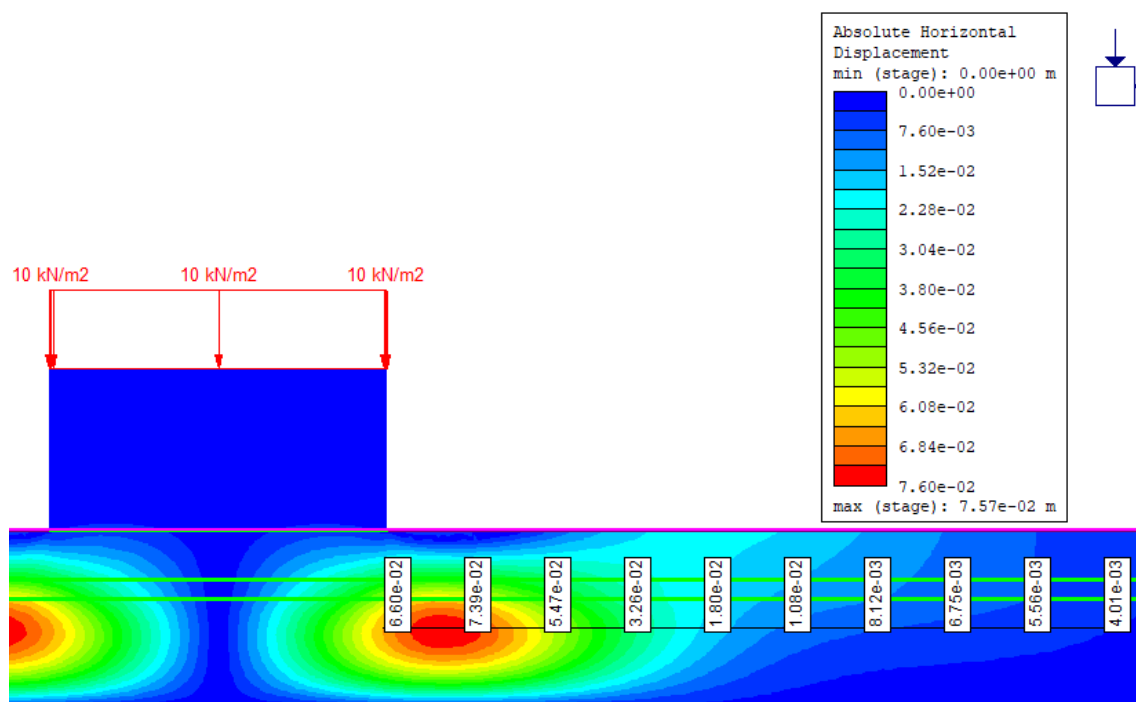


Figura 4.12 – Deslocamentos horizontais após 1800 dias, para a profundidade de 5 metros

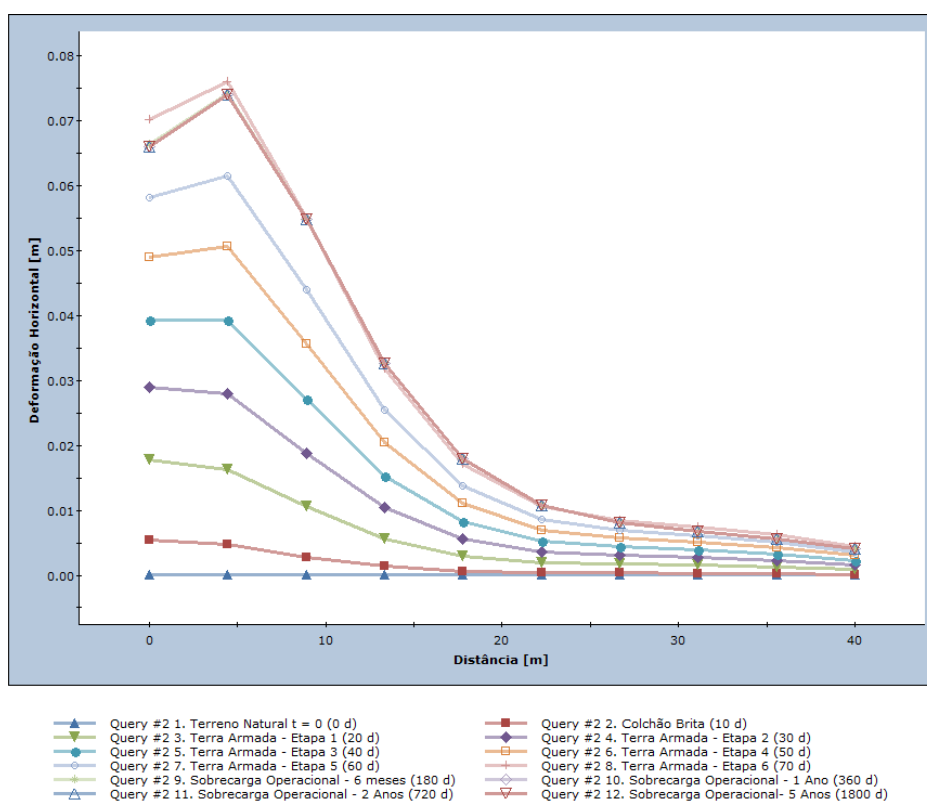


Figura 4.13 – Deformações horizontais observadas ao longo do tempo, para a profundidade de 5 metros

Os resultados das deformações horizontais observadas nesta obra específica não são considerados significativos. Isso deve-se principalmente ao fato de não existirem edificações vizinhas dentro das distâncias em que os valores máximos de deslocamento horizontal foram registados. Além disso, a magnitude desses deslocamentos também é relativamente reduzida, reforçando a sua insignificância no contexto desta obra.

Os resultados obtidos, especialmente no que diz respeito às deformações verticais, confirmam a necessidade de se adotar uma solução construtiva especial para a execução deste aterro, com o objetivo de minimizar essas deformações. Conforme mencionado anteriormente, a solução escolhida para este projeto consistiu na utilização de um aterro estruturado sobre estacas de betão, reforçado com geogrelhas. Portanto, na próxima secção, serão apresentados os resultados alcançados com esta solução, baseados na modelação numérica realizada.

4.2 Aterro viário sobre estacas de betão e geogrelha - solução adotada em projeto

Os detalhes técnicos do projeto, ilustrados nas Figura 3.6 e Figura 3.7, mostram que as estacas hélice, de 40 cm de diâmetro, foram projetadas com capitéis quadrados de 60x60 cm, que amplia sua área de influência. Adicionalmente, sobre esses capitéis, foi colocada geogrelha MacGrid WG400 da Maccaferri, que possui rigidez axial de 3500 kN/m e resistência à tração para alongamento de 2% de 216,4 kN/m.

O espaçamento entre estacas é de 1,65 metros ao longo da maior parte do aterro, com exceção da última fileira nas extremidades, onde o espaçamento é reduzido para 1,08 metros. Na seção crítica considerada, as estacas são projetadas com um comprimento de 18 metros. Importante destacar que os parâmetros das estacas considerados na modelação são valores equivalentes ao conjunto solo-estacas, levando em consideração o espaçamento entre elas no sentido longitudinal da via. Esses parâmetros foram calculados conforme descrito no item 4. Para o espaçamento especificado, os parâmetros das estacas e os valores considerados na modelação estão resumidos no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Parâmetros adotados para as estacas de betão com espaçamento de 1,65m

Material	γ (KN/m ³)	θ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν	k_v (m/s)
Estaca	25	0	10000	32000000	0,20	1×10^{-10}
Estaca-solo 1	20	32	2424	7780000	0,20	2×10^{-7}
Estaca-solo 2	19	29	2424	7790000	0,20	$4,84 \times 10^{-6}$
Estaca-solo 3	18	22	2424	7750000	0,20	$1,76 \times 10^{-9}$
Estaca-solo 4	21	28	2424	7850000	0,20	$1,07 \times 10^{-7}$

Conforme discutido no Capítulo 2, este tipo de solução é eficaz na redução das tensões sobre o solo de fundação, direcionando-as principalmente para as estacas. Esse processo de transferência das tensões ocorre através do efeito de arco e é potencializado pela ação das geogrelhas. Estas, por meio do efeito membrana, redistribuem as tensões residuais - aquelas que não são transferidas pelo efeito de arco - para as estacas. Como resultado desta metodologia, observa-se uma redução significativa nos assentamentos e no excesso de poropressão. Isso acontece porque as cargas são efetivamente transferidas pelas estacas para um solo mais resistente, minimizando o impacto no solo argiloso da fundação.

Para ilustrar o mecanismo descrito, as Figura 4.14 e Figura 4.15 mostram as isolinhas de tensões efetivas verticais obtidas numericamente.

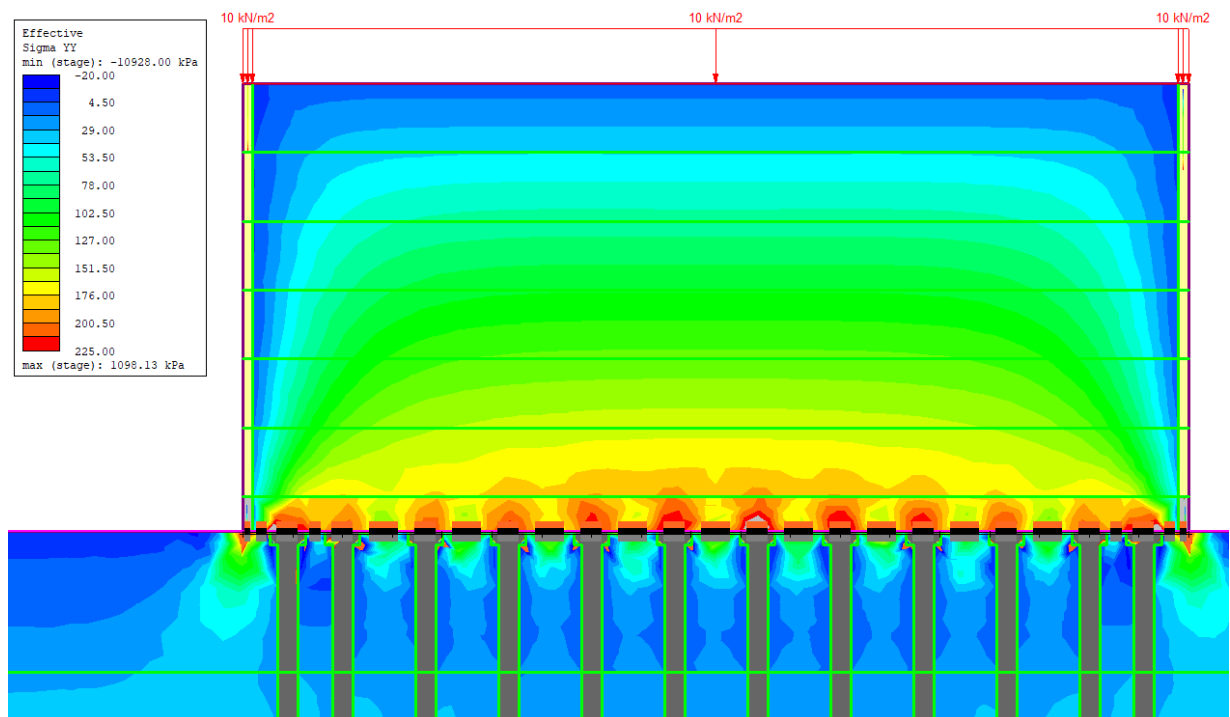


Figura 4.14 – Distribuição das tensões efetivas verticais no topo das estacas

As figuras evidenciam claramente o mecanismo de concentração de tensões sobre as estacas, uma consequência direta do efeito de arco e da ação de membrana proporcionada pela geogrelha. É notável que as tensões efetivas no topo das estacas são elevadas, o que contrasta com as tensões significativamente menores que se verificam nas zonas entre estacas. A Figura 4.15, oferece uma visualização mais quantitativa deste fenômeno de concentração de tensões nas estacas. As tensões efetivas transmitidas ao solo situam-se aproximadamente entre 80 e 100 kPa, enquanto se observa que as tensões efetivas no topo das estacas apresentam uma variação entre 250 e 450 kPa.

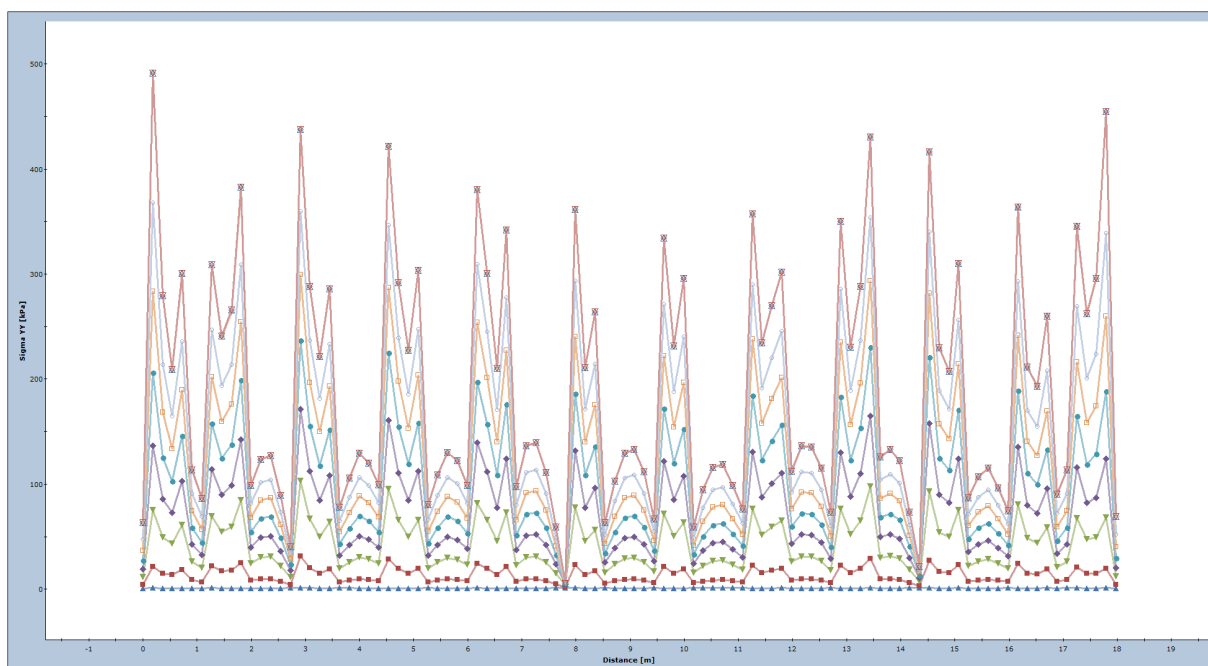


Figura 4.15 – Tensões efetivas verticais na base do aterro estruturado

A concentração de tensões no topo das estacas desempenham um papel crucial na distribuição de carga no sistema de fundação. Essas tensões são eficientemente transmitidas pelas estacas até alcançarem a camada 4, a qual possui propriedades resistentes superiores. Essa transferência de carga minimiza a imposição de tensões significativas na camada 3, caracterizada por seu solo mole com baixa resistência e compressibilidade. A Figura 4.16 ilustra como as tensões se acumulam na ponta das estacas, criando uma zona de maior tensão efetiva abaixo delas, enquanto, simultaneamente, observa-se uma região com tensões reduzidas acima da ponta das estacas. Esse padrão de distribuição de tensões demonstra a eficácia do sistema em mitigar impactos adversos nas camadas mais vulneráveis do solo.

A diminuição das tensões na camada 3 do solo de fundação resultou numa redução considerável das deformações, em comparação com o caso base do aterro diretamente apoiados sobre o solo de fundação, sem alternativas de reforço da fundação. Esta observação é evidenciada pelo comportamento dos assentamentos na base do aterro. Conforme ilustrado nas Figura 4.17 e Figura 4.18, houve uma redução significativa na magnitude desses assentamentos, alcançando um máximo de apenas 16 milímetros, valor consideravelmente menor que os 24 centímetros registados para a situação sem melhoramento do solo de fundação.

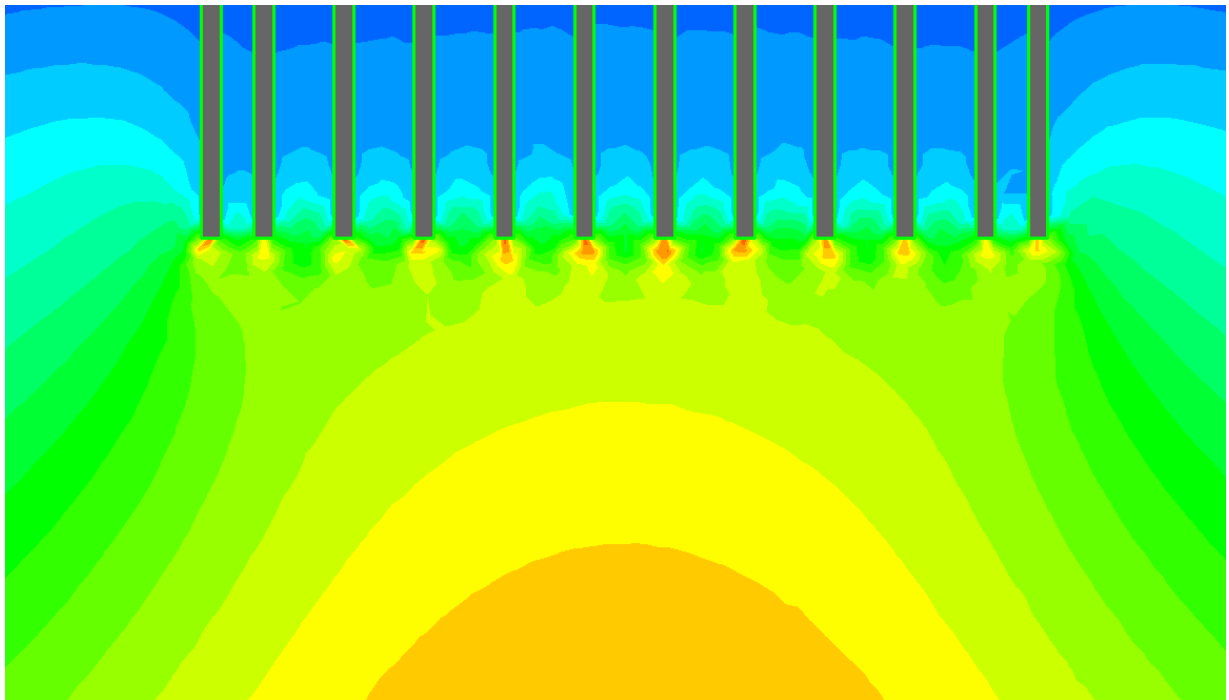


Figura 4.16 – Tensões efetivas transmitidas à camada 4

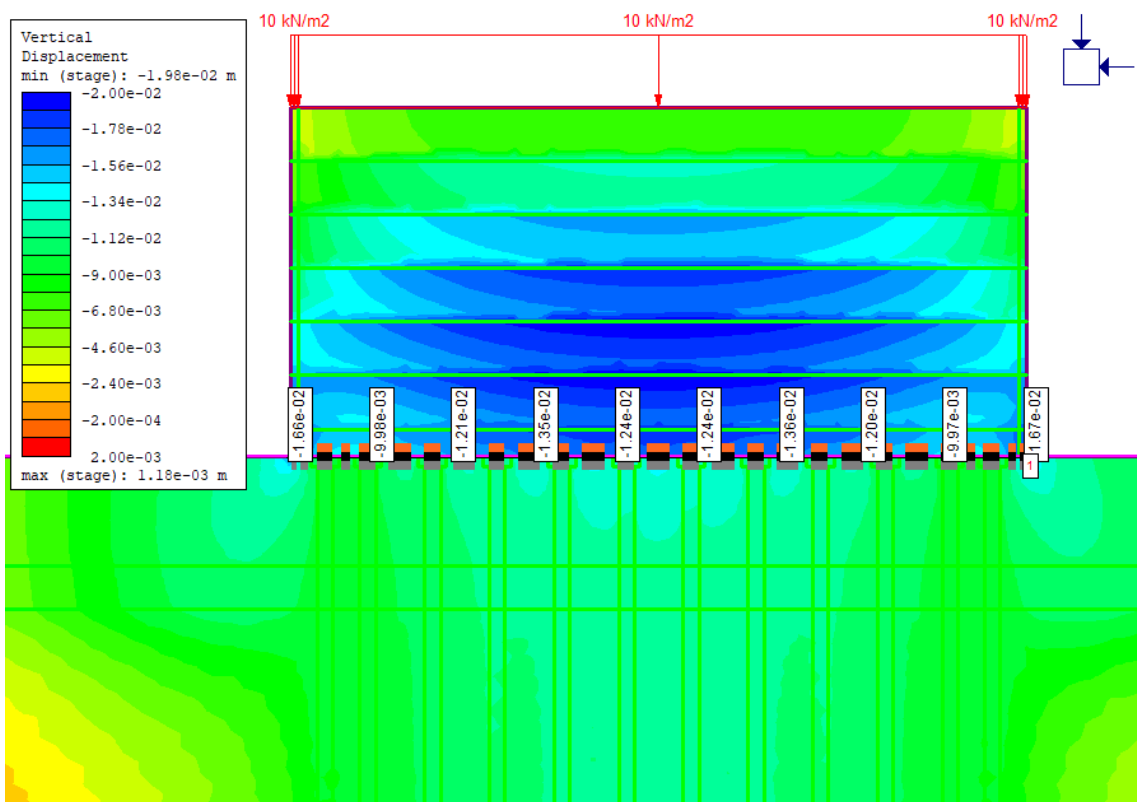


Figura 4.17 – Deslocamentos verticais na base do aterro estruturado após 1800 dias

Outro ponto importante, destacado na Figura 4.18, é a ausência de variação nos assentamentos entre o centro e as laterais desde o final da construção do aterro (70 dias) até 1800 dias (aproximadamente 5 anos). Este facto confirma a hipótese de não existirem tensões relevantes atuando na camada 3 de solo de fundação, indicando que o processo de consolidação, tipicamente observado em solos argilosos, não está a ocorrer.

Os resultados observados para os assentamentos na base do aterro, com um assentamento de apenas 16 milímetros em uma estrutura de aproximadamente 9 metros de altura, são tecnicamente pouco significativos e estão dentro dos limites aceitáveis. Assentamentos inferiores a 1% da altura total do aterro são geralmente considerados seguros e não afetam a funcionalidade da estrutura. Esta pequena magnitude de deformação permite considerar soluções de fundação mais económicas, que, apesar de potencialmente resultarem em assentamentos ligeiramente maiores, ainda se mantêm dentro de um limite seguro e funcional.

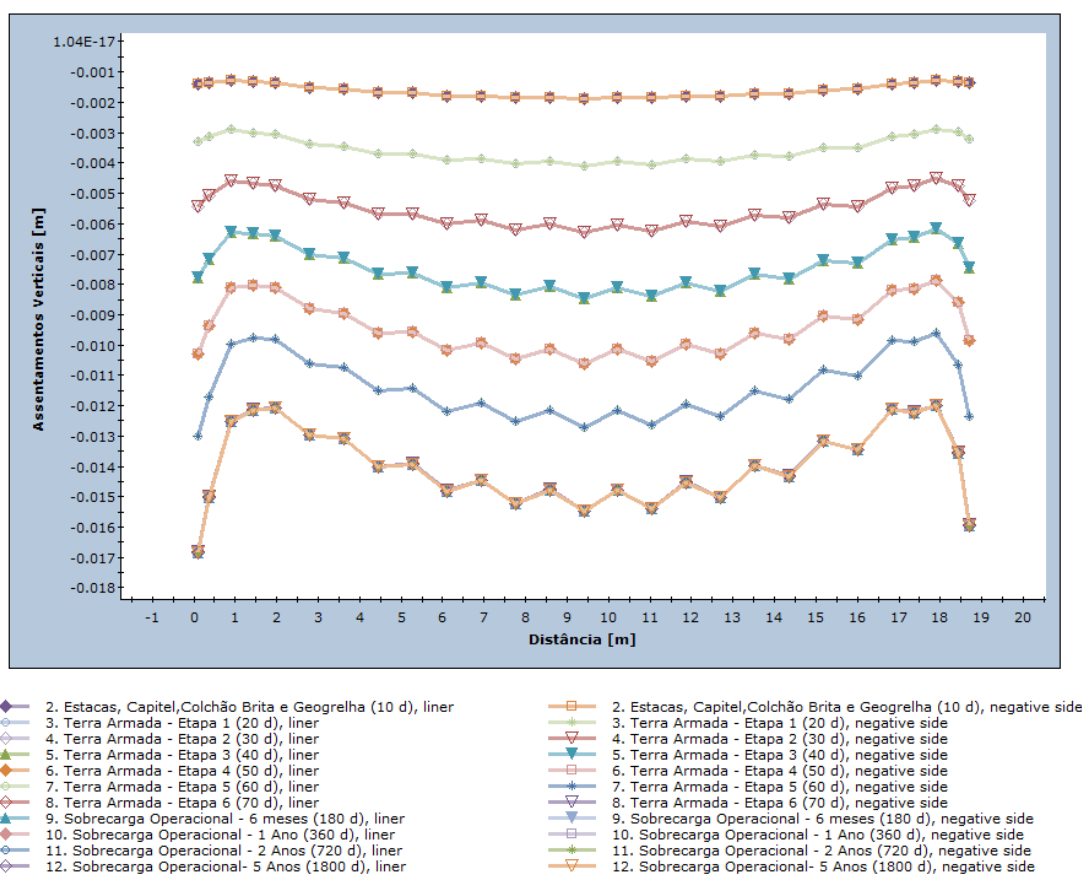


Figura 4.18 – Assentamentos na base do aterro estruturado ao longo do tempo

Os assentamentos na área adjacente ao aterro foram significativamente menores em comparação com o caso sem estabilização do solo de fundação com o aterro construído diretamente sobre o solo natural. Conforme anteriormente dito, a zona de implantação da obra

inclui uma via situada a uma distância variando entre 0,35 e 6,35 metros do aterro (em ambos os lados), seguida por algumas edificações vizinhas.

Conforme ilustrado nas Figura 4.19 e Figura 4.20, os assentamentos na vertical do pé do aterro exibem maiores magnitudes, diminuindo progressivamente com o aumento da distância ao aterro. O valor máximo de assentamento medido foi de aproximadamente 15 milímetros, consideravelmente menor do que os 18 centímetros observados no caso sem tratamento para a fundação. Também se destaca que o fenômeno de levantamento do solo, observado anteriormente (Figura 4.9), não foi evidenciado com a implementação do aterro estruturado.

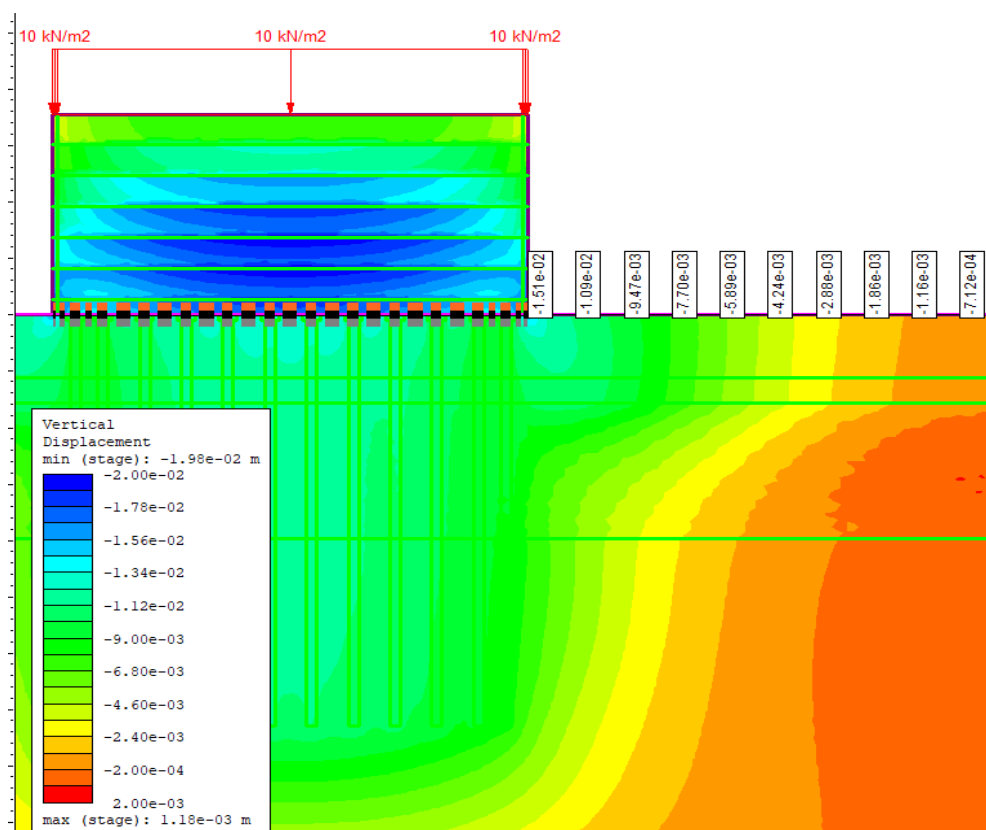
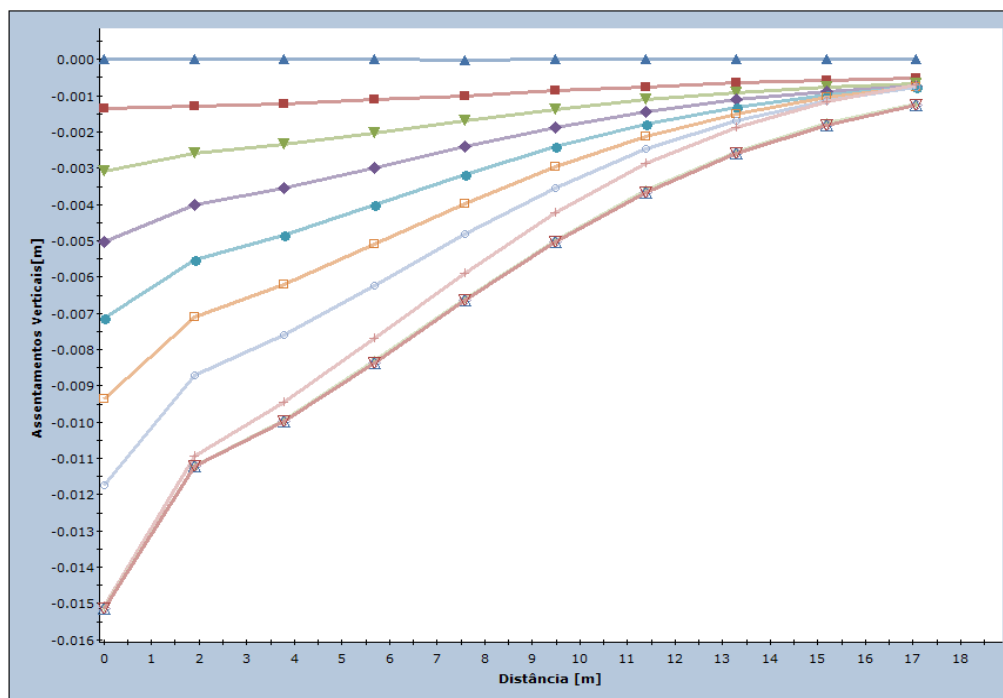


Figura 4.19 – Deslocamentos verticais na lateral do aterro estruturado após 1800 dias

Os deslocamentos horizontais associados ao aterro estruturado, conforme pode ser visto na Figura 4.21, originou valores notavelmente menores que nos casos onde as estacas e geogrelhas não foram utilizadas. Os valores máximos de deslocamento horizontal medidos são de aproximadamente 5 milímetros, uma magnitude consideravelmente reduzida, quando comparada aos 7,5 centímetros identificados na situação em que o aterro foi construído sem soluções de reforço. Essa diferença substancial evidencia a eficácia do uso das estacas e geogrelhas também para as deformações horizontais.



- Query #1 1. Terreno Natural t = 0 (0 d)
- Query #1 3. Terra Armada - Etapa 1 (20 d)
- Query #1 5. Terra Armada - Etapa 3 (40 d)
- Query #1 7. Terra Armada - Etapa 5 (60 d)
- Query #1 9. Sobrecarga Operacional - 6 meses (180 d)
- Query #1 11. Sobrecarga Operacional - 2 Anos (720 d)
- Query #1 2. Estacas, Capitel, Colchão Brita e Geogrelha (10 d)
- Query #1 4. Terra Armada - Etapa 2 (30 d)
- Query #1 6. Terra Armada - Etapa 4 (50 d)
- Query #1 8. Terra Armada - Etapa 6 (70 d)
- Query #1 10. Sobrecarga Operacional - 1 Ano (360 d)
- Query #1 12. Sobrecarga Operacional - 5 Anos (1800 d)

Figura 4.20 - Assentamentos ao lado do aterro estruturado em cada fase

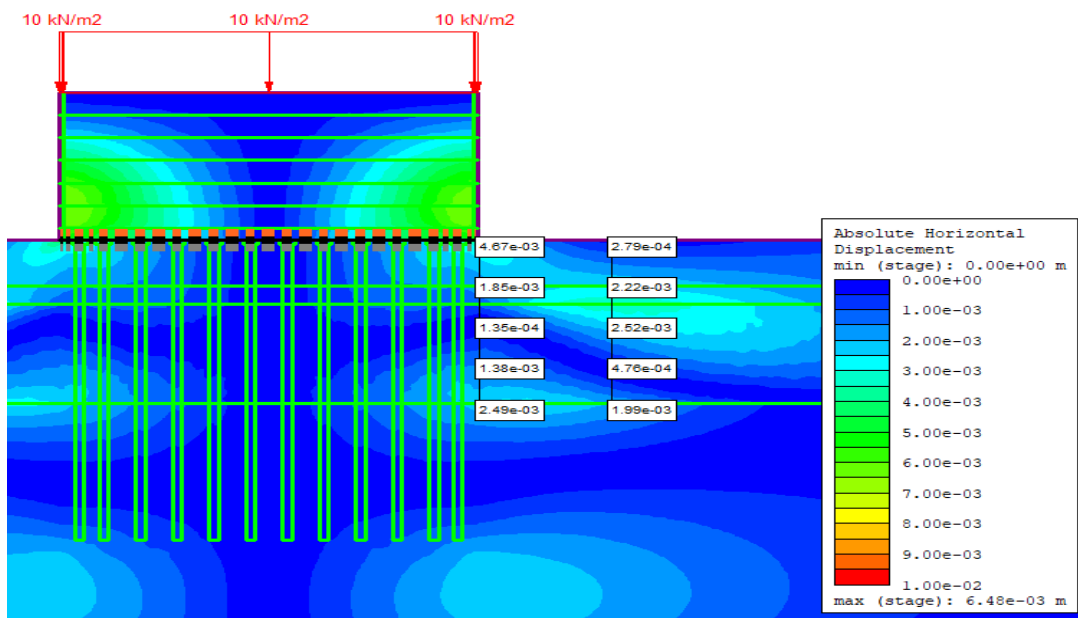


Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais após 1800 dias

Com base nos resultados obtidos, fica claramente demonstrado que a implementação de um aterro estruturado sobre estacas de betão e reforçado com geogrelhas resultou em uma

diminuição significativa dos assentamentos e deslocamentos horizontais. Os valores alcançados nestas condições foram notavelmente inferiores, chegando a patamares considerados menos significantes. Esta eficácia reforça a importância da solução adotada no controle das deformações associadas ao aterro. Outro ponto importante, e que também fica claro, é que a adoção de um aterro estruturado é adequado para quando se têm prazos construtivos menores, tendo em vista que não é necessário esperar que a consolidação ocorra. Nos itens seguintes, serão estudadas alternativas mais econômicas que possam manter as deformações dentro de limites aceitáveis para este tipo de estrutura, procurando um equilíbrio entre custo e eficiência.

4.3 Aterro viário sobre estacas de betão mais espaçadas e geogrelha – Solução Alternativa 1

Com base nos resultados da modelação anterior, que indicaram deformações bastante baixas, é pertinente estudar o efeito do aumento do espaçamento entre as estacas de betão. Inicialmente dispostas a cada 1,65 metros, o espaçamento foi ampliado para 2,85 metros. Essa mudança resulta em uma menor quantidade de estacas utilizadas, induzindo, conseqüentemente, uma redução de custos.

É importante ressaltar que, apesar dessa alteração no espaçamento das estacas, todas as outras dimensões da estrutura foram preservadas. No entanto, essa mudança no espaçamento implicou uma alteração nos valores dos parâmetros equivalentes adotados para as estacas na modelação numérica. Conforme anteriormente dito, os parâmetros são calculados de forma ponderada e desempenham um papel crucial na modelação numérica. Para o espaçamento ajustado para 2,85 metros, os novos valores dos parâmetros estão resumidos no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Parâmetros adotados para as estacas de betão com espaçamento de 2,85m

Material	γ (kN/m ³)	θ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν	k_v (m/s)
Estaca	25	0	10000	32000000	0,20	1×10^{-10}
Estaca-solo 1	20	37	1403	4520000	0,20	$2,27 \times 10^{-7}$
Estaca-solo 2	19	33	1403	4530000	0,20	$5,49 \times 10^{-6}$
Estaca-solo 3	18	26	1403	4490000	0,20	$1,99 \times 10^{-9}$
Estaca-solo 4	21	33	1403	4600000	0,20	$1,22 \times 10^{-7}$

Como pode ser observado nas Figura 4.22 e Figura 4.23, esse aumento no espaçamento das estacas teve um impacto perceptível na eficiência do efeito de arco e do efeito membrana proporcionado pelas geogrelhas. Com um espaçamento menor entre as estacas, as tensões efetivas no solo situado entre elas variavam de 80 a 100 kPa. Com o espaçamento ampliado, estas tensões aumentaram para valores entre 140 e 180 kPa, indicando uma redução na eficácia da solução adotada inicialmente.

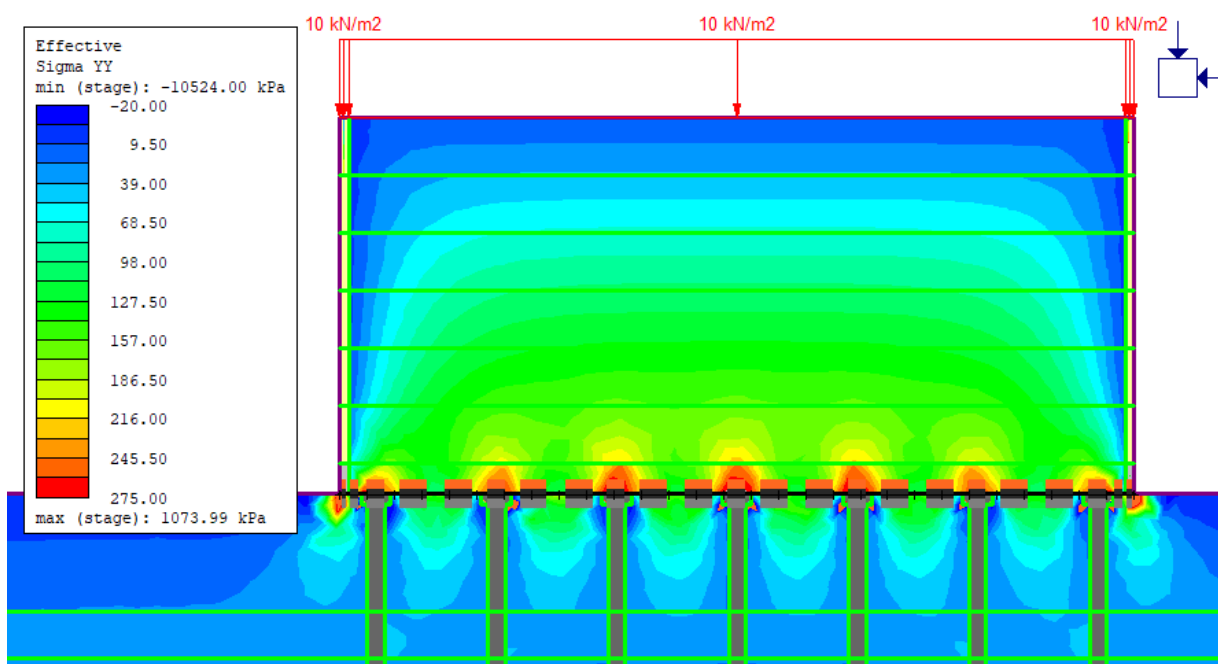


Figura 4.22 – Estacas mais espaçadas - distribuição de tensões efetivas verticais no topo das estacas

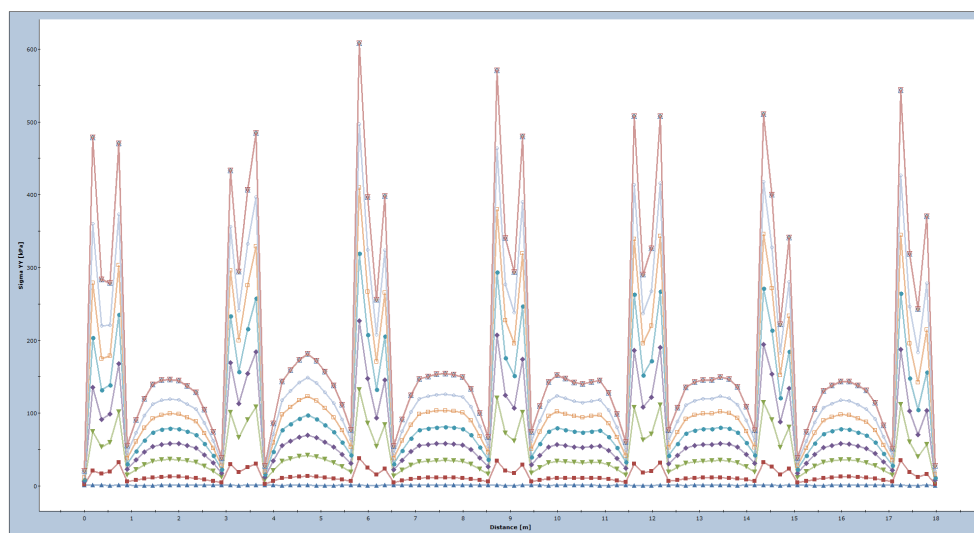


Figura 4.23 – Estacas mais espaçadas - tensões efetivas verticais na base do aterro estruturado para ao longo do tempo

O aumento das tensões atuando diretamente no solo de fundação resultou num incremento nos assentamentos na base do aterro estruturado. Conforme ilustrado nas Figura 4.24 e Figura 4.25, os assentamentos na base do aterro foram ligeiramente superiores, alcançando valores máximos

de 22 milímetros, os quais excedem os 17 milímetros registrados na solução adotada originalmente.

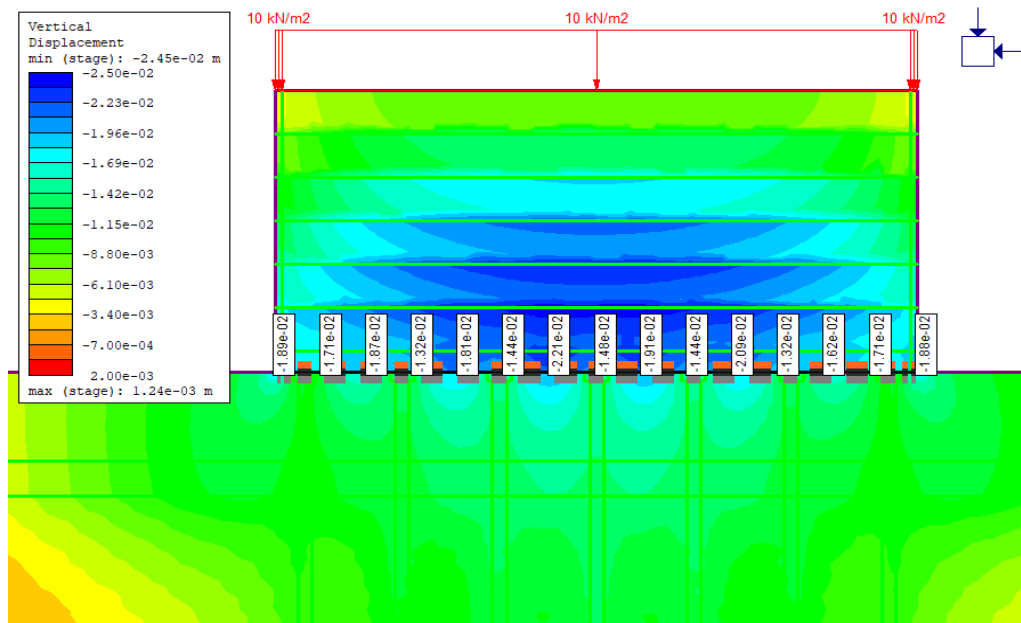


Figura 4.24 – Estacas mais espaçadas - assentamentos na base do aterro estruturado após 1800 dias

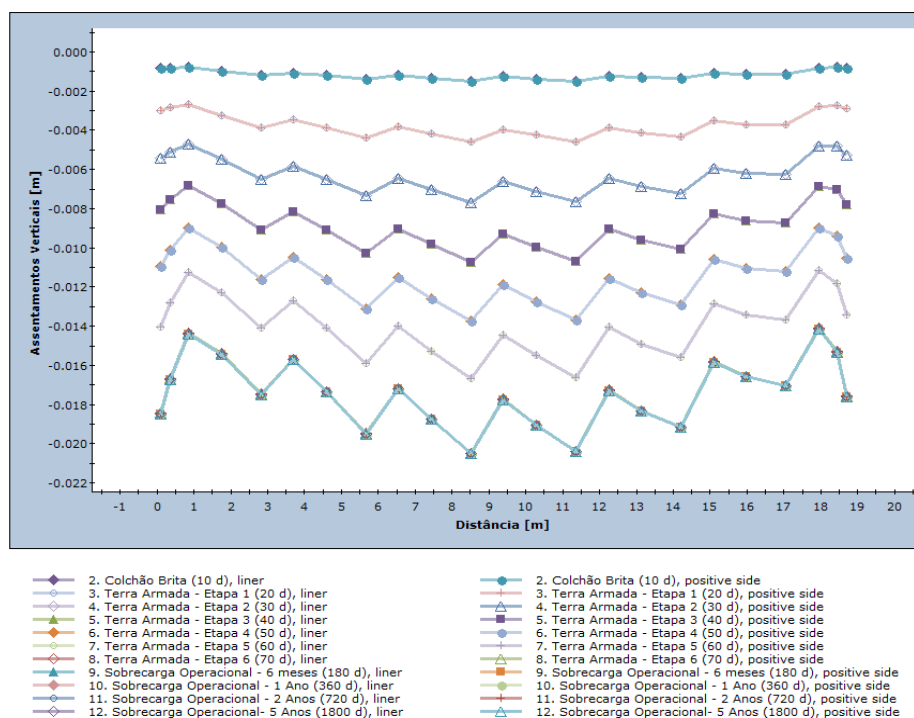


Figura 4.25 – Estacas mais espaçadas – Assentamentos na base do aterro estruturado ao longo do tempo

No que diz respeito aos assentamentos na base do aterro, a diferença de 5 milímetros entre os resultados obtidos na solução inicial (projeto) e na solução alternativa é considerada de reduzida relevância. Portanto, sob a ótica de custo-benefício, o aumento do espaçamento entre as estacas emerge como uma alternativa viável. Os 22 milímetros de assentamento estão dentro de um limite aceitável para este tipo de obra, não comprometendo a funcionalidade da estrutura, nem causando danos significativos ao pavimento, como trincas ou fissuras.

Os assentamentos registados na área adjacente ao aterro com a solução alternativa com estacas mais espaçadas (Figura 4.26), exibiram valores semelhantes aos da solução originalmente adotada no projeto. Assim, os resultados indicam que o aumento do espaçamento das estacas não prejudicaria a estrutura, e representa, portanto, uma alternativa eficiente em termos de custo-benefício.

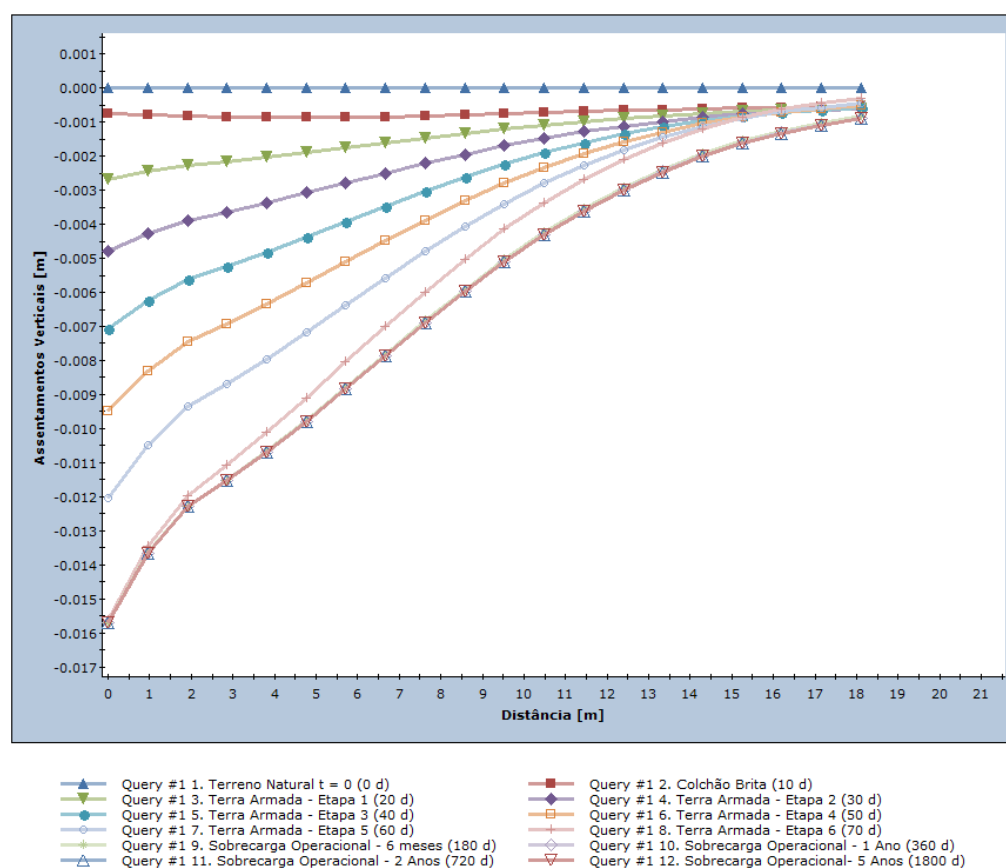


Figura 4.26 – Estacas mais espaçadas – Assentamentos na lateral do aterro estruturado ao longo do tempo

É importante destacar que, na solução adotada inicialmente, as deformações horizontais já se mostraram extremamente baixas. Portanto, seguindo esse padrão e considerando que os

resultados para os assentamentos são semelhantes aos obtidos na secção 4.2, optou-se por não apresentar graficamente os dados de deformações horizontais, para a solução alternativa, dado que estes também são reduzidos, com valores máximos de aproximadamente 6,5 milímetros.

Considerando que a solução com estacas mais espaçadas conduz a um padrão aceitável de deformações, passaremos agora a explorar outra solução alternativa, que corresponde à utilização de colunas granulares em conjunto com geogrelha.

4.4 Aterro viário sobre colunas granulares e geogrelha – Solução Alternativa 2

Para a Solução alternativa 2, foram escolhidas colunas granulares de brita com um comprimento total de 11 metros, das quais 1 metro fica embutido na camada 4. Acima dessas colunas, foi colocada também uma geogrelha MacGrid WG400 da Maccaferri. De acordo com a equação (40), pode-se estimar para o diâmetro da coluna de brita 30 cm, a partir da resistência ao corte não drenado (C_u) do solo mole, com o valor de 74 kPa (Quadro 3.6). Este valor de diâmetro da coluna brita é relativamente baixo, o que pode originar a rotura por insuficiência da resistência de ponta ou atrito lateral, pelo que, adotou-se um valor de 50cm de diâmetro. As colunas foram dispostas em uma malha quadrada, com um espaçamento eixo a eixo de 1,50 metros. A geometria implementada para esta solução é ilustrada na Figura 4.27.

As colunas granulares, frequentemente compostas por brita, representam uma opção mais económica em comparação às estacas de betão. Além de reduzirem os assentamentos através do efeito de arco e aumentarem a resistência ao corte do solo, semelhante às estacas de betão, estas oferecem uma vantagem adicional: aceleram o processo de consolidação do solo. Isso ocorre porque funcionam como caminhos de drenagem preferenciais, devido à sua permeabilidade significativamente maior que o solo circundante. Assim, as colunas granulares não apenas reforçam a estrutura, mas também facilitam a dissipação do excesso de pressão neutra no solo.

Na modelação numérica, os parâmetros utilizados para as colunas de brita foram estabelecidos com base em valores equivalentes ao conjunto colunas-solo, similarmente ao empregado na Solução Alternativa 1. Os valores definidos para as colunas de brita, bem como os parâmetros equivalentes calculados, estão apresentados no Quadro 4.4.

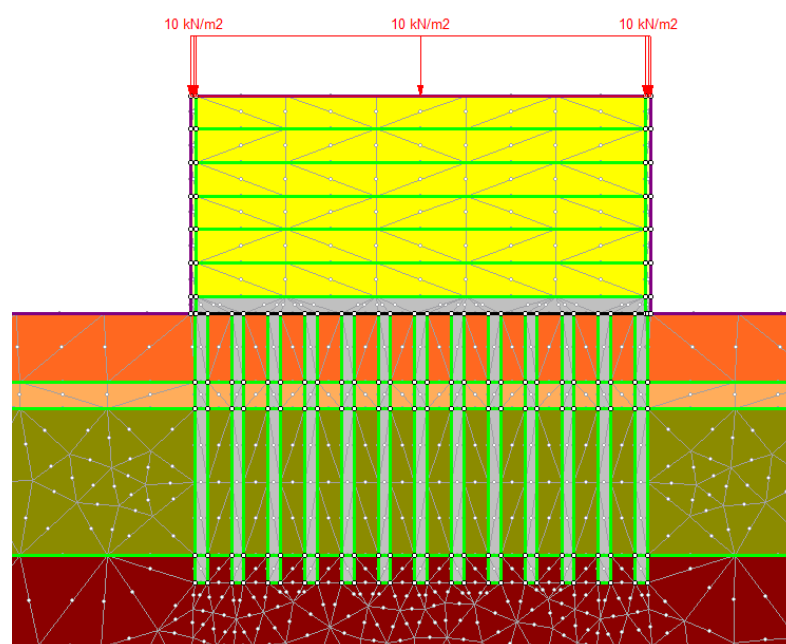


Figura 4.27 – Geometria adotada para a Solução Alternativa 2 – colunas granulares de brita

Quadro 4.4 - Parâmetros adotados para as colunas de brita com diâmetro de 50 centímetros.

Material	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (KPa)	E (KPa)	ν	k_v (m/s)
Estaca	20	40	0	74000	0,30	1×10^{-4}
Estaca-solo 1	20	42	0	51333	0,30	$3,4 \times 10^{-5}$
Estaca-solo 2	19	39	0	57333	0,30	$3,8 \times 10^{-5}$
Estaca-solo 3	19	33	0	26666	0,30	$3,3 \times 10^{-5}$
Estaca-solo 4	21	39	0	114000	0,30	$3,3 \times 10^{-5}$

Com a geometria e os parâmetros adotados foi analisada a forma como a estrutura se comporta em termos de deslocamentos verticais, aspecto condicionante para a estrutura em estudo. Como pode ser visto nas Figura 4.28 e Figura 4.29, os assentamentos máximos na base do aterro foram em torno de 11 centímetros, ocorrendo os maiores assentamentos na região central.

De acordo com a Figura 4.29, houve um pequeno aumento nos assentamentos entre o final da construção do aterro, que ocorreu aos 70 dias, e o período de seis meses. Este aumento, no entanto, foi pouco significativo e não se observaram mais assentamentos após esse período. Esta observação permite concluir que as colunas de brita utilizadas contribuíram significativamente para acelerar o processo de consolidação, que se deu majoritariamente durante a construção do aterro.

Quando comparamos com a solução de estacas de betão, observa-se um aumento significativo nos assentamentos. Na configuração geométrica adotada, os assentamentos máximos

excederam 1% da altura total do aterro. Diante disso, optou-se por aumentar o diâmetro das colunas de 50cm para 80cm, conforme Figura 4.30. Essa mudança tem como objetivo verificar se é possível alcançar assentamentos mais próximos de 1%.

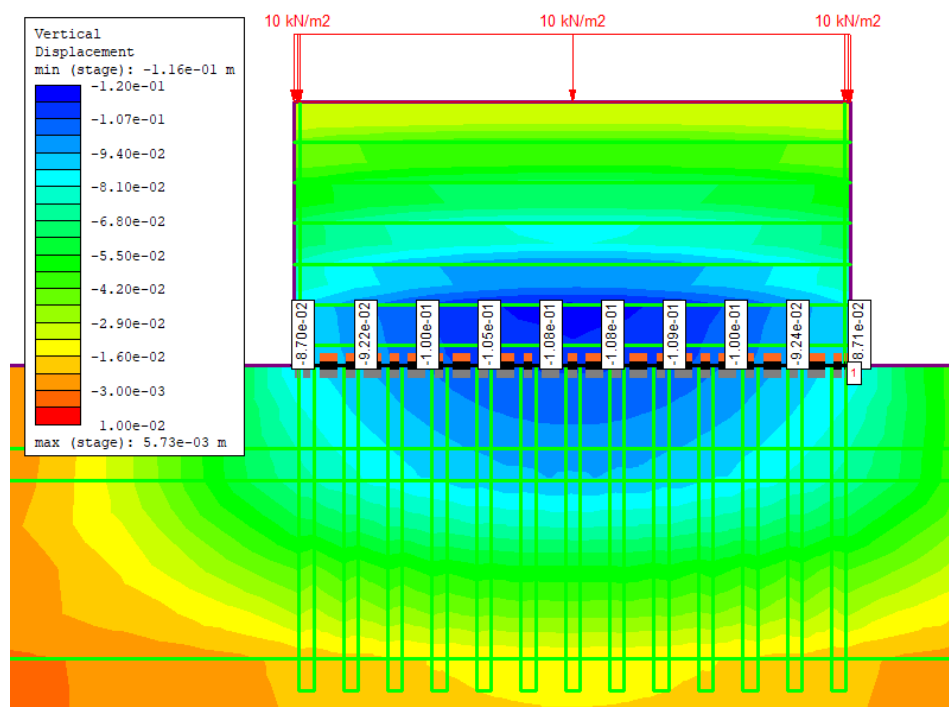


Figura 4.28 – Colunas granulares – Deslocamentos verticais na base do aterro estruturado após 1800 dias

A adoção de diâmetros maiores para as colunas de brita, mesmo com o espaçamento inalterado, acarretam a alteração dos parâmetros equivalentes do conjunto coluna-solo, tendo em vista que há um aumento da proporção de coluna de brita na equivalência. Os novos parâmetros equivalentes calculados estão resumidos no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Parâmetros adotados para as colunas de brita com diâmetro de 80 centímetros.

Material	γ (kN/m ³)	θ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν	k_v (m/s)
Estaca	20	40	0	75000	0,30	1×10^{-4}
Estaca-solo 1	21	41	0	58133	0,30	$5,35 \times 10^{-5}$
Estaca-solo 2	20	39	0	62333	0,30	$5,63 \times 10^{-5}$
Estaca-solo 3	20	35	0	40866	0,30	$5,35 \times 10^{-5}$
Estaca-solo 4	21	39	0	102000	0,30	$5,34 \times 10^{-5}$

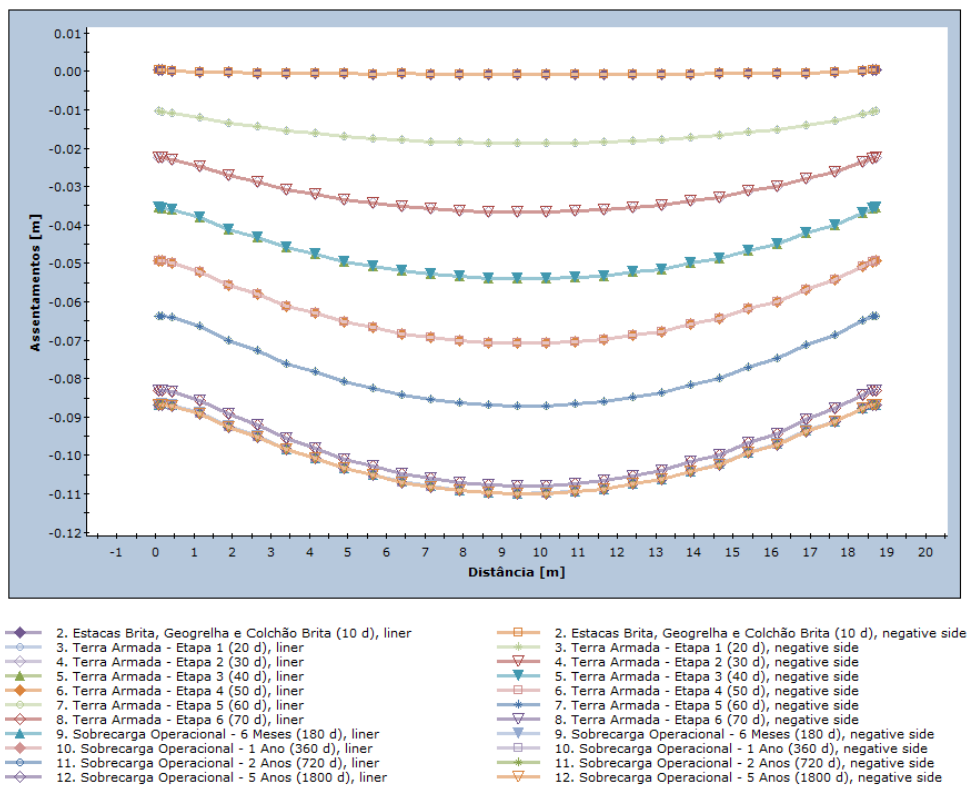


Figura 4.29 – Colunas granulares – Assentamentos na base do aterro ao longo do tempo

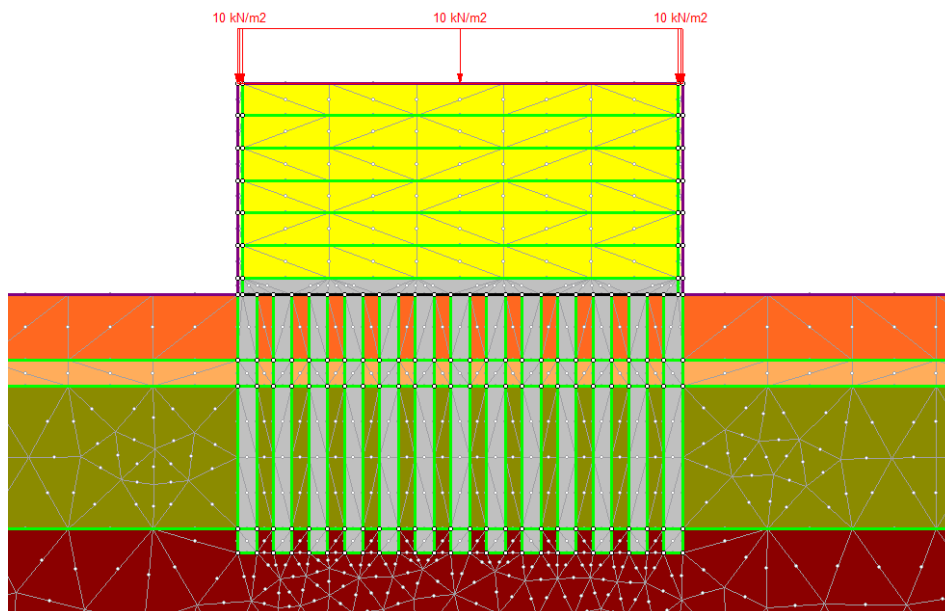


Figura 4.30 – Nova geometria adotada para a Solução Alternativa 2 – colunas granulares de brita com 80cm de diâmetro

A adoção da nova geometria, com colunas de brita com diâmetros maiores, mas mantendo o espaçamento original, resultou em uma diminuição dos assentamentos na base do aterro, que passaram de 11 centímetros para aproximadamente 7 centímetros, conforme Figura 4.31. Com essa redução, alcançamos a meta desejada de assentamentos, com valores inferiores à 1% da altura total do aterro.

Outro aspecto notável relacionado a esta mudança é a melhoria na função das colunas como drenos verticais, devido aumento de diâmetros. Conforme demonstrado na Figura 4.32, observa-se aproximação das curvas de assentamentos entre o final da construção (70 dias) e o período de seis meses.

A eficácia das colunas granulares como drenos verticais é claramente demonstrada na Figura 4.33. Nela, observa-se uma concentração notável dos vetores de fluxo de água nas colunas de brita. Essa concentração evidencia uma direção preferencial para o movimento da água, principalmente no sentido ascendente, o que reforça a eficiência das colunas na captação e redirecionamento do fluxo da água. Este fenômeno, como mencionado anteriormente, está intimamente associado à aceleração na dissipação dos excessos de pressões neutras, contribuindo para que a maior parte da consolidação do solo ocorra durante as fases de construção.

Devido à presença de vias e edificações nas áreas adjacentes ao aterro, como já citado, tornou-se essencial examinar o comportamento dos assentamentos nessas regiões. Os assentamentos observados próximos ao aterro revelaram-se maiores quando comparados aos da Solução Alternativa 1. Os valores máximos registados, em torno de 5,5 centímetros, foram registados na zona imediatamente adjacente ao aterro. Esses valores demonstram uma tendência de redução progressiva com o aumento da distância em relação à estrutura, conforme exposto nas Figura 4.34 Figura 4.35.

A via lateral ao aterro, que se estende de 0,35 a 6,35 metros de distância, exibe um assentamento diferencial de cerca de 5 centímetros. Este nível de assentamento, considerado pouco significativo, não compromete a funcionalidade da via. Em relação às edificações existentes junto à via, é possível inferir que o impacto dos assentamentos é mínimo devido à diminuição dos valores com a distância. Assim, tanto do ponto de vista dos assentamentos na base do aterro quanto nas áreas adjacentes, incluindo as vias e edificações, os valores estão dentro de parâmetros aceitáveis, confirmando a viabilidade da solução alternativa escolhida.

Analisando as Figura 4.36 e Figura 4.37, observa-se que os deslocamentos horizontais máximos ocorrem a uma distância de aproximadamente 3,70 metros do aterro, com os valores mais

elevados localizados a uma profundidade de cerca de 5,5 metros. Os deslocamentos máximos registrados nestas condições são de aproximadamente 2,4 centímetros, ou seja, superiores aos encontrados na Solução Alternativa 1 (6,5 mm).

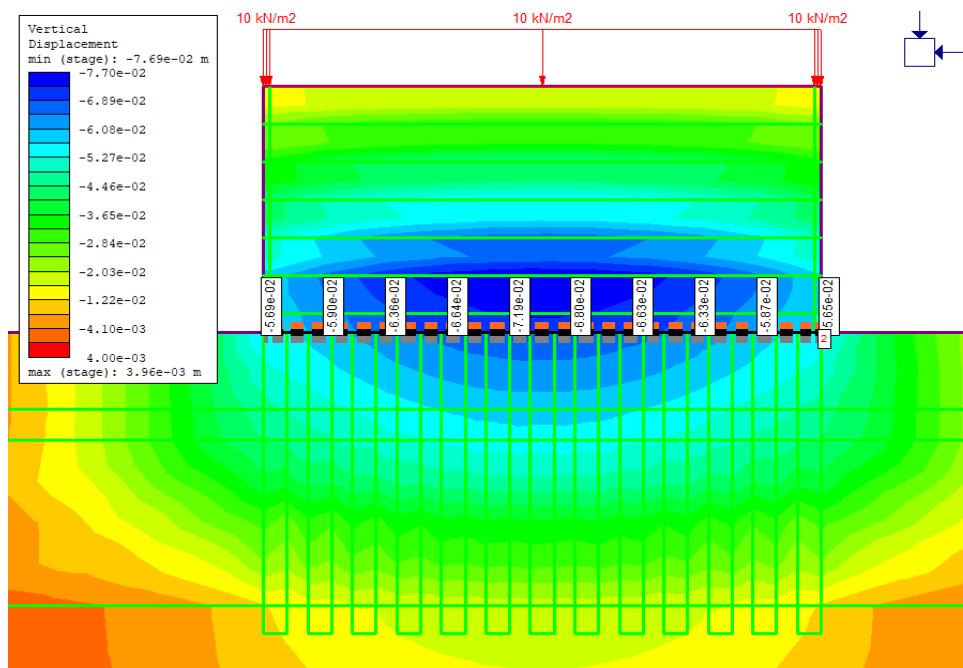


Figura 4.31 – Colunas granulares – deslocamentos verticais na base do aterro estruturado após 1800 dias para a nova geometria

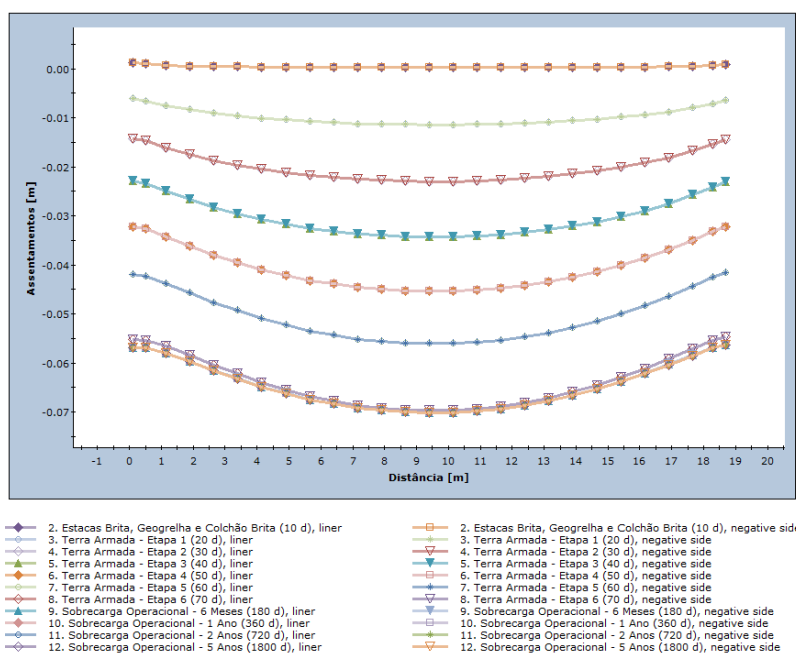


Figura 4.32 – Colunas granulares – assentamentos na base do aterro ao longo do tempo

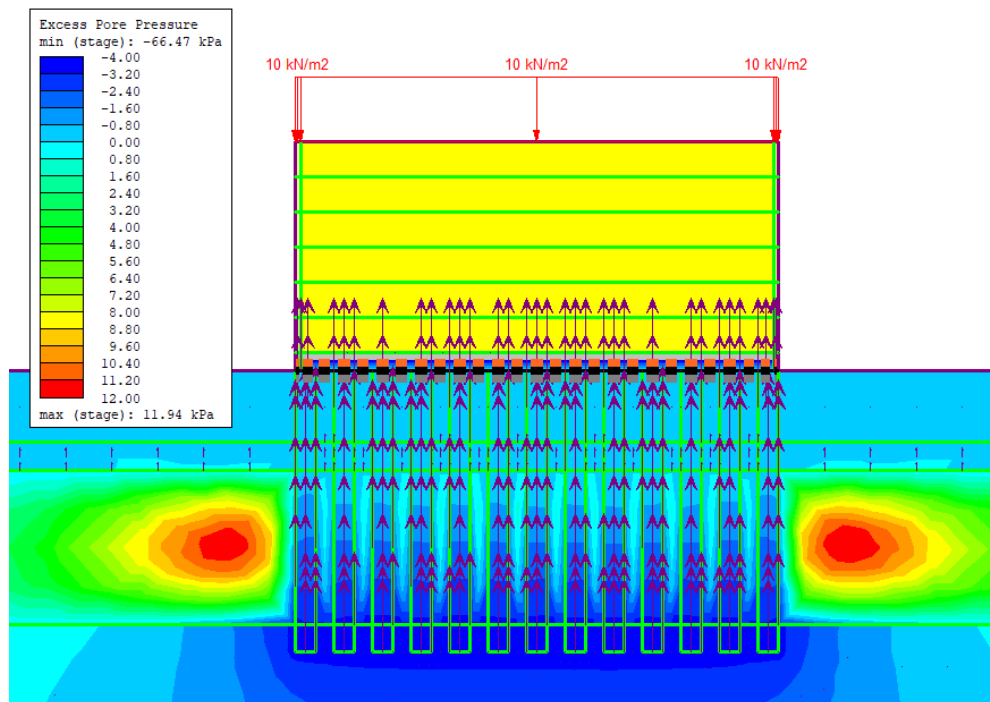


Figura 4.33 – Colunas granulares – vetores de fluxo de água e excesso de pressão neutra após a construção (70 dias)

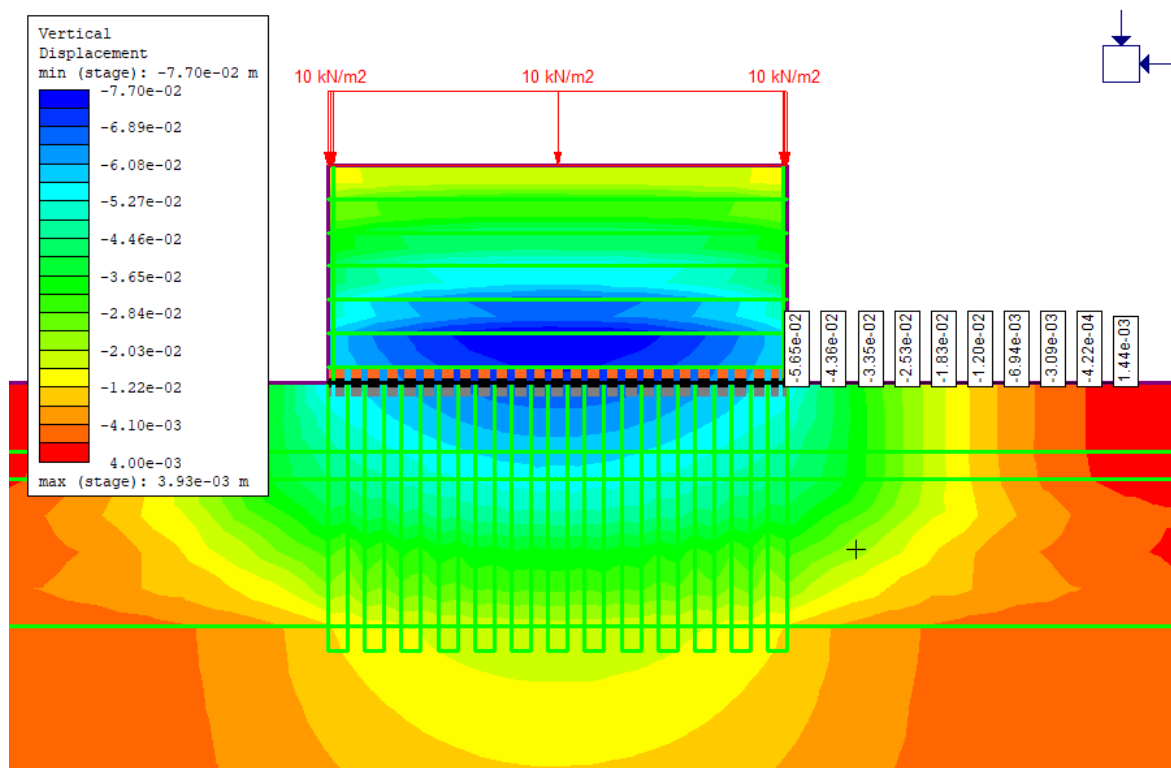


Figura 4.34 – Colunas granulares – assentamentos ao lado do aterro após 1800 dias

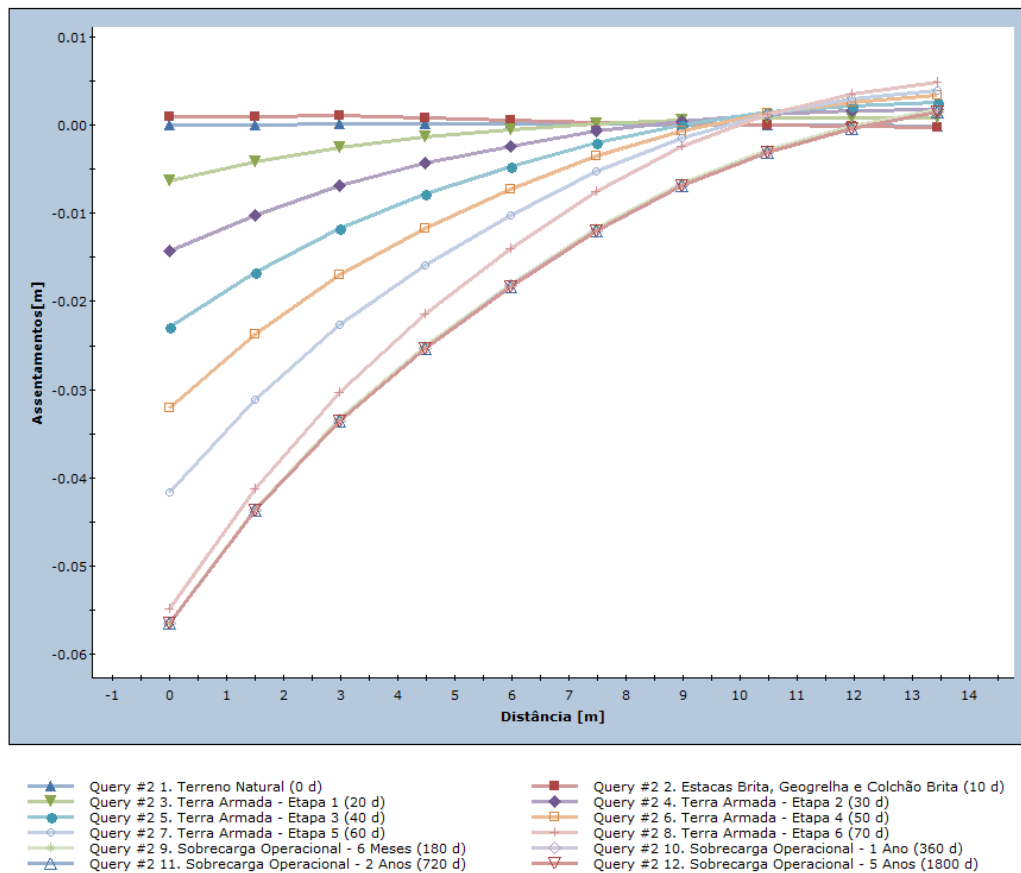


Figura 4.35 – Colunas granulares – assentamentos na lateral aterro ao longo do tempo

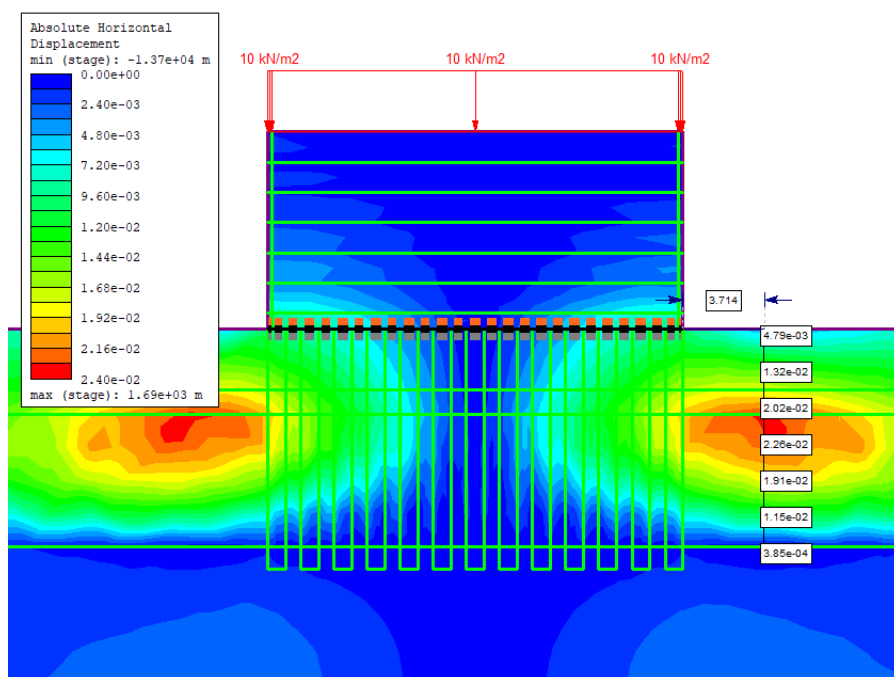


Figura 4.36 – Colunas granulares – deslocamentos horizontais após 1800 dias

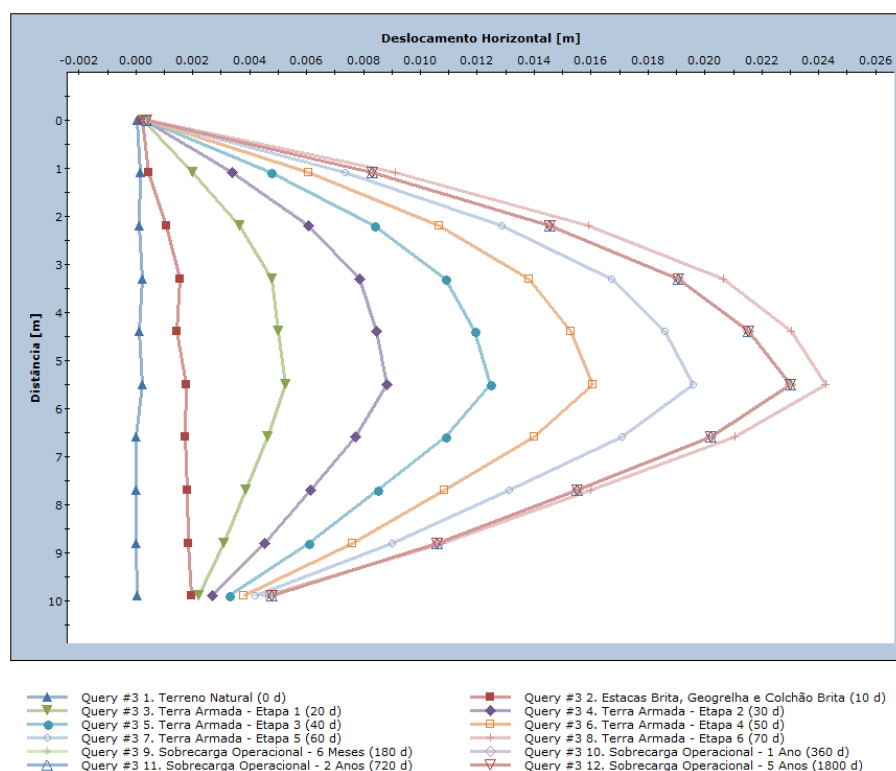


Figura 4.37 – Colunas granulares – deslocamentos horizontais máximos em profundidade ao longo do tempo

Com base nos resultados obtidos pela modelação numérica, conclui-se que a Solução Alternativa 2, com colunas granulares de brita, apresenta níveis de deformação (assentamentos e deslocamentos horizontais) superiores aos obtidos com a Solução Alternativa 1 (com estacas de betão), estando este comportamento associado à ocorrência de plastificação da brita para menores níveis de tensão. No entanto, essas deformações encontram-se dentro dos limites aceitáveis para garantir a boa funcionalidade das estruturas envolvidas.

A seguir, como Solução Alternativa 3, será estudada a utilização de colunas DSM (*Deep Soil Mixing*). Este método envolve a mistura *in situ* de solos com agentes de cimentação para melhorar suas propriedades geotécnicas.

4.5 Aterro viário sobre colunas DSM (*Deep Soil Mixing*) – Solução Alternativa 3

Na Solução Alternativa 3, escolheu-se a implementação de colunas DSM (*Deep Soil Mixing*) com 80 centímetros de diâmetro, dispostas em malha quadrada e com um espaçamento eixo a

eixo de 2,50 metros. O comprimento destas colunas é de 11 metros, mantendo a mesma profundidade utilizada na Solução Alternativa 2. Adicionalmente, sobre as colunas DSM, continua-se a usar a geogrelha MacGrid WG400 da Maccaferri. A geometria adotada é ilustrada na Figura 4.38.

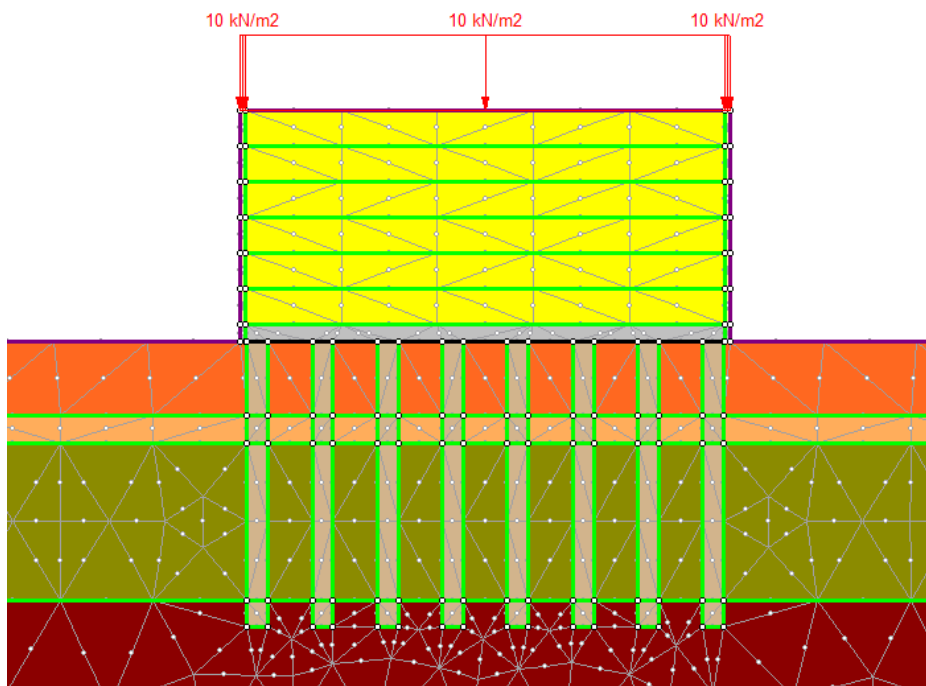


Figura 4.38 – Geometria adotada para a Solução Alternativa 3 – colunas DSM

A técnica de colunas DSM, conforme mencionado no Capítulo 2, é um método de melhoramento de solos que consiste na mistura *in situ* do solo com um ligante. O ligante mais comum é o cimento Portland, mas podem ser utilizados outros ligantes (de forma isolada ou em conjunto com o cimento), tais como cal, escórias de alto forno e cinzas volantes, entre outros. A aplicação desta metodologia origina colunas homogêneas de solo-ligante que exibem características notavelmente superiores em termos de resistência e deformabilidade em comparação ao solo natural.

A determinação dos parâmetros geotécnicos adotados para a modelação numérica foi realizada da mesma forma que nas soluções anteriores, ou seja, nas bandas de solo estabilizado foram determinadas propriedades equivalentes ao conjunto solo-coluna DSM. Essa metodologia leva em consideração o espaçamento entre as colunas e o seu diâmetro. Sendo assim, com base na geometria adotada, foram calculados os parâmetros geotécnicos resumidos no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Parâmetros adotados para as colunas DSM

Material	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν	k_v (m/s)
Colunas DSM	16	0	250	100000	0,30	1×10^{-10}
DSM-solo 1	18	29	80	59200	0,30	$1,80 \times 10^{-7}$
DSM -solo 2	17	26	80	65320	0,30	$4,30 \times 10^{-5}$
DSM -solo 3	17	20	80	34040	0,30	$1,60 \times 10^{-9}$
DSM -solo 4	19	25	80	123120	0,30	$9,60 \times 10^{-8}$

A partir da geometria e dos parâmetros adotados, foi realizada a modelação numérica, cujos resultados são analisados em seguida. As Figura 4.39 e Figura 4.40 mostram que, após um período de 1800 dias, os assentamentos máximos registados na zona central da base do aterro foram de aproximadamente 9,5 centímetros, sendo aceitáveis para a estrutura em questão (1% da altura).

É importante notar, conforme análise da Figura 4.40, que após o final da construção (70 dias), os assentamentos máximos na base do aterro foram de aproximadamente 8,5 centímetros, e que, após 180 dias, os assentamentos atingem praticamente aos valores máximos de 9,5 centímetros, observados aos 1800 dias, o que indica que o processo de consolidação ocorre muito rapidamente. No final da construção, os excessos de pressão intersticial, gerados pelas tensões impostas pela construção do aterro sobre o solo argiloso de fundação, não haviam sido completamente dissipados devido à baixa permeabilidade do solo. No decorrer do tempo, à medida que a água contida nos vazios é drenada, ocorre uma diminuição do volume do solo, resultando no incremento progressivo dos assentamentos. Conforme demonstrado nas Figura 4.41 e Figura 4.42, a pressão intersticial excedente alcança um pico de cerca de 46 kPa aos 70 dias, decrescendo de forma acentuada para aproximadamente 4 kPa aos 180 dias, o que indica que a consolidação primária do solo de fundação está quase finalizada.

Esse processo não havia sido observado nas alternativas anteriores por motivos distintos. Nas estacas de betão (Solução Alternativa 1), não houve um excesso de pressões neutras na camada argilosa abaixo do aterro devido ao eficiente efeito de arco (Figura 4.14), consequência da elevada diferença de rigidez entre as estacas de betão e o solo de fundação. Já no caso das colunas granulares de brita (Solução Alternativa 2), os excessos de pressão neutras vão sendo dissipados em sua totalidade à medida que o aterro vai sendo construído devido à elevada permeabilidade das colunas que geram caminhos preferenciais de fluxo de água (Figura 4.33).

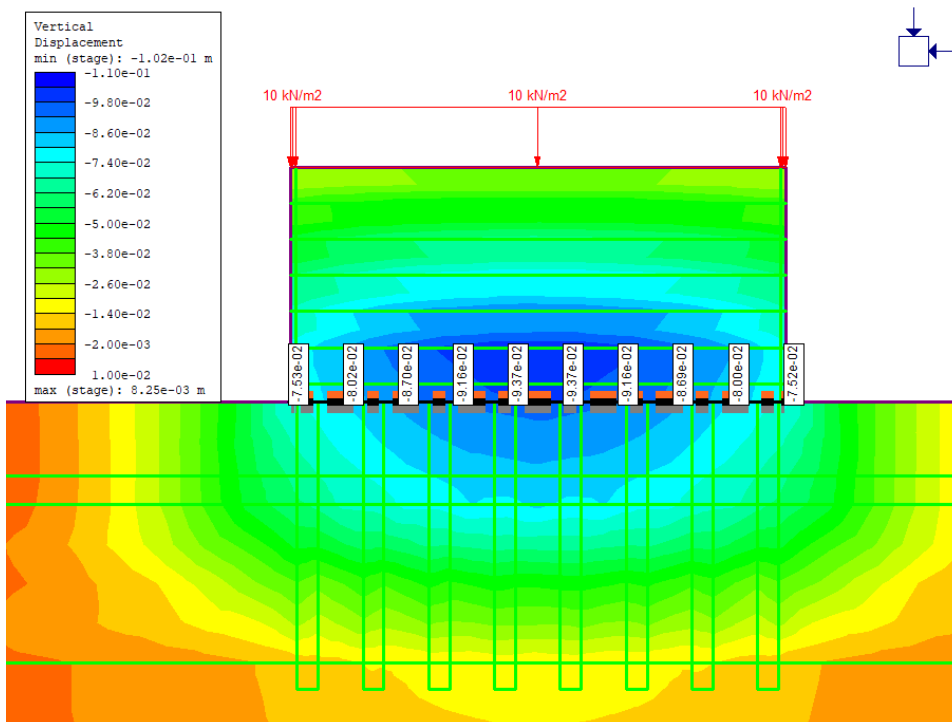


Figura 4.39 – Colunas DSM – deslocamentos verticais na base do aterro após 1800 dias

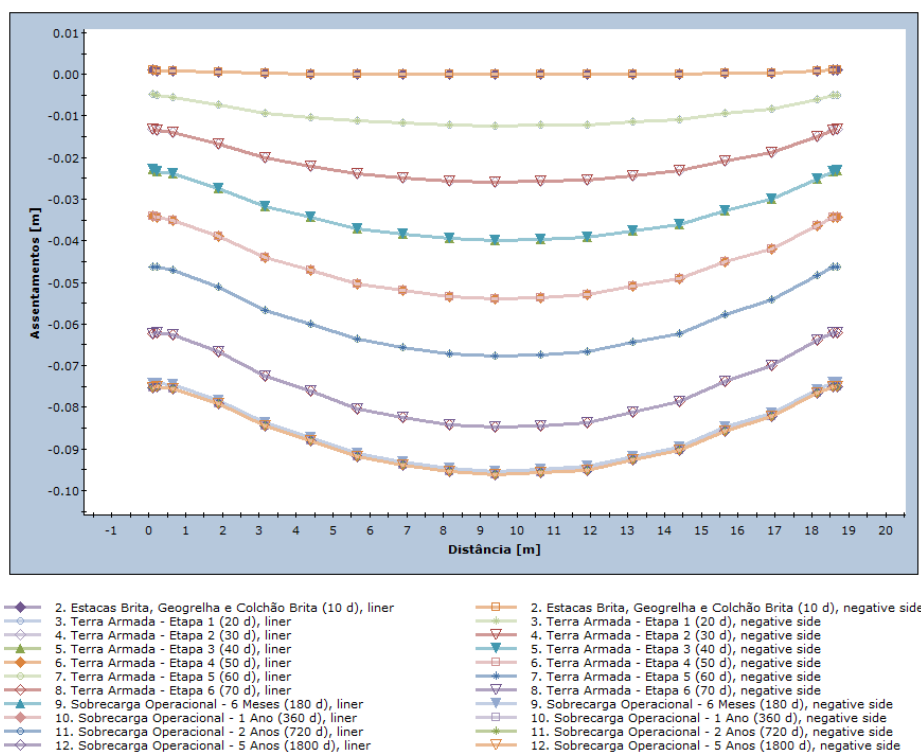


Figura 4.40 – Colunas DSM – assentamentos na base do aterro em cada fase

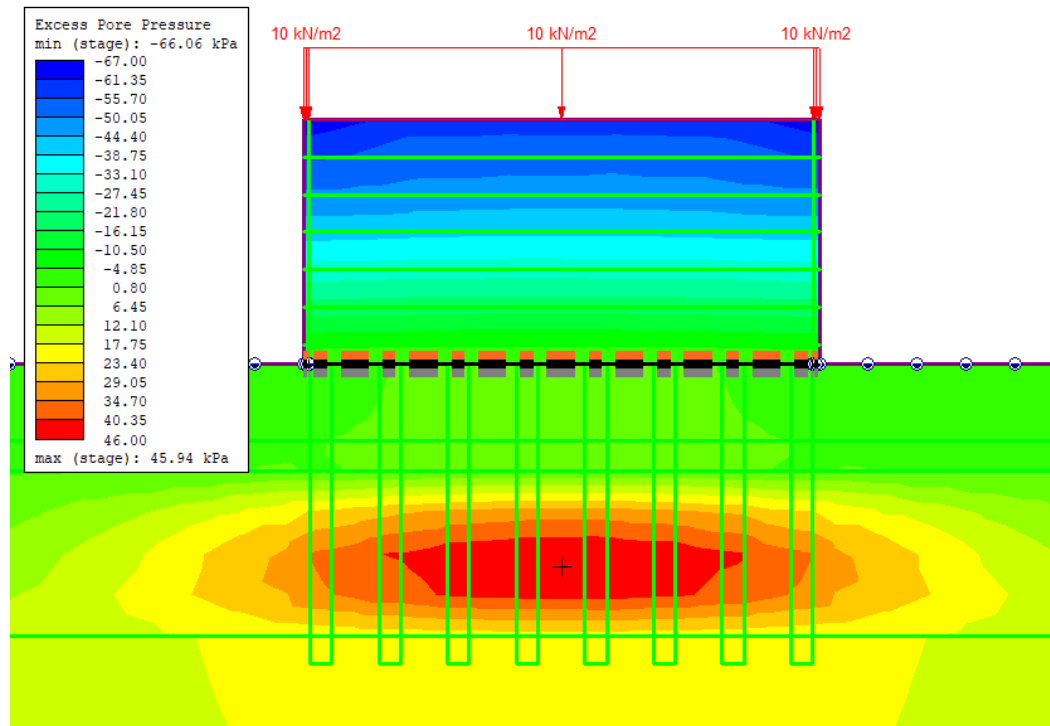


Figura 4.41 – Colunas DSM – excesso de pressões neutras após o final da construção (70 dias)

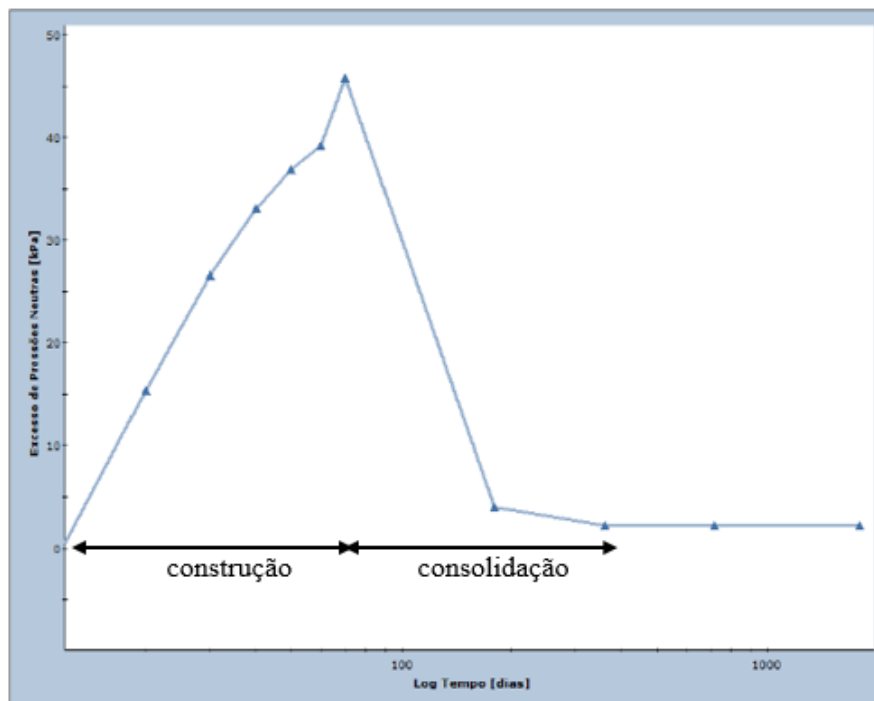


Figura 4.42 – Colunas DSM – evolução do excesso das pressões neutras com o tempo no ponto máximo (camada 3)

De acordo com as Figura 4.43 Figura 4.44, os assentamentos máximos observados nas vias adjacentes ao aterro atingiram aproximadamente 7,5 centímetros. Esses assentamentos mostram uma tendência de diminuição com o afastamento do aterro. Além disso, semelhante ao observado na base do aterro, os assentamentos nas áreas próximas ao aterro continuaram a se desenvolver mesmo após a conclusão da construção (ainda que de forma mais lenta), devido ao processo de consolidação.

Como demonstrado nas Figura 4.45 e Figura 4.46, os deslocamentos horizontais máximos ocorreram a uma distância aproximada de 4 metros do aterro. Além disso, as figuras indicam que as maiores deformações horizontais foram observadas a uma profundidade de 5 metros da base do aterro, especificamente na camada 3, que é composta pelo solo argiloso de fundação, atingindo valores máximos de aproximadamente 3,5 centímetros. Estes valores são considerados pouco significativos, o que vem reforçar a utilização das colunas DSM como uma alternativa viável.

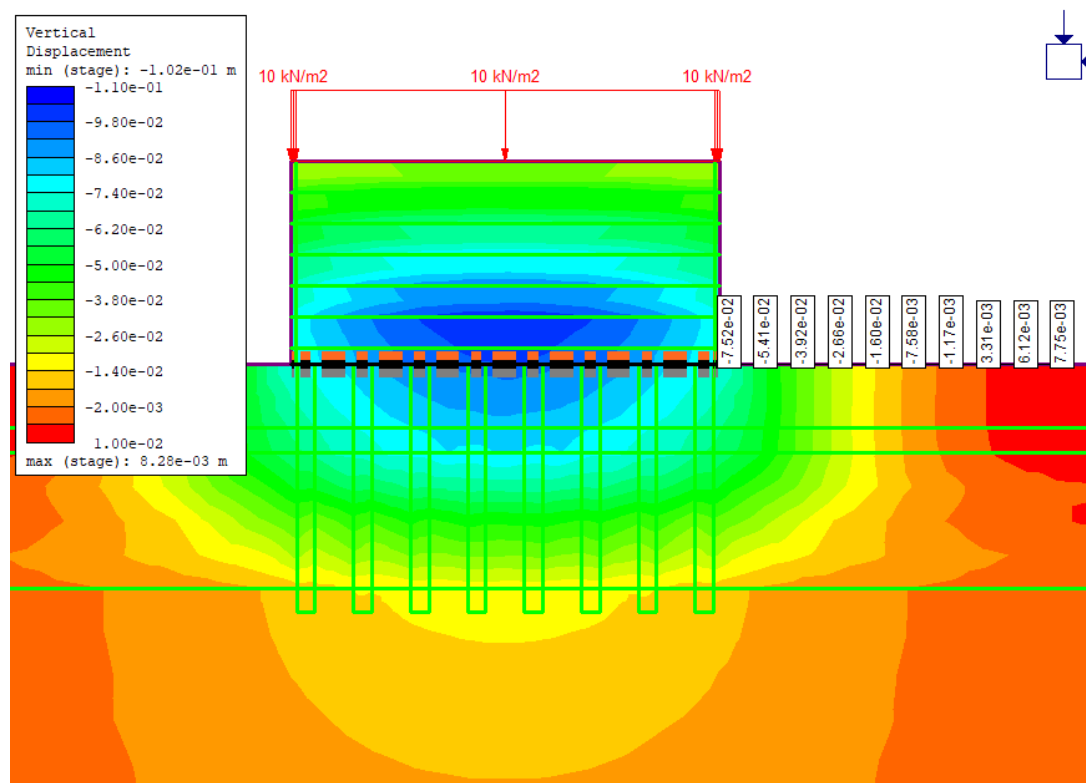


Figura 4.43 – Colunas DSM – assentamentos na lateral do aterro após 1800 dias

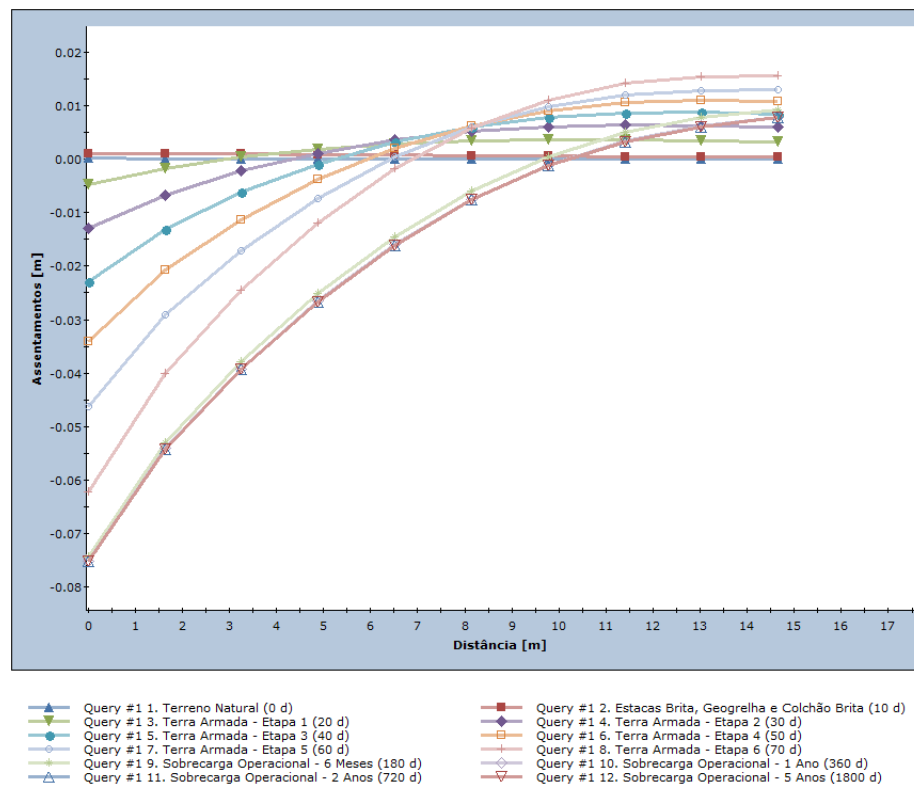


Figura 4.44 – Colunas DSM – assentamentos na lateral do aterro ao longo do tempo

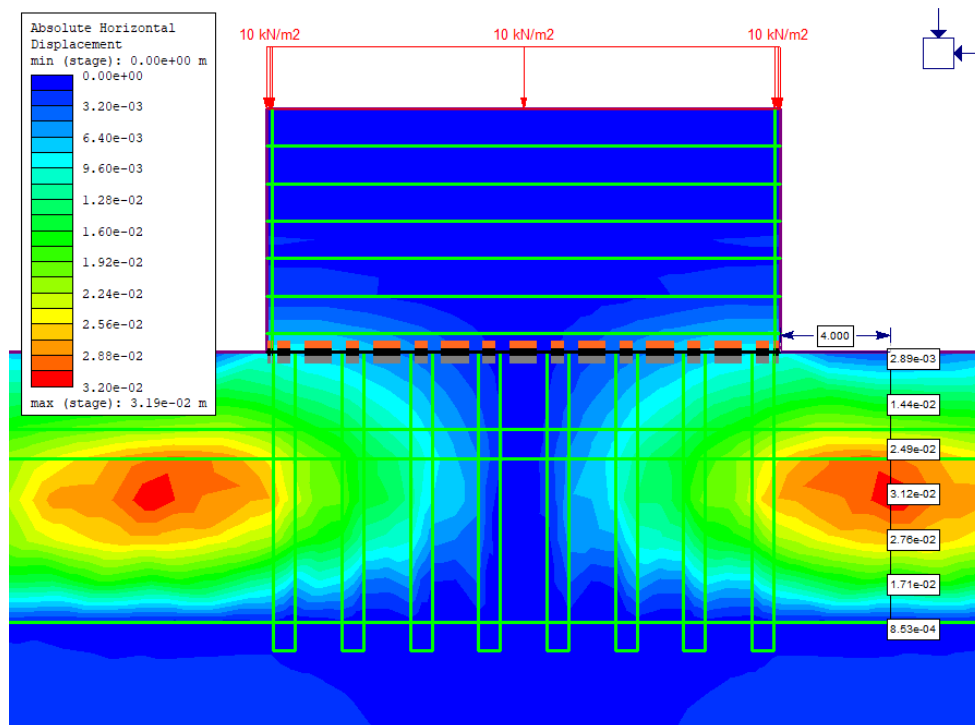


Figura 4.45 – Colunas DSM - deslocamentos horizontais após 1800 dias

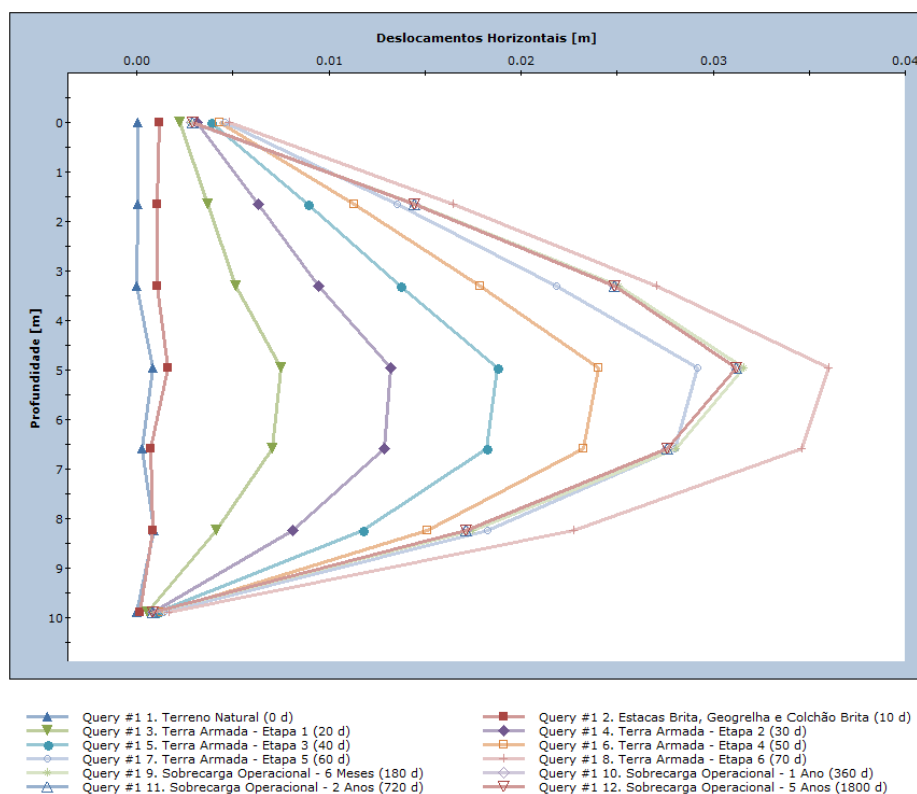


Figura 4.46 – Colunas DSM – Deformações horizontais máximas observadas em cada fase

Os resultados obtidos por meio da modelação numérica permitem concluir que a Solução Alternativa 3, empregando colunas DSM (*Deep Soil Mixing*), apresenta um desempenho superior em termos de deformações — tanto assentamentos quanto deslocamentos horizontais — em relação à Solução Alternativa 2 com colunas granulares de brita, mas inferior à Solução Alternativa 1 que utiliza estacas de betão mais espaçadas. No entanto, ao avaliar o desempenho com relação aos excessos de pressões neutras geradas pela construção do aterro, observa-se com o uso das colunas DSM um ligeiro aumento do tempo de consolidação, o que pode tornar esta abordagem inviável quando existem as restrições de tempo.

Para facilitar a comparação entre todos os cenários examinados, incluindo a ausência de reforço, a solução adotada no projeto original e as soluções alternativas 1, 2 e 3, o Capítulo 5 apresentam-se gráficos comparativos, que têm como objetivo proporcionar uma interpretação mais clara dos resultados e auxiliar na formulação das conclusões finais.

5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÃO

Neste capítulo, será realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos numericamente para as diversas soluções construtivas estudadas para o aterro de forma a determinar a viabilidade e eficácia de cada abordagem. Serão apresentados gráficos comparativos que ilustram a evolução dos assentamentos na base do aterro, os deslocamentos horizontais e as pressões intersticiais ao longo do tempo para cada uma das soluções propostas. Com base nesses dados, será possível formular conclusões fundamentadas sobre qual solução oferece o melhor equilíbrio entre eficiência, custo e segurança. Convém referir que se a análise fosse efetuada para o topo do aterro as conclusões seriam diferentes. Não obstante, optou-se por manter a análise na base do aterro por corresponder à secção onde o efeito do solo mole de fundação se faz sentir com mais relevo.

5.1 Assentamentos na base do aterro viário

Os assentamentos constituem um fator crucial na funcionalidade de estruturas como viadutos rodoviários. Deformações verticais excessivas no aterro não apenas comprometem a integridade estrutural, gerando fissuras, como também podem resultar em problemas significativos que afetam diretamente a segurança e a operacionalidade das vias. Em viadutos rodoviários, os assentamentos podem levar a irregularidades na superfície da estrada, afetando a segurança da via. Dessa forma, na Figura 5.1 compara-se a evolução temporal dos assentamentos obtidos por via numérica para os diversos cenários em estudo.

Conforme pode ser observado, na ausência de reforço na fundação, os assentamentos máximos seriam de cerca de 24 centímetros, estabilizando-se após 360 dias. No final da construção, esses valores já alcançavam 18 centímetros. Em projetos com restrições temporais para estabilização dos assentamentos, tais magnitudes seriam inaceitáveis, pois acarretariam em assentamentos diferenciais excessivos entre o aterro e a estrutura do viaduto. Portanto, a implementação de um aterro estruturado mostrou-se necessária.

As soluções que utilizaram estacas de betão exibiram os melhores resultados em termos de assentamentos, com máximos de 1,65 centímetros para a solução adotada no projeto (estacas espaçadas em 1,65 metros e 1,05 metros para as estacas das extremidades) e 2,15 centímetros

para a solução alternativa com estacas mais espaçadas (2,85 metros de espaçamento eixo a eixo). Isso indica que a utilização de estacas de betão mais espaçadas não comprometeria a funcionalidade da estrutura, além de resultar em economia de custos devido à menor quantidade de estacas por área. Em ambas as soluções os assentamentos máximos praticamente coincidem com o término da construção, eliminando a necessidade de espera para estabilização de assentamentos, o que é vantajoso para obras com reduzidos prazos de execução.

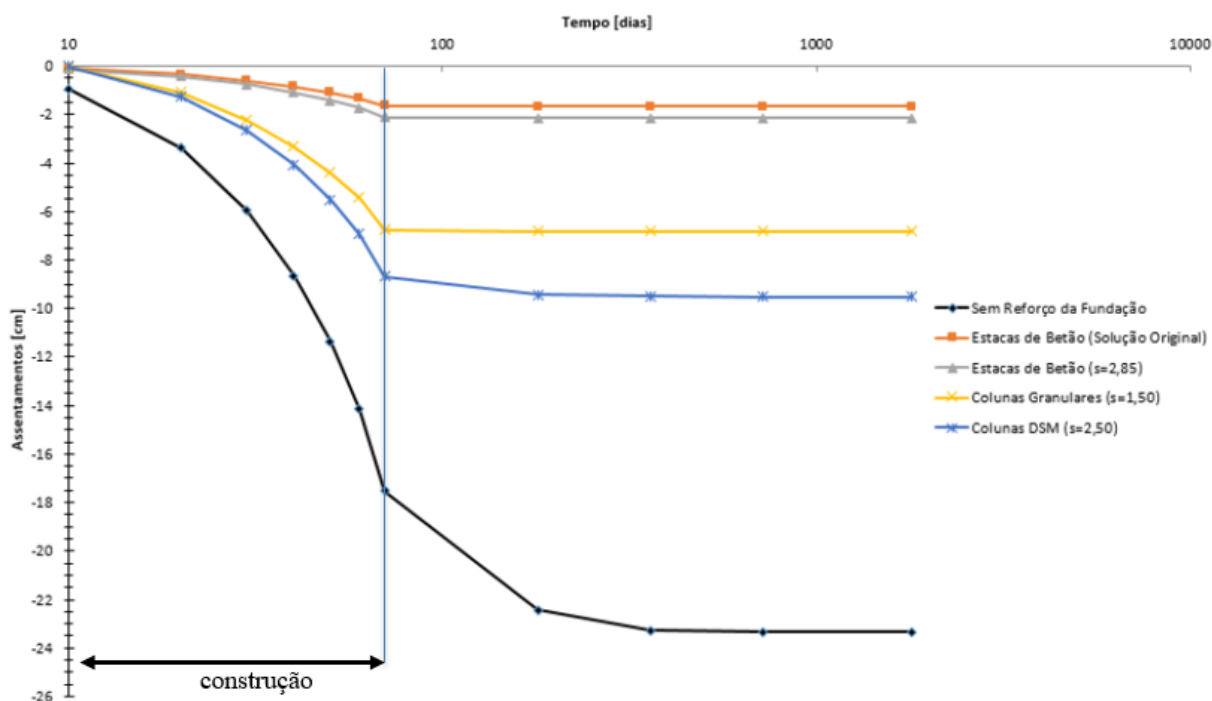


Figura 5.1 – Evolução dos assentamentos com o tempo para cada solução

Por outro lado, as soluções com colunas granulares e colunas DSM apresentaram assentamentos superiores aos das estacas de betão, mas ainda dentro de limites aceitáveis para o funcionamento adequado da estrutura. As colunas granulares, com espaçamento de 1,50 metros eixo a eixo, registraram assentamentos máximos de aproximadamente 7 centímetros, atingidos no fim da construção (70 dias), sem necessidade de um período adicional para estabilização de deformações devido ao processo de consolidação. Já nas colunas DSM, os assentamentos máximos foram de cerca de 9,5 centímetros, estabilizando-se em 180 dias, com assentamentos de 8,5 centímetros observados ao final da construção do aterro. A diferença de 1 centímetro entre esses períodos não é significativa, sugerindo que a espera pela estabilização completa (fim da consolidação primária) não seria essencial.

5.2 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais representam uma variável crítica a ser considerada, especialmente em estruturas como pontes e viadutos, onde frequentemente as fundações da superestrutura são compostas por estacas. Deslocamentos horizontais além do previsto podem afetar significativamente a integridade estrutural, induzindo esforços horizontais nas estacas que não foram contemplados no projeto original. A Figura 5.2 ilustra a evolução dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo para cada uma das soluções analisadas.

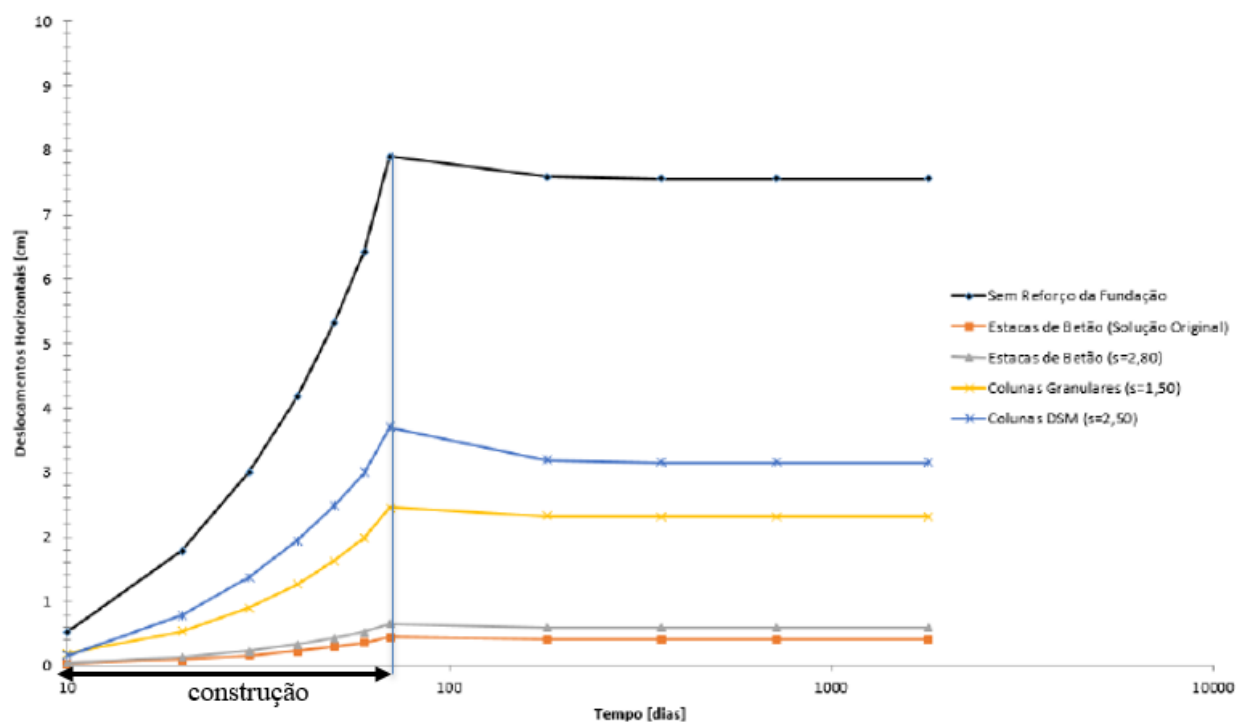


Figura 5.2 – Evolução dos deslocamentos horizontais com o tempo para cada solução

De acordo com a análise, os deslocamentos horizontais máximos foram registrados ao final da construção em todos os cenários analisados, existindo uma ligeira diminuição da sua magnitude durante o processo de consolidação, o que aparentemente não é coerente com o comportamento típico observado *in situ* em obras similares. Na ausência de qualquer solução de reforço na fundação, estes deslocamentos atingiram valores de cerca de 8 centímetros.

Semelhante ao constatado em termos de assentamentos, as soluções de melhoria da fundação mostraram-se eficazes na redução dos deslocamentos horizontais. Com a implementação de estacas de betão, os deslocamentos foram quase inexistentes, registrando-se apenas 4,5 milímetros na solução adotada na obra e 6,5 milímetros com o uso de estacas de betão mais espaçadas, ambos considerados valores insignificantes. E entre as alternativas de melhoramento

da fundação, as colunas DSM apresentaram o maior deslocamento horizontal, com máximos de aproximadamente 3,5 centímetros, ligeiramente acima das colunas granulares, que registraram cerca de 2,5 centímetros de deslocamento máximo.

Portanto, enquanto as soluções com estacas de betão demonstram uma eficácia notável, mantendo os deslocamentos em níveis mínimos, as alternativas com colunas granulares e colunas DSM exibem valores maiores. Embora estes valores sejam mais elevados, eles ainda se encontram dentro de um intervalo geralmente aceitável para a maioria das estruturas de viadutos rodoviários. Contudo, é essencial avaliar o impacto desses deslocamentos em cada caso específico, pois em situações com requisitos estruturais mais rigorosos ou proximidade de estruturas sensíveis, até mesmo deslocamentos pequenos podem ser problemáticos.

5.3 Excesso das pressões intersticiais

A Figura 5.3 ilustra a evolução dos excessos de pressões intersticiais ao longo do tempo na base do aterro, especificamente na camada de solo argiloso, para cada cenário examinado. Este fator é de suma importância, visto que os excessos pressões intersticiais aumentam devido às tensões aplicadas no solo argiloso sob a carga do aterro e, ao dissiparem-se progressivamente, conduzem a uma redução no volume do solo, resultando no aumento das deformações com o incremento do tempo.

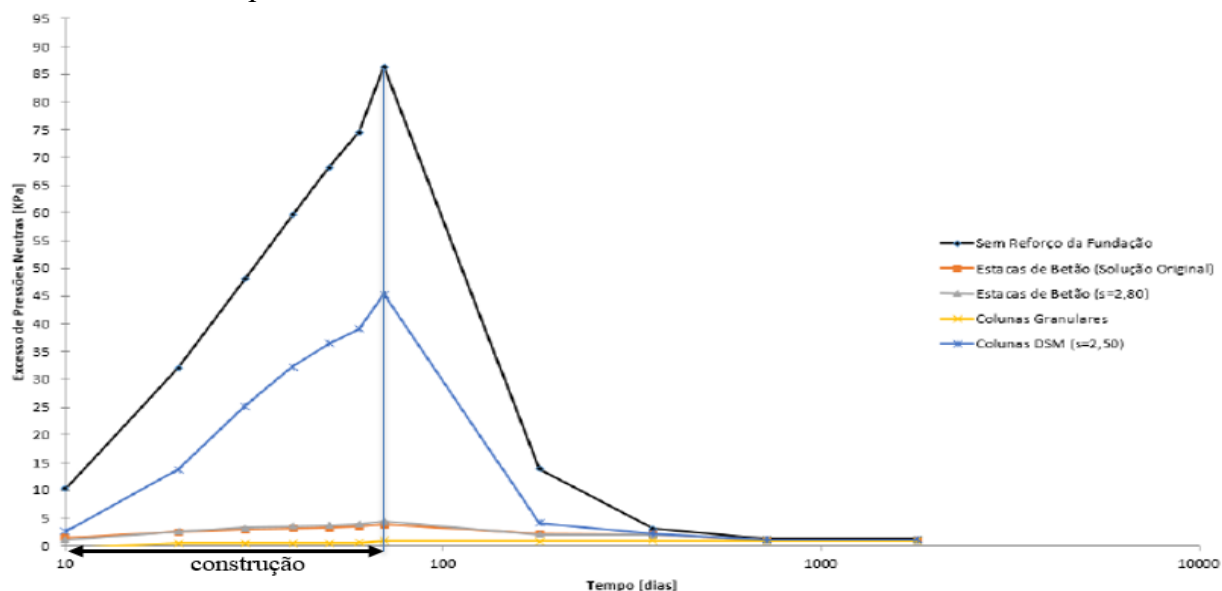


Figura 5.3 – Evolução dos excessos de pressões neutras abaixo do aterro, na camada argilosa, com o tempo para cada solução

Ao analisar os resultados, observa-se que os excessos de pressões intersticiais gerados pela construção do aterro são mais elevados na situação em que não se adota nenhuma técnica de

melhoramento da fundação. Os valores máximos são alcançados após a construção do aterro, em 70 dias, atingindo 86 kPa. Com a progressão do tempo e a ocorrência da consolidação, esses excessos de pressão começam a se dissipar, reduzindo para 14 kPa em 180 dias e são praticamente inexistentes em torno de 360 dias.

Nos cenários que adotam o uso de estacas de betão como reforço da fundação, tanto na solução original quanto na versão com estacas mais espaçadas, os excessos de pressões intersticiais estimados são menores que nos restantes casos. Esse fenómeno deve-se ao efetivo efeito de arco (Figura 4.14 e Figura 4.22), em consequência da elevada diferença de rigidez entre as estacas de betão e o solo de fundação. Tal diferença faz com que as tensões geradas pelo carregamento sejam predominantemente absorvidas pelas estacas, reduzindo as tensões na camada argilosa e, por sua vez, resultando em menores excessos de pressões intersticiais.

As colunas granulares de brita também apresentaram valores praticamente nulos de pressões intersticiais. No entanto, a baixa magnitude destes valores deve-se a um motivo distinto das estacas de betão. No caso das colunas granulares, os excessos de pressões intersticiais são dissipados quase integralmente durante a construção do aterro, camada por camada. Isso acontece porque as colunas de brita funcionam como grandes drenos verticais, graças à sua elevada permeabilidade, que faz com que sirvam de caminhos preferenciais de fluxo de água, facilitando a rápida dissipação das pressões intersticiais geradas pelo processo construtivo.

Entre as soluções alternativas analisadas, as colunas DSM registraram os valores mais elevados de excesso de pressões intersticiais devido à construção do aterro. Os valores máximos estimados, cerca de 45 kPa, foram observados após a conclusão do aterro (70 dias), reduzindo-se para 4 kPa em 180 dias e estabilizando posteriormente. Diferentemente das estacas de betão, que têm alta rigidez em relação ao solo de fundação, ou das colunas granulares de brita, que possuem permeabilidade elevada, as colunas DSM não apresentam estas características. Isso explica o desempenho inferior das colunas DSM em termos de pressões intersticiais máximas, em comparação com as outras soluções. Além disso, o tempo necessário para a dissipação dessas pressões pode ser uma limitação em projetos com menores prazos para conclusão das obras.

5.4 Comparativo de estimativa de custos

Na engenharia civil, a avaliação de custos é um aspecto fundamental na seleção de uma solução construtiva. Nesta secção, será realizada uma comparação dos custos envolvidos nas diversas soluções alternativas apresentadas, considerando uma área de implantação de 250m², para a largura adotada nas secções em estudo. Esta análise abrange as diferentes secções analisadas

para cada uma das soluções: estacas de betão mais espaçadas, colunas de brita e colunas DSM, considerando os espaçamentos adotados para cada uma delas. O objetivo é fornecer uma visão sobre a viabilidade económica de cada método estudado.

Para a realização da comparação de custos das soluções construtivas, foram utilizados valores de referência da tabela SICRO3 (Sistema de Custos Rodoviários) para as colunas DSM e colunas granulares de brita, e do sistema ORSE (Orçamento de Obras Rodoviárias do Estado de Sergipe) para as estacas de betão. A tabela SICRO3 é uma ferramenta desenvolvida pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) do Brasil, que fornece um banco de dados abrangente com custos unitários de materiais e composições de custos para obras rodoviárias. Por outro lado, o ORSE é um sistema utilizado no estado de Sergipe, Brasil, que oferece uma base de dados regionalizada para a elaboração de orçamentos de obras rodoviárias, incluindo informações detalhadas sobre custos de materiais e serviços específicos da região. Ambos são referências importantes no setor de engenharia civil Brasileira, auxiliando na elaboração de orçamentos precisos e confiáveis para diversos tipos de projetos de construção. O Quadro 5.1 apresenta os valores de referência adotados. É importante ressaltar que na ausência de dados para colunas DSM, optou-se por considerar os dados relativos a colunas de jet grouting, a qual possui algumas semelhanças com as colunas DSM.

Quadro 5.1- Valores de referência para cada solução adotada

Serviço	Valor por metro (R\$/m)
Execução de estaca hélice contínua monitorada Ø 400mm, concreto fck=20Mpa	254,05
Coluna de brita D = 80 cm executada com perfuratriz tipo bottom feed	82,44
Coluna de jet grouting vertical em solo - D = 80 cm - perfuração e injeção	650,12

Com base nas especificações de dimensão (espaçamento e comprimento) para cada solução, procedemos aos cálculos para determinar o custo total para uma área de 250m². Estes cálculos consideram a quantidade de estacas ou colunas necessárias, o comprimento de cada uma e, por fim, o custo total estimado para a área especificada. Os resultados desses cálculos são resumidamente apresentados no quadro subsequente, oferecendo uma visão comparativa dos custos associados a cada uma das soluções construtivas estudadas.

Quadro 5.2 - Valores totais estimados para uma área de 250m²

Solução	Espaçamento (m)	Comprimento (m)	Valor total (R\$)
Estacas de betão mais espaçadas	2,85	18	160.051,50
Colunas granulares de brita	1,50	11	107.129,88
Colunas DSM (<i>Deep Soil Mixing</i>)	2,50	11	343.263,36

Do ponto de vista económico, os custos variam consideravelmente entre as soluções propostas. Conforme evidenciado no Quadro 5.2, a utilização de estacas de betão mais espaçadas apresentam um custo mediano. Em contraste, as colunas DSM acarretam o custo mais elevado, enquanto as colunas granulares de brita representam a opção mais económica. É importante destacar, no entanto, que o custo não é o único critério decisivo.

A escolha da solução construtiva ideal deve ser baseada no equilíbrio ponderado entre custo e eficiência técnica, que se enquadre nos padrões exigidos para a situação específica. No aspecto do desempenho técnico, a solução com estacas de betão mais espaçadas destacou-se como a mais eficaz, a qual registou os menores valores de assentamentos e deslocamentos horizontais, além de baixos valores de excessos pressões intersticiais (isto é, consolidação muito rápida). Já as colunas granulares de brita podem ser uma opção viável para projetos com limitações orçamentárias mais severas, desde que atendam aos padrões de desempenho requeridos.

5.5 Conclusões

A análise detalhada realizada neste estudo, juntamente com os resultados obtidos, permite-nos extrair conclusões fundamentais sobre cada uma das soluções alternativas abordadas. Estas conclusões fornecem diretrizes claras para a tomada de decisão em situações futuras análogas ao caso estudado.

Considerando a Solução Alternativa 1, que utiliza estacas de betão com espaçamento de 2,65 metros, destaca-se que:

- Os assentamentos na base do aterro foram os mais reduzidos entre todas as soluções alternativas examinadas. Estes valores, comparáveis aos da solução original, são suficientemente baixos para não comprometer a funcionalidade da estrutura.
- Os assentamentos ocorreram fundamentalmente durante a fase de execução do aterro, sem incidências adicionais após sua conclusão.
- A solução apresentou os menores deslocamentos horizontais entre as alternativas, com magnitudes comparáveis à solução original.
- Com relação ao excesso de pressões neutras geradas pela construção do aterro, este mostra-se pouco significativo, um indicativo de que o processo de consolidação primária tem pouco impacto no comportamento da obra.
- A alta rigidez das estacas de betão, em comparação com o solo de fundação, resultou em concentração de tensões no topo das estacas, uma consequência direta do efeito de arco.

- Quando se considera a estimativa de custo, esta solução apresentou um valor intermediário. Contudo, ao ponderar custo versus benefício, seu desempenho mostrou-se bastante vantajoso, equilibrando de forma eficiente o investimento com os resultados obtidos.

Em relação à Solução Alternativa 2, caracterizada pelo emprego de colunas granulares de brita com 80 centímetros de diâmetro e espaçamento de 1,50 metros, observa-se que:

- Os assentamentos observados na base do aterro, foram maiores do que na primeira solução alternativa. No entanto, é relevante enfatizar que esses valores são consideravelmente menores em comparação à opção de não utilizar qualquer reforço na fundação. É importante ressaltar que estes mantêm-se dentro dos parâmetros aceitáveis para a estrutura analisada.
- Assim como observado na solução com estacas de betão mais espaçadas, todos os assentamentos ocorreram exclusivamente durante a fase de construção do aterro. Não foram detectados assentamentos adicionais após a sua conclusão, indicando um comportamento estável da estrutura a longo prazo.
- Em relação aos deslocamentos horizontais, houve uma redução significativa comparada com a situação onde não se adota reforço de fundação. Apesar de serem maiores que os observados na primeira solução alternativa, os deslocamentos horizontais ainda estão dentro de uma margem aceitável para a estrutura.
- As colunas granulares de brita mostraram ser eficientes na dissipação do excesso das pressões neutras. À medida que o aterro era construído, os excessos das pressões neutras eram dissipados de forma instantânea. Isso demonstra a capacidade das colunas granulares de brita em atuar como drenos verticais eficientes, devido à sua elevada permeabilidade, que cria caminhos preferenciais para o fluxo de água.
- Do ponto de vista económico, esta solução destaca-se por apresentar o menor custo entre as alternativas consideradas, sendo recomendada em cenários que permite uma maior flexibilidade em termos de deformações, aliada a restrições orçamentais mais rigorosas.

No que se refere à Solução Alternativa 3, que consiste em colunas DSM de 80 centímetros de diâmetro, espaçadas em 2,50 metros, identificou-se que:

- Embora os assentamentos estimados nesta solução tenham sido os maiores entre as alternativas, ainda representam uma melhoria significativa em relação à ausência de qualquer reforço na fundação. Importante destacar que estes assentamentos permanecem dentro dos limites aceitáveis para a estrutura em questão.

- Diferente das demais soluções alternativas, os assentamentos não ocorrem em sua totalidade durante a fase construtiva. Após o término da construção, foram observados assentamentos adicionais devido ao processo de consolidação primária, embora com magnitude reduzida.
- Os deslocamentos horizontais registrados, apesar de serem maiores em comparação às outras soluções, foram considerados de pouca relevância para o cenário em estudo. Esta solução demonstrou eficácia na redução dos deslocamentos horizontais quando comparada à opção sem reforço de fundação.
- Em termos de excesso das pressões neutras geradas pela construção do aterro, esta solução apresentou o desempenho menos favorável. Os picos de excesso das pressões neutras foram mais altos e prolongados, refletindo a menor eficiência da solução em termos de permeabilidade e rigidez em comparação com as demais alternativas. A dissipação destas pressões ocorreu gradualmente ao longo do tempo.
- Do ponto de vista económico, a Solução Alternativa 3 mostrou-se a mais onerosa. Fatores como a necessidade de equipamentos especializados e a escassez de prestadores de serviço qualificados na região contribuíram para um custo elevado, tornando esta solução menos viável em contextos de orçamento limitado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M.S.S. (1996). “Aterros sobre solos moles – da concepção a avaliação do desempenho”. UFRJ, Rio de Janeiro.

Almeida, M.S.S. e Marques, M.E.S. (2010). “Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho”. Oficina de Textos, São Paulo.

Assis, V. (2016). “Aterro estruturado em solo mole sobre colunas DSM”. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro.

Bersan S., Cola S., Simonini P., Gottardi G. e Tonni L (2012). “Secondary compression of Venice lagoon sands and silts from CPTU”. 4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, ISC-4, Vol. 1, pp. 383-389.

Bjerrum, L. (1973). “Problems of soil mechanics and construction on soft clays”. Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, Vol. 3, pp. 111-159.

Chen, B.S. e Mayne, P.W. (1996). “Statistical relationship between piezocone measurements and stress history of clay”. Canadian Geotechnical Journal. Vol.33, pp. 488-498.

Duncan, J.M. e Buchignani A.L. (1975). “An Engineering Manual for Slope Stability Studies”. University of California, Department of Civil Engineering.

Fagundes, D. (2016). “Modelagem centrífuga de aterros estruturados”. Tese de Doutorado, UFRJ, Rio de Janeiro.

Geotechdata.info. (2013). <http://geotechdata.info/parameter/angle-of-friction.html>. Disponível em 23/11/2023.

Hartmann, D.A. (2012). “Modelagem Centrífuga de Aterros Estruturados com Reforço de Geossintéticos”. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro.

-
- Houlsby, G.T. e Teh, C.I. (1988). "Analysis of the piezocone in clay". ISOPT-1, Orlando, Vol. 2, pp. 777-783.
- Jackson, A.B. (1969). "Undrained shear strength of a marine sediment". Dissertação de Mestrado, Monash University, Melbourne.
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germaine, J.T.; Lancellotta, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils". 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153.
- Kempfert, H.G. e Gebreselassie, B. (2006). "Excavations and Foundations in Soft Soils". Springer, Berlin.
- Kulhawy, F.H. e Mayne, P.W. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design". Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, pp. 306.
- Leroueil, S.; Kabbaj, M.; Tavenas, F. e Bouchard, R. (1985). "Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays". Géotechnique, Vol. 35, No. 2, pp. 159-180.
- Leroueil, S. e Rowe, R.K. (2001). "Embankments over soft soil and peat. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook", R.K. Rowe (ed.), Kluwer Norwell, MA: Kluwer Academic: pp. 463-499.
- Machado, L. M.(2016). "Modelagem física em centrífuga geotécnica de reforço de solos moles com colunas granulares". Projeto de Graduação, UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 108.
- Matos Fernandes, M. (2012). "Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais", Vol. 1, FEUP edições, Porto.
- Mayne, P.W. e Campanella, R.G. (2005). "Versatile site characterization by seismic piezocone". In: Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Vol. 2, pp. 721-724.
- Mayne, P.W. (2007). "NCHRP Synthesis 368 on Cone Penetration Testing". Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC, pp. 45.
- Mayne, P. e Mitchell, J. (1988). "Profiling overconsolidation ratio in clays by field vane". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25, pp. 150-157.

Mitchell, J.K. e Gardner, W.S. (1975). "In situ measurements of volume change characteristics". State-of-the-Art Report, Session V, ASCE Special Conference on In Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh.

Parez, L. e Fauriel, R. (1988). "Avantages de l'application du piézocône aux tests in situ". Revue Française de Géotechnique, no. 44, pp. 13-27.

Pires, L.G.S. (2017). "Comportamento de aterro experimental sobre solo mole tratado com colunas de brita". Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro.

Robertson, P.K. (1990). "Soil classification using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, no. 1, pp. 151-158.

Robertson, P. K. e Wride, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canadian Geotech. Journal, Ottawa, Vol. 35, no. 3, pp. 442-459.

Robertson, P. K. (2004). "Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the CPT". International Conference on Site Characterization. Porto, Portugal.

Robertson, P.K. (2010). "Soil behaviour type from the CPT: an update". Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA.

Robertson, P.K e Cabal, K.L. (2015). "Guide to Cone Penetration Testing". 6th Ed. Gregg Drilling & Testing, Signal Hill.

Robertson, P.K e Cabal, K.L. (2022). "Guide to Cone Penetration Testing". 7th Ed. Gregg Drilling & Testing, Signal Hill.

Spotti, A.P. (2002). "Aterro suportado por estacas com capitéis e reforço". 1º Seminário de Qualificação ao Grau de Doutor em Ciências em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Tavenas, F. e Leroueil, S. (1987). "State-of-the-Art report: Laboratory and in situ stress strain-time behaviour of soft clays". International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, pp. 3-48.



Terzaghi, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, New York.

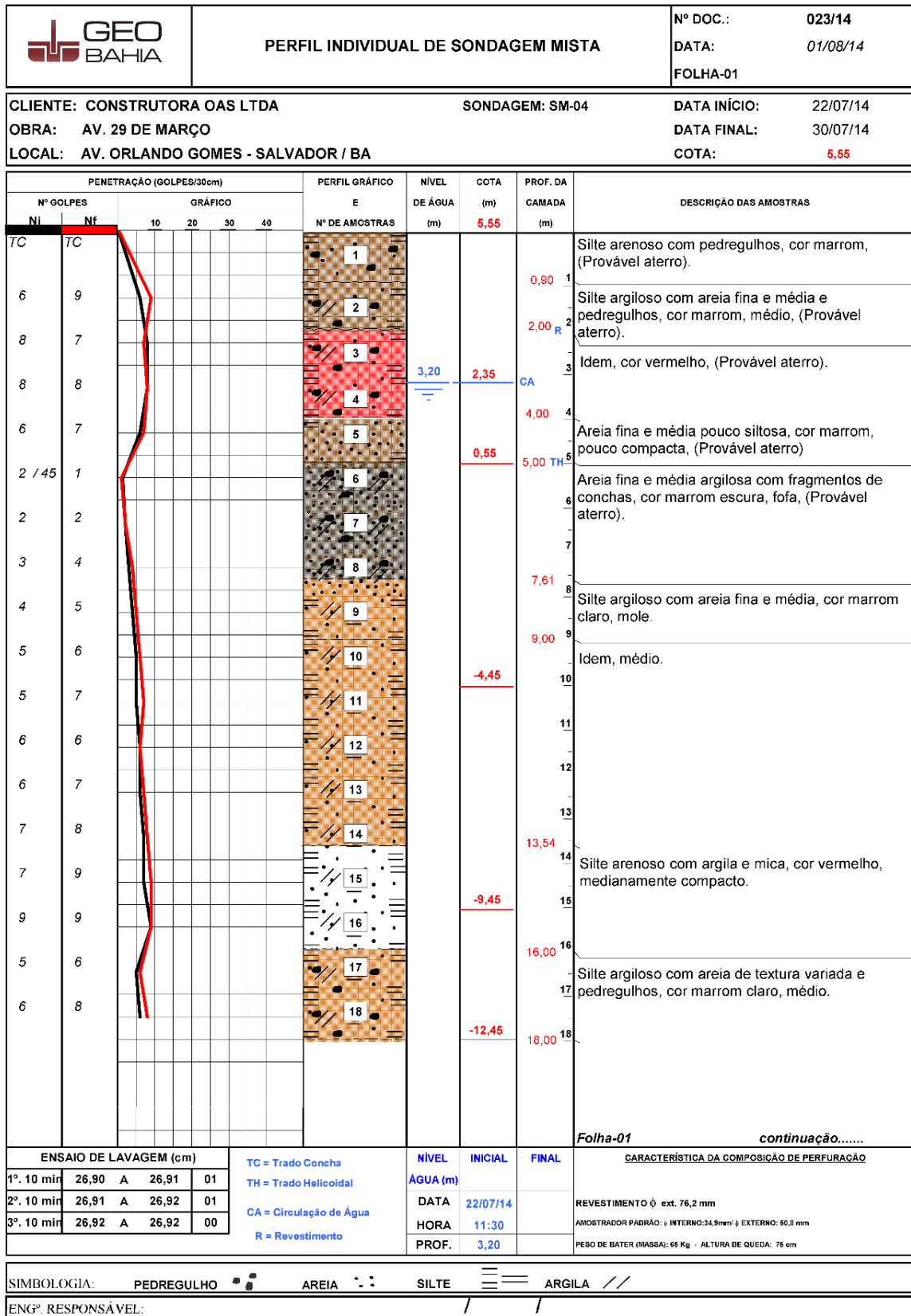
Thorburn, S. (1975). "Building structures supported by stabilized ground". *Géotechnique*, Vol. 25, no. 1, pp. 83-94.

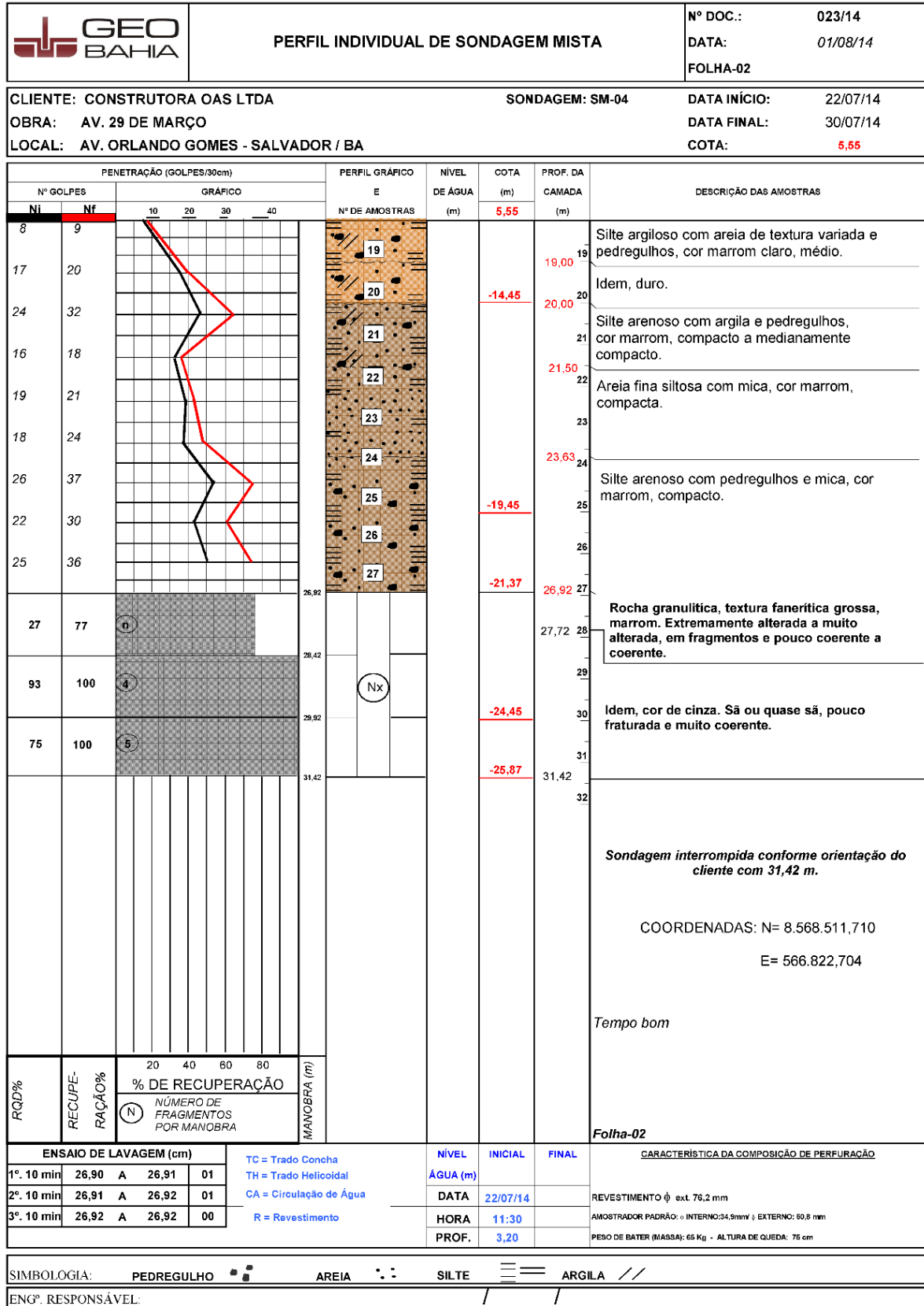
Tonni L. e Simonini P. (2013). "Evaluation of secondary compression of sands and silts from CPTU". *Geomechanics and Geoengineering*, pp. 141-154.

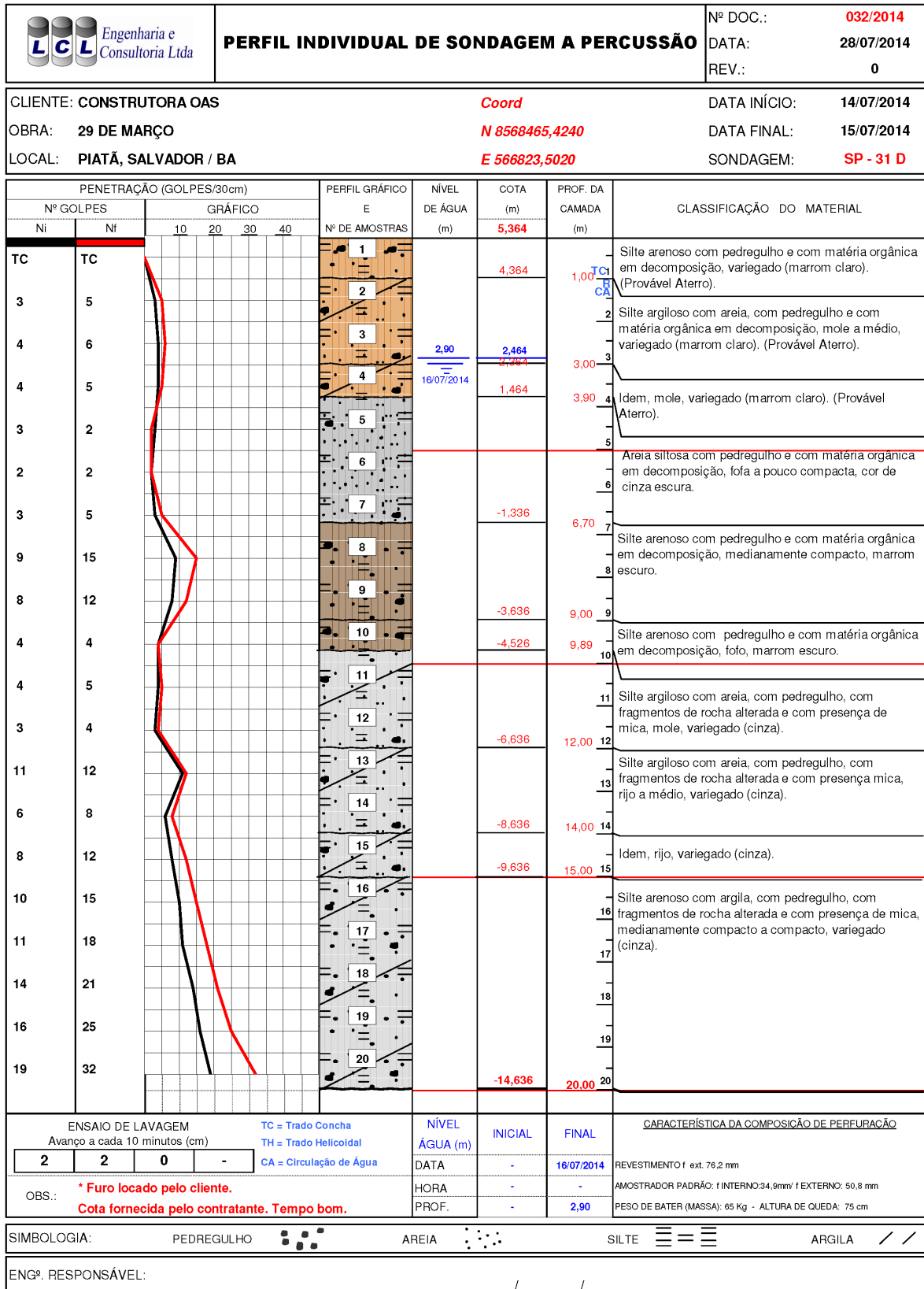
ANEXO A

Neste anexo são apresentados todos os ensaios de sondagem.

		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAÇÃO MISTA			Nº DOC.: 023/14 DATA: 28/08/14			
CLIENTE: CONSTRUTORA OAS LTDA OBRA: AV. 29 DE MARÇO LOCAL: AV. ORLANDO GOMES - SALVADOR / BA				SONDAÇÃO: SM-02E		DATA INÍCIO: 18/08/14 DATA FINAL: 25/08/14 COTA: 6,01		
PENETRAÇÃO (GOLPES/30cm)				PERFIL GRÁFICO	NÍVEL	COTA	PROF. DA	
Nº GOLPES		GRÁFICO		E	DE ÁGUA	(m)	CAMADA	
NI	Nf	10	20	30	40	Nº DE AMOSTRAS	(m)	
		SOLO						
								SOLO
—	32	8					30,92	31
—	79	8					31,92	32
61	78	7					32,92	33
94	94	4					33,92	34
							34,92	35
							-28,91	
Descrição das amostras: Rocha granulítica, textura fanerítica média grossa, com veio de quartzo, cor variegada (bege). Extremamente alterada, em fragmentos e Idem, muito alterada e muito coerente. Idem, cor de cinza. Sã ou quase sã, pouco fraturada a ocasionalmente fraturada e muito coerente.								
Sondagem interrompida conforme orientação do cliente com 34,92 m.								
COORDENADAS: N= 8.568.498,430 E= 566.793,403								
Tempo bom								
RCP%	RECUPERAÇÃO	% DE RECUPERAÇÃO		MANOBRA (m)				
		NÚMERO DE FRAGMENTOS POR MANOBRA						
ENSAIO DE LAVAGEM (cm)				TC = Trado Concha TH = Trado Helicoidal CA = Circulação de Água R = Revestimento		CARACTERÍSTICA DA COMPOSIÇÃO DE PERFURAÇÃO		
1°. 10 min	A			NÍVEL INICIAL		FINAL		
2°. 10 min	A			NÍVEL DE ÁGUA (m)				
3°. 10 min	A			DATA		REVESTIMENTO Ø ext. 76,2 mm		
				HORA		AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9mm / Ø EXTERNO 59,8 mm		
				PROF.		PESO DE BATER (MASSA): 55 Kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm		
SIMBOLOGIA: PEDREGULHO ●●● AREIA ○○○ SILTE ≡≡≡ ARGILA //								
ENG. RESPONSÁVEL: 								

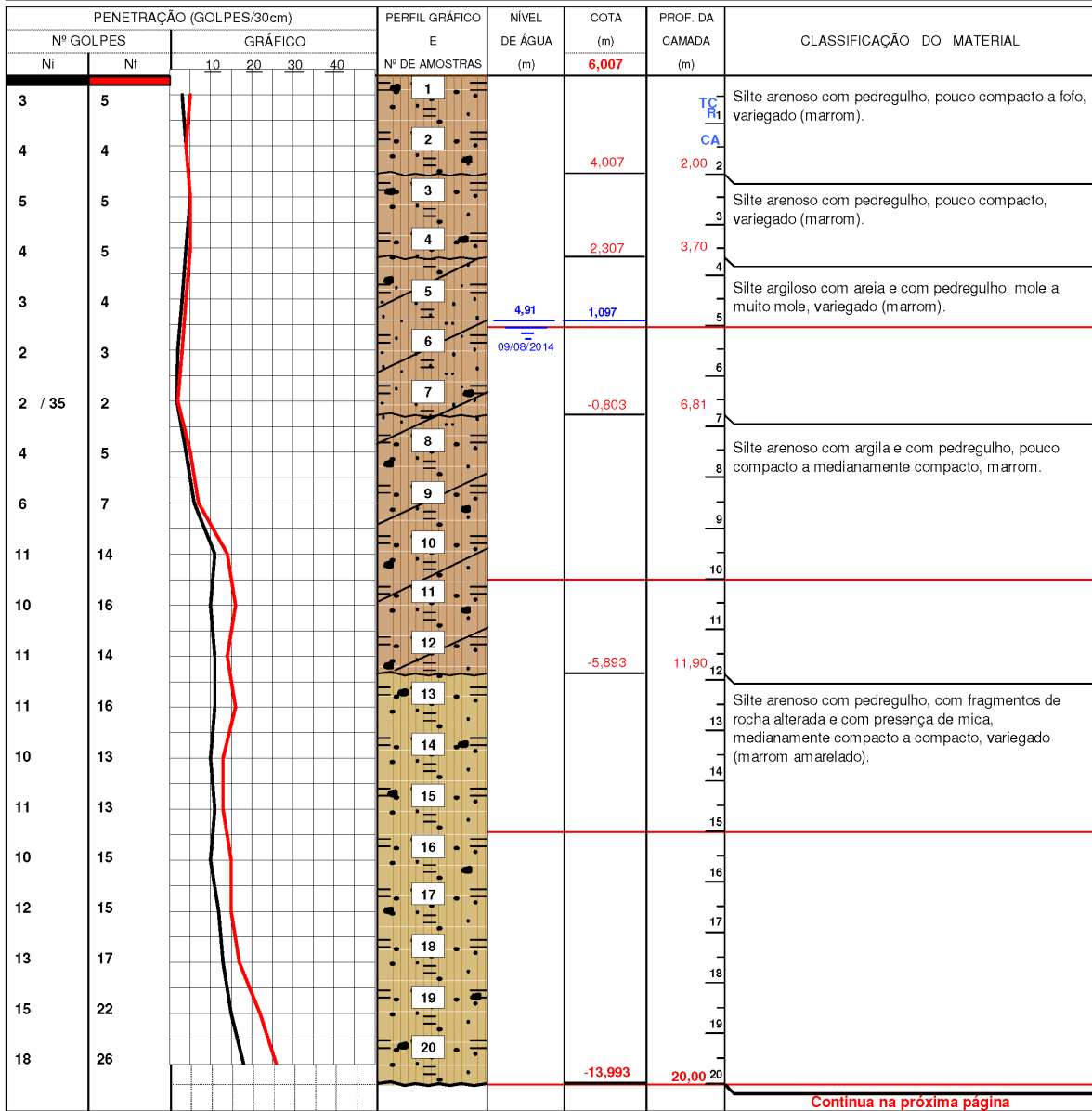






	PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO		Nº DOC.: 032/2014
			DATA: 14/08/2014
			REV.: 0

CLIENTE: CONSTRUTORA OAS	Coord	DATA INÍCIO: 04/08/2014
OBRA: 29 DE MARÇO	N 8568498,430	DATA FINAL: 08/08/2014
LOCAL: AV. ORLANDO GOMES, SALVADOR / BA	E 566793,403	SONDAGEM: SP - 02E




Continua na próxima página

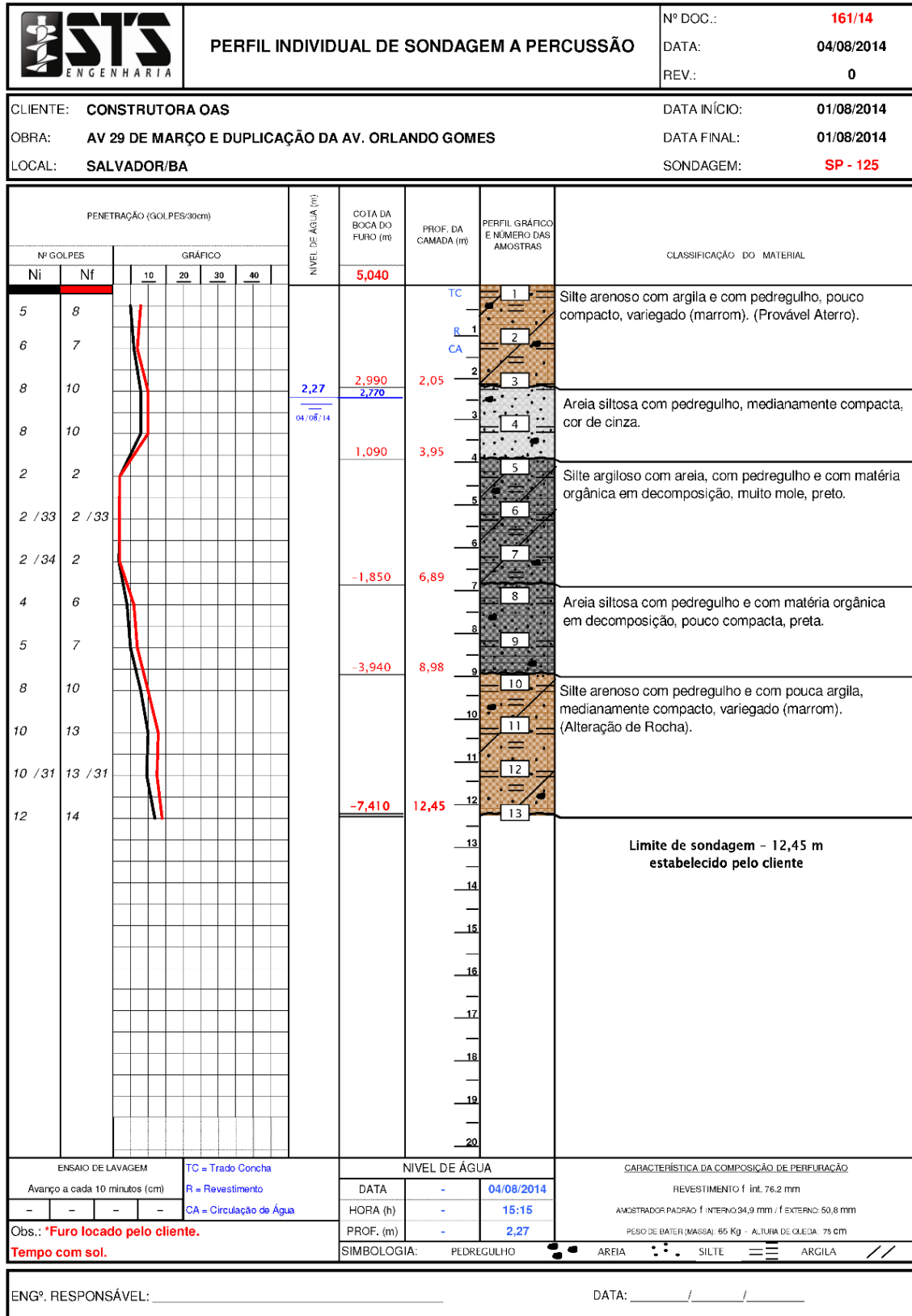
ENSAIO DE LAVAGEM Avanço a cada 10 minutos (cm)				TC = Trado Concha TH = Trado Helicoidal CA = Circulação de Água	NÍVEL ÁGUA (m)	INICIAL DATA	FINAL DATA	CARACTERÍSTICA DA COMPOSIÇÃO DE PERFURAÇÃO REVESTIMENTO f ext. 76,2 mm AMOSTRADOR PADRÃO: f INTERNO:34,9mm/ f EXTERNO: 50,8 mm PESO DE BATER (MASSA): 65 Kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm
2	1	0	-			-	09/08/2014	
OBS.: * Furo locado pelo cliente. Cota fornecida pelo cliente. Tempo bom.								
							4,91	

SIMBOLOGIA:	PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA
-------------	------------	-------	-------	--------

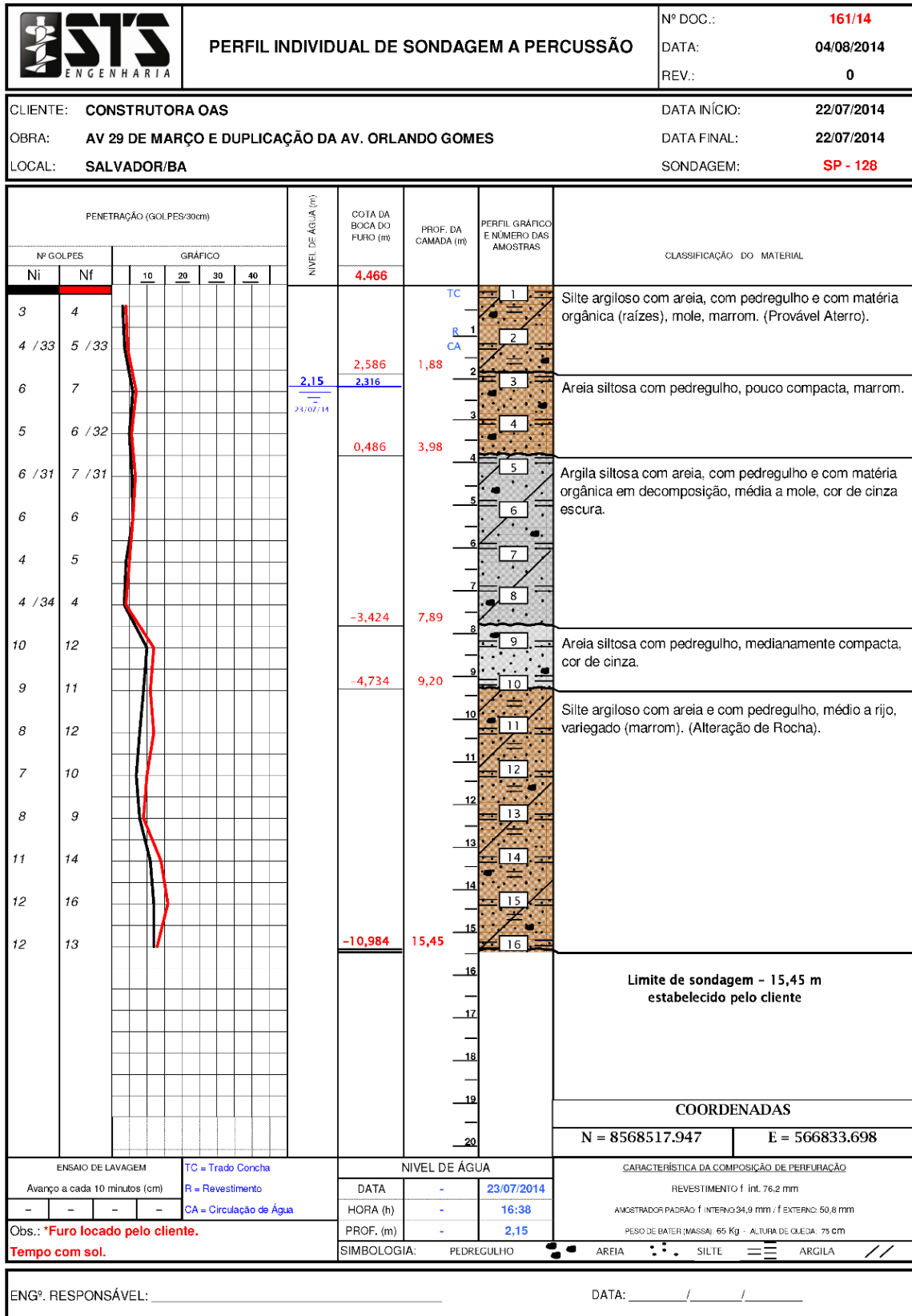
ENGº. RESPONSÁVEL: _____

		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO				Nº DOC.: 032/2014
						DATA: 14/08/2014
						REV.: 0
CLIENTE: CONSTRUTORA OAS		<i>Coord</i>		DATA INÍCIO: 04/08/2014		
OBRA: 29 DE MARÇO		<i>N 8568498,430</i>		DATA FINAL: 08/08/2014		
LOCAL: AV. ORLANDO GOMES, SALVADOR / BA		<i>E 566793,403</i>		SONDAGEM: SP - 02E Cont.		
PENETRAÇÃO (GOLPES/30cm)		PERFIL GRÁFICO E Nº DE AMOSTRAS	NÍVEL DE ÁGUA (m)	COTA (m)	PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
Nº GOLPES Ni	GRÁFICO Ni					
				6,007		
19	29	21				21 Silte arenoso com pedregulho, com fragmentos de rocha alterada e com presença de mica, compacto a muito compacto, variegado (marrom amarelado).
21	33	22				22
22	31	23				23
19	29	24				24
17	26	25				25
17	24	26				26
21	29	27				27
25	36	28				28
30	37	29				29
44	33 / 18	30				30
30 / 13		31		-25,373	31,38	31
30 / 10		32				32
						33
						34
						35
						36
						37
						38
						39
						40
ENSAIO DE LAVAGEM Avanço a cada 10 minutos (cm)		TC = Trado Concha TH = Trado Helicoidal CA = Circulação de Água	NÍVEL ÁGUA (m)	INICIAL	FINAL	CARACTERÍSTICA DA COMPOSIÇÃO DE PERFORAÇÃO
2	1	0	-		09/08/2014	REVESTIMENTO f ext. 76,2 mm
OBS.: * Furo locado pelo cliente. Cota fornecida pelo cliente. Tempo bom.						AMOSTRADOR PADRÃO: f INTERNO:34,9mm/ f EXTERNO: 50,8 mm
						PESO DE BATER (MASSA): 65 Kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm
SIMBOLOGIA:		PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	
ENGº. RESPONSÁVEL:						


Rua Luiz Antônio Nogueira, nº 13, QD. 13, Lote 03, Loteamento Recreio Ipitanga - CEP: 42700-000 - L. de Freitas - BA. Telefax: (0xx71) 3378-3325/3173-6500/3173-6541
 site: www.lclengenharia.com.br / email: sondagem@lclengenharia.com.br



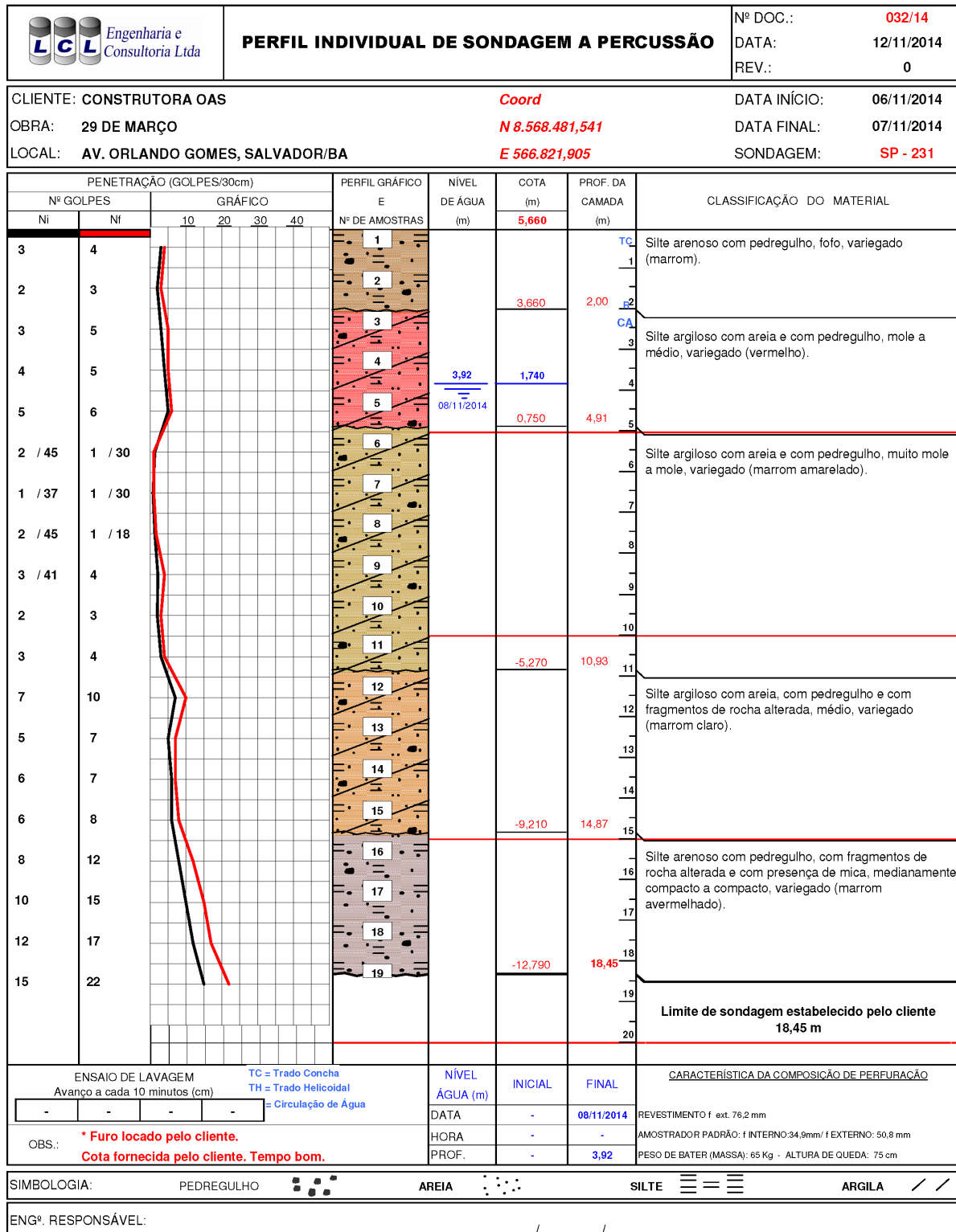
Avenida fortaleza, nº 229 - Itinga - L. de Freitas - BA. Tel: (0xx71) 3288-0470 / Fax: (0xx71) 3288-0229
 e-mails: sts@stsengenharia.com.br / sts@veloxmail.com.br



Avenida fortaleza, nº 229 - Itinga - L. de Freitas - BA. Tel: (0xx71) 3288-0470 / Fax: (0xx71) 3288-0229
 e-mails: sts@stsengenharia.com.br / sts@veloxmail.com.br

		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO				Nº DOC.: 032/14 DATA: 12/11/2014 REV.: 0		
CLIENTE: CONSTRUTORA OAS		Coord N 8.568.441,518		DATA INÍCIO: 05/11/2014				
OBRA: 29 DE MARÇO		E 566.814,883		DATA FINAL: 06/11/2014				
LOCAL: AV. ORLANDO GOMES, SALVADOR/BA		E 566.814,883		SONDAGEM: SP - 230				
PENETRAÇÃO (GOLPES/30cm)			PERFIL GRÁFICO E	NÍVEL DE ÁGUA (m)	COTA (m)	PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
Nº GOLPES	GRÁFICO							
Ni	Nf	10 20 30 40	Nº DE AMOSTRAS					
2	3		1		5,860	TC 1	Silte arenoso com pedregulho e com matéria orgânica (raízes), fofo, marrom.	
4	4		2		3,900	1,96 2		
6	7		3			CA 3	Areia siltosa com pedregulho e com matéria orgânica em decomposição, pouco compacta a medianamente compacta, marrom escura.	
8	6		4			4		
10	8		5	4,10 07/11/2014	1,760	5		
9	8		6			6		
9	10		7			7		
10	10		8		-2,140	8,00 8		
7	8		9		-2,930	8,79 9	Idem, pouco compacta, marrom escura.	
9	11		10			10		
11	12		11			11	Silte arenoso com argila, com pedregulho, com fragmentos de rocha alterada e com presença de mica, medianamente compacto, variegado (cor de cinza).	
12	13		12		-6,100	11,96 12		
12	17		13			13		
12	15		14			14	Silte arenoso com argila, com pedregulho, com fragmentos de rocha alterada e com presença de mica, medianamente compacto a compacto, marrom amarelado.	
15	20		15		-8,590	14,45 14		
							15	
							16	Limite de sondagem estabelecido pelo cliente 14,45 m
							17	
							18	
							19	
							20	
ENSAIO DE LAVAGEM Avanço a cada 10 minutos (cm)			TC = Trado Concha TH = Trado Helicoidal CA = Circulação de Água		NÍVEL DE ÁGUA (m)	INICIAL	FINAL	
OBS.: * Furo locado pelo cliente. Cota fornecida pelo cliente. Tempo bom.					DATA	-	07/11/2014	
					HORA	-	-	
					PROF.	-	4,10	
					CARACTERÍSTICA DA COMPOSIÇÃO DE PERFURAÇÃO			
					REVESTIMENTO f ext. 76,2 mm			
					AMOSTRADOR PADRÃO: f INTERNO 34,9mm/ f EXTERNO 50,8 mm			
					PESO DE BATER (MASSA): 65 Kg - ALTURA DE QUEDA: 75 cm			
SIMBOLOGIA:		PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA			
ENGº. RESPONSÁVEL:								

Rua Luiz Antônio Nogueira, nº 13, QD. 13, Lote 03, Loteamento Recreio Ipitanga - CEP: 42700-000 - L. de Freitas - BA. Telefax: (0xx71) 3378-3325/3173-6500/3173-6541
 site: www.lcengenharia.com.br / email: sondagem@lcengenharia.com.br



Rua Luiz Antônio Nogueira, nº 13, QD. 13, Lote 03, Loteamento Recreio Ipitanga - CEP: 42700-000 - L. de Freitas - BA. Telefax: (0xx71) 3378-3325/3173-6500/3173-6541
 site: www.lcengenharia.com.br / e-mail: sondagem@lcengenharia.com.br