



ANÁLISE DE ESTABILIDADE E COMPRESSIBILIDADE DE UM
ATERRO SOBRE SOLO MOLE NO PORTO DE SUAPE,
REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE

Claudia Martins Bhering Dominoni

Projeto de Graduação apresentado no Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores: Marcos Barreto de Mendonça e Maria Cristina Moreira Alves

Rio de Janeiro
Setembro de 2011

ANÁLISE DE ESTABILIDADE E COMPRESSIBILIDADE DE UM ATERRO SOBRE
SOLO MOLE NO PORTO DE SUAPE, REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE

Claudia Martins Bhering Dominoni

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

Prof. Maria Cristina Moreira Alves, D.Sc.

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
SETEMBRO DE 2011

Dominoni, Claudia Martins Bhering

Análise de Estabilidade e Compressibilidade de um Aterro sobre Solo Mole no Porto de Suape, Região Metropolitana do Recife/ Claudia Martins Bhering Dominoni. – Rio de Janeiro: UFRJ / Escola Politécnica, 2011.

Xii, 102 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Marcos Barreto de Mendonça e Maria Cristina Moreira Alves.

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2011.

Referências Bibliográficas: p. 101-102.

1. Introdução. 2. Revisão Bibliográfica. 3. Estudo de Caso. 4. Conclusões. I. Dominoni, Claudia Martins Bhering. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

“Quando amamos e acreditamos do fundo de nossa alma, em algo nos sentimos mais fortes que o mundo, e somos tomados de uma serenidade que vem da certeza de que nada poderá vencer a nossa fé. Esta força estranha faz com que sempre tomemos a decisão certa, na hora exata e, quando atingimos nossos objetivos ficamos surpresos com nossa própria capacidade.”

Paulo Coelho

Agradecimentos

Meu principal objetivo foi alcançado, mas não chegaria até aqui sem o apoio de muitas pessoas que foram determinantes para o meu sucesso às quais faço os seguintes agradecimentos.

Agradeço, primeiramente, a Deus por me guiar até aqui e ter me sustentado diante de tantos obstáculos iluminando sempre o meu caminho.

Agradeço aos meus queridos pais, Maria Guiomar e Claudio, pelo amor, incentivo, paciência, conselhos e apoio em todos os momentos da minha vida, sendo eles, os grandes responsáveis pela minha educação. Nunca esquecerei as suas sábias palavras e lembrarei sempre da seguinte frase: “A nossa maior riqueza é o estudo, pois, diferente do dinheiro, ele nunca é perdido”.

Ao meu irmão, Victor, pelo carinho, pelos momentos descontraídos e pela amizade.

Agradeço aos meus tios, primos, avós por acreditarem em mim e entenderem a minha ausência em vários momentos. Agradeço em especial a minha tia e madrinha, Ana Maria, por ter sido como uma mãe sempre disposta a me ajudar.

Aos Professores Marcos Barreto e Maria Cristina Alves, orientadores deste trabalho, pelas sábias lições que me foram passadas, pelas conversas amigas e tranquilizadoras, pelas dúvidas sanadas, pela disponibilidade para me atender sempre que necessário e, principalmente, pela competência na orientação desta pesquisa.

Aos Professores Ian Martins e Leonardo Becker pela avaliação e pelos esclarecimentos tirados ao longo do projeto. É uma honra muito grande ter meu trabalho discutido e avaliado por professores tão renomados.

Agradeço também aos demais mestres do curso de engenharia civil da UFRJ, aos quais sempre serei grata pelo conhecimento transmitido, principalmente aos professores da área de Geotecnia, os quais admiro muito e, além disso, foram eles, os grandes responsáveis pela minha paixão e dedicação a essa ênfase.

Às minhas grandes amigas de faculdade Raissa Louvise, Bianca Molinari e, principalmente, Larissa Macabú, que foi minha inseparável companheira de estudo e de lazer, transmitindo muita determinação e motivação para superar as adversidades.

Aos demais queridos amigos e colegas da graduação, em especial aqueles que estiveram sempre ao meu lado durante essa jornada: Paulo Vitor Cunha, Jaider Xavier, Vinícius Ribeiro, Carolina Falcão, Fernando Oliveira, Renato Arbex, Isabela Gonzalvez, Frederico Marques, Flávia Nascimento, Bruno Souza, Felipe Ladeira e Renato Goldbach, sem o apoio de vocês ao longo desses cinco anos, a faculdade não teria a mesma graça. Obrigada pelos grandes momentos de companheirismo, de

cooperação, de estudo, de tensão e, sobretudo, de descontração, pelas farras e festas, pelas bagunças e pela contagiante alegria.

Ao meu querido amigo vascaíno Djavan, obrigada por me tranquilizar antes das provas e obrigada pelos momentos de conversa nos intervalos.

Ao engenheiro Armando Neto pelos conhecimentos transmitidos e agradeço também a toda equipe de engenharia civil da Chemtech, empresa a qual foi responsável pela minha experiência profissional na área de geotecnia por quase dois anos.

Por fim, desejo externar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que também contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho e para a minha formação acadêmica.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica / UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE E COMPRESSIBILIDADE DE UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE NO PORTO DE SUAPE, REGIÃO METROPOILTANA DO RECIFE

Claudia Martins Bhering Dominoni

Setembro / 2011

Orientadores: Marcos Barreto de Mendonça
Maria Cristina Moreira Alves

Curso: Engenharia Civil

As argilas moles orgânicas são muito comuns ao longo de todo o litoral brasileiro. Os solos da região do Porto de Suape, no Estado de Pernambuco, são um caso exemplar desse tipo de formação. O presente trabalho visa dimensionar um aterro sobre o subsolo dessa região cuja baixa resistência ao cisalhamento do solo de fundação torna inviável a execução do mesmo em uma única etapa. Para tal dimensionamento, o trabalho atende a geometria (8,0m acima do nível do terreno), o prazo e as sobrecargas definidas pelo proprietário. Neste contexto, o projeto elaborado neste trabalho contemplou a execução do aterro em 3 etapas associada ao emprego de drenos verticais e inclusão de geogrelha como reforço na base. Desta forma, visou-se garantir a estabilidade do conjunto aterro- solo de fundação e acelerar os recalques. São apresentados os procedimentos de cálculo considerando o processo executivo escolhido. Diante da exiguidade de resultados de ensaios de campo e de laboratório, são discutidos os procedimentos para a estimativa dos parâmetros geotécnicos necessários ao projeto.

Palavras-chave: Adensamento, Estabilidade, Aterro, Argila mole.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of
the requirements for the degree of Civil Engineering.

ANALYSIS OF STABILITY AND COMPRESSIBILITY OF A EMBANKMENT ON SOFT
SOIL AT SUAPE, METROPOLITAN AREA OF RECIFE

Claudia Martins Bhering Dominoni

Setembro / 2011

Advisors: Marcos Barreto de Mendonça
Maria Cristina Moreira Alves

Course: Civil Engineering

Soft clays are very common throughout the Brazilian coast. The present work aims to design an embankment (8.0 m above ground level in 18 months) on soft clay foundation in Port of Suape region, located in Pernambuco, where this type of soil is found. The low shear strength of soil foundation becomes unfeasible the embankment construction in a single step. The embankment design, developed in the present study, considered the construction of the landfill in three stages associated to the use of vertical drains and geogrid in the basement. The objective was to ensure the stability of the landfill-soil foundation as well as to accelerate the settlements. The design procedures are presented considering the construction method chosen. It is also discussed the procedures for defining some geotechnical parameters as there was not sufficient laboratory and field tests data available.

Keywords: consolidation, stability, embankment, soft clay.

Índice

1. Introdução	1
2. Revisão Bibliográfica	2
2.1 Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	2
2.2 Adensamento	6
2.2.1 Definição do adensamento	6
2.2.2 Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi.....	8
2.2.3 História de tensões.....	9
2.2.4 Ensaio de adensamento	10
2.2.5 Previsão de recalques	14
2.3 Estabilidade.....	26
2.3.1 Modos de ruptura	26
2.3.2 Aterro construído em etapas.....	29
2.3.3 Aterro reforçado.....	29
2.4 Ensaios de campo	34
2.4.1 SPT (<i>Standard Penetration Test</i>).....	35
2.4.2 Ensaio de Palheta	35
2.4.3 Ensaio de Piezocone (CPTU)	39
3. Estudo de caso	46
3.1 Considerações iniciais	46
3.2 Características da obra.....	46
3.3 Características do subsolo.....	48
3.4 Resultados dos ensaios geotécnicos disponíveis	52
3.5 Geometria do modelo geomecânico	54
3.6 Parâmetros adotados do modelo geotécnico	54
3.6.1 Parâmetros da camada compressível.....	55
3.6.2 Parâmetros do aterro.....	60
3.7 Análises do projeto	60
3.7.1 Análise de compressibilidade	60
3.7.2 Recalque primário	63
3.7.3 Recalque secundário.....	78
3.8 Análise de estabilidade.....	79
3.8.2 Estudo preliminar.....	81
3.8.3 Estabilidade global e ganho de resistência em cada etapa.....	85
3.8.4 Estabilidade global no final da construção do aterro.....	93

4. Conclusões	96
5. Anexos	98
6. Referências Bibliográficas	102

Índice de Figuras

FIGURA 1- MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES (LEROUEIL,1997 APUD FUTAI, 2010).....	2
FIGURA 2 - ATERRO ESTAQUEADO COM CAPITÉIS.....	3
FIGURA 3 - EFEITO DA SOBRECARGA NA EVOLUÇÃO DOS RECALQUES COM O TEMPO.	4
FIGURA 4 - TENSÕES NO REFORÇO.....	4
FIGURA 5 - EXEMPLO DE GEODRENO.....	5
FIGURA 6 - PERCOLAÇÃO DA ÁGUA PELA AÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS.....	6
FIGURA 7 - ANALOGIA HIDROMECÂNICA DA DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS NO ADENSAMENTO. (A) EXEMPLO FÍSICO; (B) ANALOGIA HIDROMECÂNICA; ESTADO INICIAL; (C) CARGA APLICADA COM A VÁLVULA FECHADA; (D) VÁLVULA ABERTA; (E) EQUILÍBRIO; (F) TRANSFERÊNCIA DE CARGA.	7
FIGURA 8 - NÃO LINEARIDADE DA VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS COM O AUMENTO DA TENSÃO EFETIVA.	9
FIGURA 9 - ARGILA NORMALMENTE ADENSADA ($\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$).	10
FIGURA 10 - ARGILA SOBREADENSADA ($\sigma'_{vo} < \sigma'_{vm}$).....	10
FIGURA 11 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS SOB PONTOS NA BORDA E NO CENTRO DE UM ATERRO EM CONSTRUÇÃO (ORTIGÃO, 2007).	11
FIGURA 12 - OEDÔMETRO	11
FIGURA 13 - ENSAIO DE ADENSAMENTO – PROF. 7,50-8,00 M –PORTO DE SUAPE – PE (OLIVEIRA, 2006).....	12
FIGURA 14 - MÉTODO PACHECO SILVA (1970).....	14
FIGURA 15 - TIPOS DE RECALQUES	14
FIGURA 16 – DISTORÇÃO.....	15
FIGURA 17 - ÁBACO DE OSTERBERG.....	16
FIGURA 18 – GRÁFICO DA PORCENTAGEM DE ADENSAMENTO (U_v) COM O FATOR TEMPO (T_v).....	18
FIGURA 19 - ALTURA OU DISTÂNCIA DE DRENAGEM. (A) DUAS FACES DRENANTE; (B) UMA FACE DRENANTE.....	18
FIGURA 20 – INFLUÊNCIA DOS DRENOS VERTICAIS NA EVOLUÇÃO DOS RECALQUES (PERBONI, 2003). 18	
FIGURA 21 - ÁREA DE INFLUÊNCIA DO DRENO.....	20
FIGURA 22 - MALHA QUADRADA E TRIANGULAR, RESPECTIVAMENTE.	20
FIGURA 23 - DIÂMETRO EQUIVALENTE DE UM DRENO VERTICAL GEOSSINTÉTICO.....	21
FIGURA 24 - ESQUEMA DE UM ATERRO CONSTRUÍDO EM ETAPAS (ALMEIDA E MARQUES, 2010).....	23
FIGURA 25 - CURVA EXPERIMENTAL X CURVA TEÓRICA (MARTINS, 2005).	24
FIGURA 26 - EFEITO DE $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ PARA INCREMENTOS DE TENSÃO QUE ULTRAPASSAM A LINHA DE FIM DO PRIMÁRIO (MARTINS, 2005).....	24
FIGURA 27 - CONSTRUÇÃO DA LINHA DE FIM DO SECUNDÁRIO.	25
FIGURA 28 - MODOS DE RUPTURA DE ATERROS SEM REFORÇO: (A) DESLIZAMENTO LATERAL DO ATERRO, (B) RUPTURA DA FUNDAÇÃO E (C) RUPTURA GLOBAL ATERRO-FUNDAÇÃO (ALMEIDA, 2010).....	26
FIGURA 29 – RUPTURA GLOBAL (PERBONI,2003).....	28

FIGURA 30 - LAMELA DE BISHOP.....	28
FIGURA 31 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA, MÉTODO DE LOW <i>ET AL.</i> (1990) (PERBONI, 2003).	30
FIGURA 32 - PERFIL DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DO SOLO DE FUNDAÇÃO (PALMEIRA, 1992 APUD PERBONI, 2003).....	30
FIGURA 33 - NÚMEROS DE ESTABILIDADE PARA ATERRO NÃO REFORÇADO (PALMEIRA, 2002 APUD PALMEIRA E ORTIGÃO, 2004).	31
FIGURA 34 - VALOR DE <i>IR</i> PARA O CASO DE ATERRO REFORÇADO.....	31
FIGURA 35 – EQUIPAMENTO DE PALHETA.	36
FIGURA 36 – FATOR DE CORREÇÃO (μ) DE <i>BJERRUM</i> APUD BARONI (2010).	38
FIGURA 37 – DETALHE DA PONTA.	39
FIGURA 38 - SONDA DO PIEZOCONE.....	39
FIGURA 39 - DIAGRAMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (ADAPTADO DE ROBERTSON, 1990 APUD BARONI, 2010).	40
FIGURA 40 - CORREÇÃO ENTRE ÂNGULO DE ATRITO INTERNO EFETIVO E ÍNDICE DE PLASTICIDADE PARA ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS (BARONI, 2010).....	43
FIGURA 41 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO (FONTE: GOOGLE EARTH).....	46
FIGURA 42 - LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE IPOJUCA NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE (PFALTZGRAFF, 1999).....	47
FIGURA 43 - ÁREA A E ÁREA SM2.....	47
FIGURA 44 - CARTA GEOTÉCNICA NO ENTORNO DO COMPLEXO INDUSTRIAL E PORTUÁRIO DE SUAPE (PFALTZGRAFF, 1999).....	48
FIGURA 45 - SONDAGENS EXECUTADAS NA ÁREA A E A SEÇÃO EM ESTUDO.	49
FIGURA 46 - DETALHE ESQUEMÁTICO DO PERFIL EM ESTUDO DA ÁREA A.	49
FIGURA 47 - N_{SPT} <i>VERSUS</i> PROFUNDIDADE DAS SONDAGENS EM ESTUDO.....	50
FIGURA 48 - PERFIL LONGITUDINAL EM ESTUDO.....	51
FIGURA 49 - GRÁFICOS DA UMIDADE X PROFUNDIDADE, OBTIDOS ATRAVÉS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO.....	52
FIGURA 50 - GRÁFICOS DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA X PROFUNDIDADE, OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE, PALHETA E TRIAXIAL.	52
FIGURA 51 - GRÁFICOS DA RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO X PROFUNDIDADE, OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE.	53
FIGURA 52 - GRÁFICOS DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO HORIZONTAL X PROFUNDIDADE, OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE PIEZOCONE.....	53
FIGURA 53 – VALORES DE OCR A PARTIR DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE.....	56
FIGURA 54 - VALOR ADOTADO DO ÍNDICE DE VAZIOS, ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE E ÍNDICE DE RECOMPRESSIBILIDADE.	57
FIGURA 55 - VALORES ADOTADOS DOS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO HORIZONTAL.....	58
FIGURA 56 - VALOR ADOTADO PARA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA SEM A CORREÇÃO DE BJERRUM.....	59
FIGURA 57 - GRÁFICO DO ALTEAMENTO X TEMPO.	61
FIGURA 58 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DO ATERRO COM ALTURA DE 0,53M.	81

FIGURA 59 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DO ATERRO COM ALTURA DE 1,20M.	82
FIGURA 60 - POSIÇÃO DO CÍRCULO CRÍTICO NO CASO REFORÇADO.....	84
FIGURA 61 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DO ATERRO SEGUNDO O DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR.	85
FIGURA 62 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DA PRIMEIRA ETAPA.	86
FIGURA 63 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DA SEGUNDA ETAPA COM O REFORÇO DEFINIDO NA PRIMEIRA ETAPA.....	88
FIGURA 64 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DA SEGUNDA ETAPA.....	89
FIGURA 65 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS CAMADAS NO INÍCIO DA TERCEIRA ETAPA.	91
FIGURA 66 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DA TERCEIRA ETAPA.	92
FIGURA 67 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DA TERCEIRA ETAPA.	94
FIGURA 68 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS CAMADAS NO FINAL DA TERCEIRA ETAPA.	95

Índice de Tabelas

TABELA 1 – FAIXA DE VALORES DE FATORES DE REDUÇÃO RECOMENDADAS (KOERNER; HSUAN, 2001 APUD ALMEIDA E MARQUES, 2010).	33
TABELA 2 - APLICABILIDADE E USO DE ENSAIOS <i>IN SITU</i> (LUNNE ET AL., 1997 APUD SCHNAID, 2000)..	34
TABELA 3 - SENSIBILIDADE DE A ARGILA (SKEMPTON & NORTHEY, 1952 APUD SCHNAID, 2000)	37
TABELA 4 - FATOR TEMPO T^* PARA ANÁLISE DOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO (HOULSBY E TEH, 1988 APUD ALMEIDA E MARQUES, 2010).	44
TABELA 5 - RAZÃO DE PERMEABILIDADE EM ARGILAS (LADD <i>ET AL</i> , 1976; JAMIOLKOWSKI <i>ET AL</i> ,1985 APUD SCHANID,2000).	45
TABELA 6 - PESO ESPECÍFICO DE SOLOS ARGILOSOS (GODOY,1972).	55
TABELA 7 - VALORES DE OCR.....	56
TABELA 8 - CORRELAÇÕES ESTATÍSTICA DE SOLOS ORGÂNICOS E ARGILAS MOLES (COUTINHO <i>ET AL</i> , 1998 APUD COUTINHO E BELLO, 2005).....	57
TABELA 9 - VALORES ADOTADOS DO ÍNDICE DE VAZIOS, ÍNDICE DE COMPRESSÃO E ÍNDICE DE RECOMPRESSÃO.	57
TABELA 10 – VALORES ADOTADOS PARA OS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO VERTICAL E RADIAL. ...	58
TABELA 11 - VALORES ADOTADOS PARA A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	60
TABELA 12 - PARÂMETROS DO ATERRO.....	60
TABELA 13 - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DA ARGILA ESTIMADOS (VER ITEM 3.6.1).....	62
TABELA 14 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DA ARGILA.	80
TABELA 15 - VALORES DE f_0 E T PELO MÉTODO DE LOW ET AL. (1990).	83
TABELA 16 - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO.....	85
TABELA 17 - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO.....	88

1. Introdução

A ocupação de terrenos sobre solos moles tem se tornado cada vez mais comum nas cidades situadas nas baixadas brasileiras diante da expansão do mercado de empreendimentos habitacionais e portuários.

Os projetos de aterros sobre solos moles possuem diferentes concepções para soluções dos problemas geotécnicos provenientes da baixa resistência ao cisalhamento e à elevada compressibilidade do solo de fundação.

A construção de um aterro sobre solos moles deve apresentar segurança adequada quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação e deve apresentar deslocamentos totais ou diferenças compatíveis com o tipo de obra tanto durante quanto após sua construção. A eficácia de uma previsão está aliada aos métodos de análise utilizados e a determinação adequada dos parâmetros geotécnicos do solo a utilizar nessa análise.

O presente trabalho visa elaborar o projeto de um aterro sobre solo mole no Porto de Suape, município de Ipojuca, região metropolitana de Recife, Pernambuco. Sabe-se que boa parte da região de Suape é ocupada por argilas moles, incluindo o local onde será construído o aterro em estudo. Tal região encontra-se em franco desenvolvimento demandando de estudos geotécnicos para a tomada de decisão quanto à técnica de aterro a ser adotada.

A obra em estudo consiste na execução de um aterro de 8,0m de altura em relação ao nível do terreno existente com a finalidade de servir como pátio de estocagem de pilha de coque. Para o aterro em estudo propôs-se como solução a construção com etapas associado ao uso de geodrenos e geogrelhas. São apresentadas as análises de compressibilidade e estabilidade do aterro para cada etapa de elevação do mesmo. Para tal serão utilizados os resultados dos ensaios geotécnicos disponíveis no relatório de projeto para a referida área.

Essa dissertação será dividida em 4 capítulos. Inicialmente, será feita uma revisão bibliográfica (capítulo 2) sobre o tema abordando as metodologias adotadas tanto para a construção como, também, para as análises de compressibilidade e estabilidade de aterros sobre solos moles. O capítulo 3 refere-se ao caso em estudo, apresentando a descrição do empreendimento e das características e propriedades dos solos do local. Nesse mesmo capítulo, serão feitas as análises de estabilidade e de compressibilidade de todas as etapas do aterro de forma a manter a concepção do projeto. Por fim são apresentadas as conclusões finais (capítulo 4).

2. Revisão Bibliográfica

2.1 Métodos construtivos de aterros sobre solos moles

Para a construção de um aterro sobre solos moles existem várias alternativas de construção visando solucionar ou minimizar os problemas de recalques devido ao adensamento e de estabilidade dos taludes, como pode ser visto na Figura 1.

A escolha do método construtivo a ser adotado depende de vários fatores, tais como: dimensões do aterro, características do material da fundação (perfil geotécnico e parâmetros geotécnicos), localização e finalidade do aterro, prazo construtivo, materiais, custos e técnicas disponíveis para a construção.

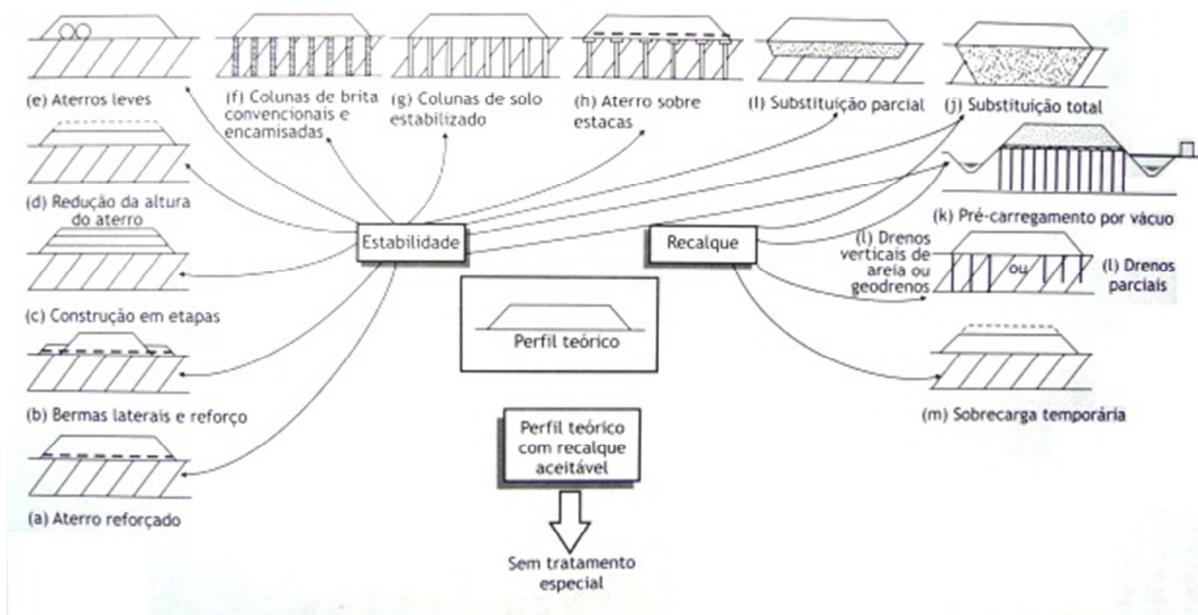


Figura 1- Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Leroueil,1997 *apud* Futai, 2010)

A seguir é feita uma abordagem superficial sobre cada método construtivo de aterros sobre solos moles.

- **Substituição do solo mole**

A remoção do solo mole consiste na retirada parcial ou total do mesmo para diminuir ou eliminar os recalques e aumentar a segurança quanto à ruptura. Segundo Almeida e Marques (2010), esse método é utilizado em geral para camadas de solo mole de até 4,0m de espessura. Além disso, é comum a substituição de do solo mole por um material com características geotécnicas adequadas à natureza e especificidades da obra.

- **Aterros estruturados**

O aterro estruturado, também conhecido como aterro sobre estacas, pode ser apoiado sobre estacas de concreto ou sobre colunas de areia e/ou brita. Com isso, boa parte ou a totalidade do carregamento do aterro é transmitida para o material de fundação mais competente através das estacas. Para a distribuição da carga para as estacas podem ser utilizados capitéis, geogrelhas ou lajes presentes no topo das colunas imediatamente sob o aterro (Figura 2). Em função disso, essa solução minimiza ou elimina os recalques do solo de fundação e melhora a estabilidade do aterro.

A grande vantagem dessa técnica é a diminuição do tempo de execução do aterro, pois seu alteamento pode ser realizado em uma única etapa.

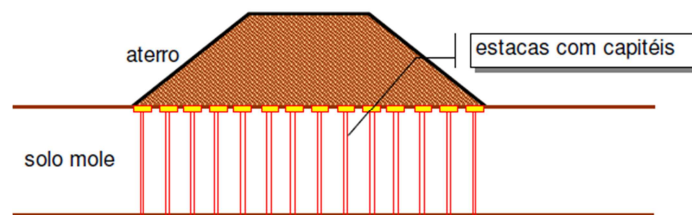


Figura 2 - Aterro estaqueado com capitéis.

- **Aterros leves**

A utilização de matérias leves, como o EPS (Poliestireno Expandido), no corpo do aterro reduz o recalque, já que reduz o acréscimo de tensão vertical causado pelo aterro, melhorando também a estabilidade do mesmo. Essa técnica possibilita maior velocidade de implantação da obra. A grande desvantagem é o alto custo do EPS.

- **Aterros com bermas de equilíbrio**

As bermas de equilíbrio têm como função aumentar a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e pelo aterro. As principais condicionantes da viabilidade do emprego de bermas de equilíbrio são a quantidade de material de aterro necessário e a necessidade de áreas laterais para sua implantação.

- **Aterro convencional com sobrecarga temporária**

A aplicação de sobrecarga em aterros além da altura necessária é utilizada para aumentar a velocidade dos recalques primários (Figura 3) e compensar de forma total ou parcial os recalques secundários. As duas grandes desvantagens desse método são: o prazo elevado para estabilização dos recalques, devido a baixa permeabilidade dos depósitos moles, e o grande volume de terraplenagem associado a empréstimo e bota-fora.

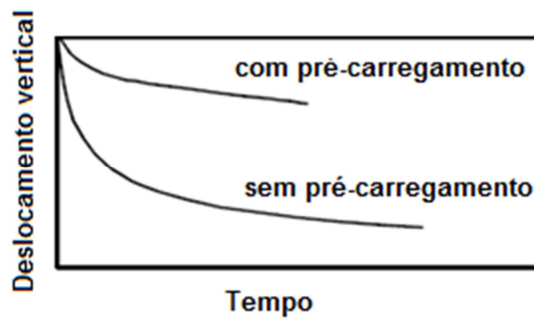


Figura 3 - Efeito da sobrecarga na evolução dos recalques com o tempo.

- **Aterro construído em etapas**

A execução do aterro em etapas é empregada quando a resistência ao cisalhamento do solo de fundação é muito baixa, impossibilitando a execução em uma só etapa. Essa técnica promove gradativamente o aumento da resistência ao cisalhamento do solo mole, pelo acréscimo das tensões efetivas após cada etapa de aplicação de cargas inferiores ao carregamento final. A grande desvantagem do método é que demanda de longos períodos, por isso, em geral, costuma-se utilizar essa técnica com outros métodos capazes de acelerar globalmente o processo de adensamento da camada.

- **Aterro reforçado com geossintéticos**

Este método consiste na inclusão na base do aterro de materiais poliméricos, de elevada resistência e rigidez, como geogrelha e gotêxtil, para aumentar a capacidade de carga da fundação. Trata-se da utilização da resistência à tração de um geossintético para reforçar e/ou restringir deformações do aterro.

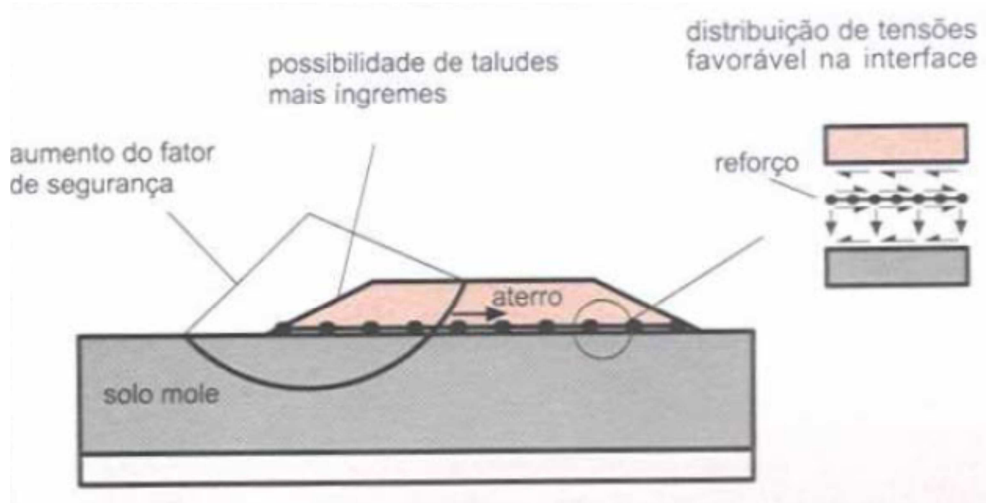


Figura 4 - Tensões no reforço.

Segundo estudos realizados, essa técnica proporciona melhor distribuição de tensões aplicadas pelo aterro sobre o solo de fundação (Figura 4), minimiza os recalques diferenciais, reduz os deslocamentos horizontais, reduz o tempo de execução e aumenta o fator de segurança do conjunto (Almeida,1996; Silva e Palmeira, 1998; Fahel el al., 1999 *apud* Perboni, 2003).

- **Dreno verticais**

O uso de drenos tem como finalidade acelerar o processo de adensamento do solo, através da combinação da drenagem radial com a vertical. Os drenos verticais podem ser pré-fabricados, conhecidos como geodrenos (Figura 5), ou de material granular.



Figura 5 - Exemplo de geodreno.

Os drenos verticais promovem a redução das trajetórias de fluxo das partículas de água, sem alteração do valor do recalque final, mas com redução substancial do tempo necessário para sua estabilização.

Com instalação dos drenos verticais dentro da camada mole, a água passa a se movimentar predominantemente na direção horizontal, cujos coeficientes de permeabilidade são maiores e a distância de drenagem é muito menor. Ao ser coletada pelo dreno, a água é conduzida na vertical até as camadas drenantes existentes nas extremidades do solo mole (Figura 6). Desta forma, para auxiliar a eficiência da solução de drenos verticais é recomendada a construção de uma camada drenante posicionada na superfície do depósito mole, denominada colchão drenante, o qual tem a função de conduzir a água coletada pelos drenos para fora do terrapleno.

A eficiência da técnica dos drenos verticais pode ser comprometida pela presença de camadas granulares com índices de permeabilidade superiores ao dreno e pelo efeito do amolgamento solo, causado pela instalação dos drenos, provocando uma redução da permeabilidade do solo em torno do dreno.

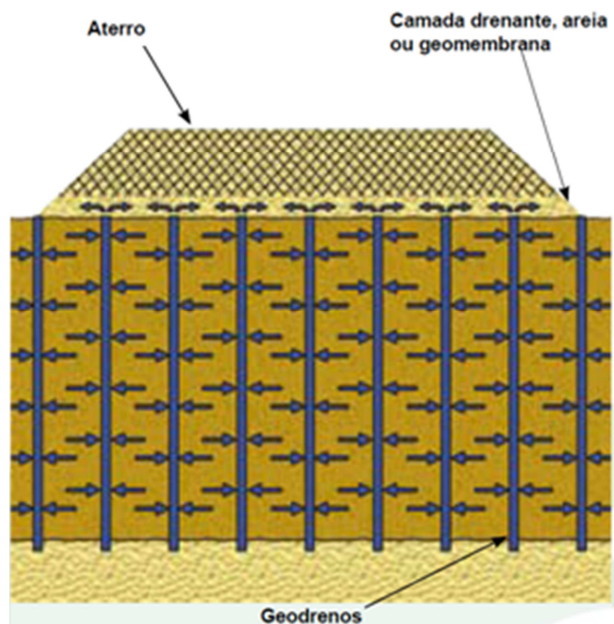


Figura 6 - Percolação da água pela ação dos drenos verticais

Os geodrenos têm sido mais empregados atualmente, em função da redução do tempo de execução quando comparados aos drenos de areia e da boa relação custo-benefício que apresentam.

2.2 Adensamento

2.2.1 Definição do adensamento

Segundo Martins (2011), o adensamento é o processo de compressão (relação entre a variação de volume de um elemento de solo e a variação do estado de tensões efetivas) ao longo do tempo de um solo saturado ocasionado pela expulsão de uma quantidade de água igual à redução do volume de vazios como resultado da transferência gradual do excesso de poropressão, gerado pelo carregamento, para a tensão efetiva. fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com expulsão da água do interior dos vazios do solo. No caso das argilas saturadas, devida a baixa permeabilidade e o baixo valor do coeficiente de adensamento, esse processo de deformação se desenvolve lentamente.

A analogia mecânica para o processo de adensamento de Terzaghi representa o solo saturado por uma mola dentro de um pistão com água com um orifício de dimensão reduzida (Figura 7A e B). Segundo Terzaghi, a estrutura sólida do solo apresenta comportamento semelhante ao da mola, cuja deformação é proporcional a carga aplicada sobre ela. Além disso, a pequena dimensão do orifício através da qual a água é expulsa representa a baixa permeabilidade do solo.

Quando se aplica uma carga sobre o pistão (Figura 7C), no mesmo instante ($t=0$), observa-se que não há nenhuma deformação na mola já que não sai água do pistão. Nesse instante, toda a carga aplicada está sendo suportada pela água e a água por ser incompressível não se deforma.

Para um instante qualquer ($t>0$), a água começa a ser expulsa e com isso, a mola começa a se deformar (Figura 7D). A água, ainda em carga, continuará a sair do pistão e simultaneamente, a mola estará se comprimindo e, portanto, suportando cargas cada vez maiores. O processo continua até que toda a carga seja suportada pela mola, não havendo mais sobrecarga na água (Figura 7E).

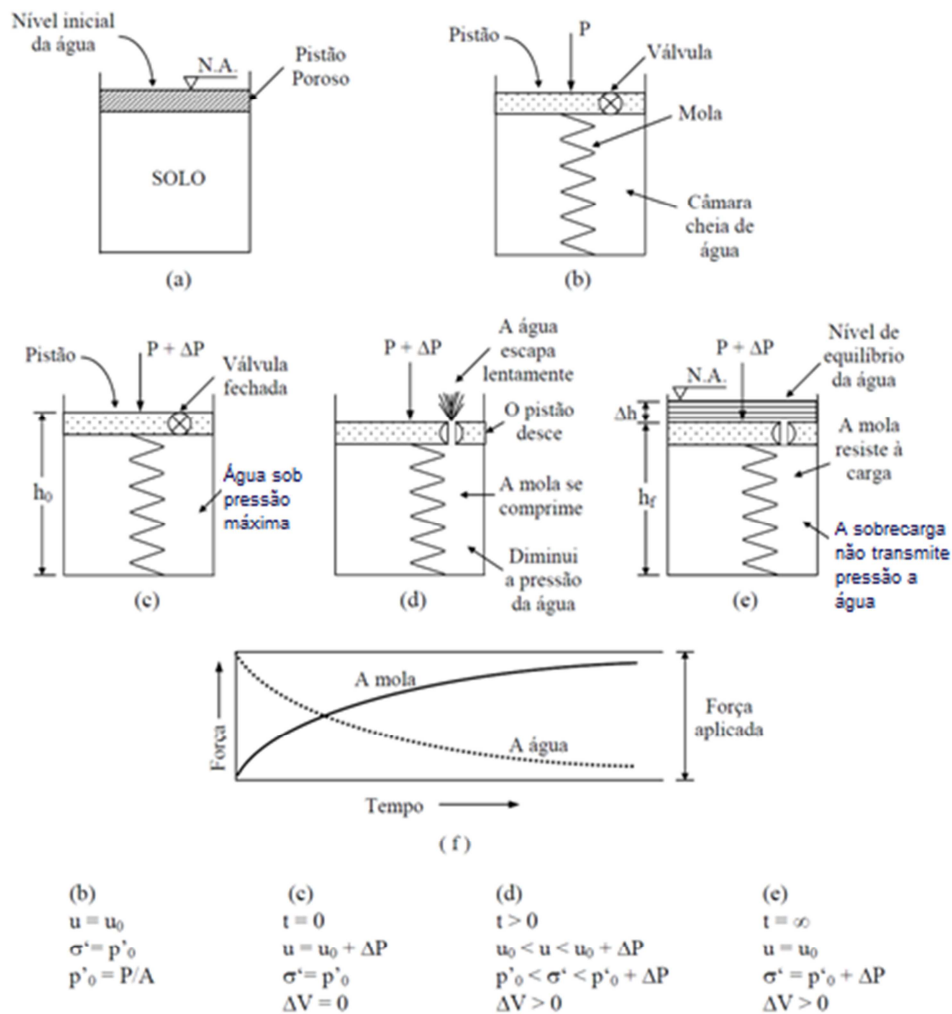


Figura 7 - Analogia hidromecânica da distribuição de cargas no adensamento. (a) exemplo físico; (b) analogia hidromecânica; estado inicial; (c) carga aplicada com a válvula fechada; (d) válvula aberta; (e) equilíbrio; (f) transferência de carga.

Nos solos, o fenômeno comporta-se de modo similar. Quando um acréscimo de tensão é aplicado, inicialmente, a água nos vazios suporta toda essa tensão. A poropressão aumenta de um valor igual ao acréscimo de tensão aplicada, denominada de excesso de poropressão, e a tensão efetiva não se altera, já que não há

deformação no solo (não há variação de volume). Estando a água em carga hidráulica superior à que estabeleceria equilíbrio com o meio externo, passa a ocorrer percolação desta água, em direção às áreas mais permeáveis. A saída da água indica que está havendo redução dos índices de vazios e, conseqüentemente, está variando o volume do solo e havendo um aumento da tensão efetiva. Com isso, a tensão aplicada está sendo suportada pelo esqueleto sólido. O processo continua até que toda a pressão aplicada tenha sido transferida para o esqueleto sólido se tornando acréscimo de tensão total aplicada e o excesso de poropressão tenha sido dissipado.

Através desse fenômeno, foi desenvolvida a Teoria de Adensamento de Terzaghi.

2.2.2 Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi

A teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi se baseia nas seguintes hipóteses simplificadoras (Pinto, 2006):

1. O solo é totalmente saturado;
2. A compressão é unidimensional;
3. O fluxo da água é unidimensional;
4. O solo é homogêneo;
5. As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;

A compressibilidade da água é muito baixa e pode ser desprezada. Os grãos de solo também podem ser considerados incompressíveis, sendo toda a compressibilidade do conjunto solo-água atribuída ao esqueleto sólido, que funciona, como visto na analogia de Terzaghi (Figura 7).

6. As deformações e os deslocamentos no solo são admitidos infinitesimais;
7. O fluxo é governado pela Lei de Darcy;

A proporcionalidade entre velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico tem sido comprovada mesmo em gradientes muito baixos. Com isso, a lei de Darcy é válida e a velocidade do fluxo é finita no processo de adensamento.

8. Os parâmetros do solo não variam no processo de adensamento;
9. O índice de vazios varia proporcionalmente com a variação da tensão efetiva;
10. Não há diferença de comportamento entre as camadas de argila de pequenas e grandes espessuras.

As hipóteses 1, 2 e 3 indicam que a teoria restringe a esses casos. O item 3 é válido quando a espessura da camada em processo de adensamento é bem inferior à largura do carregamento. As hipóteses 4, 5 e 7 são aceitáveis.

A hipótese 6 considera iguais as espessuras da camada mole antes e após o adensamento. Para fins práticos recomenda-se usar a teoria de Terzaghi apenas nos casos em que o recalque final não ultrapasse 10% da espessura original da camada mole (Martins, 2011).

A hipótese 8 não representa a realidade, visto que certos parâmetros físicos do solo variam durante o processo de adensamento. À medida que o solo adensa, tanto a permeabilidade quanto a compressibilidade diminuem. A experiência em ensaios de laboratório e as medições de campo comprovam que uma propriedade fundamental no processo de adensamento, o coeficiente de adensamento (c_v), apresenta valores elevados em argilas em argilas sobreadensadas, reduzindo muito seu valor quando o material se torna normalmente adensado. Assim, admitir c_v constante é ao longo do processo uma aproximação muito grosseira.

A hipótese 9 também não condiz com a realidade, pois, como mostrado na Figura 8, a variação do índice de vazios com as tensões efetivas não é linear.

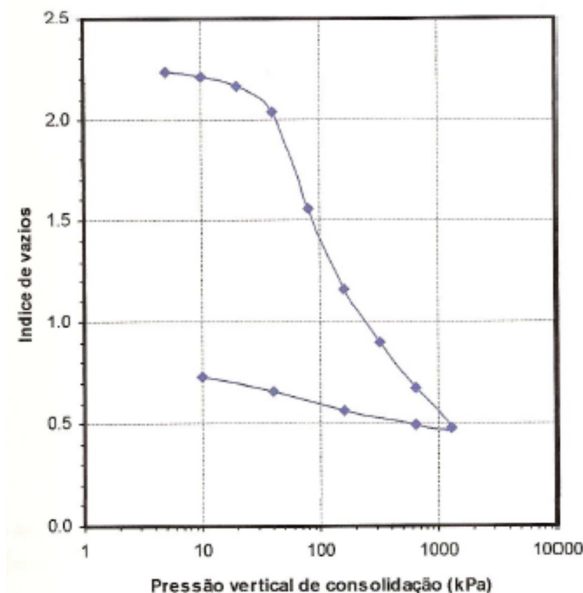


Figura 8 - Não linearidade da variação do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva.

2.2.3 História de tensões

Se a tensão vertical efetiva atuante em um determinado solo for a maior tensão vertical efetiva a que o solo já se submeteu durante toda a sua história, diz-se que este solo está normalmente adensado ($\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$), como pode ser visto na Figura 9.

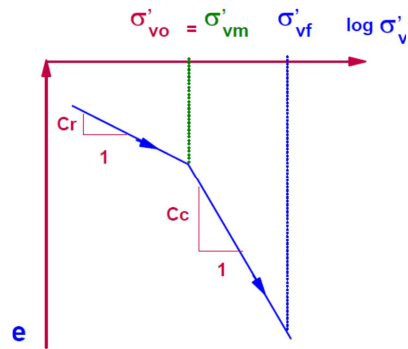


Figura 9 - Argila normalmente adensada ($\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$).

Se o solo já tiver sido submetido no passado a uma tensão vertical efetiva (σ'_{vm}) maior que a tensão vertical efetiva atuante no presente (σ'_{vo}), ele é dito estar sobreadensado ou pré-adensado, como pode ser visto na Figura 10.

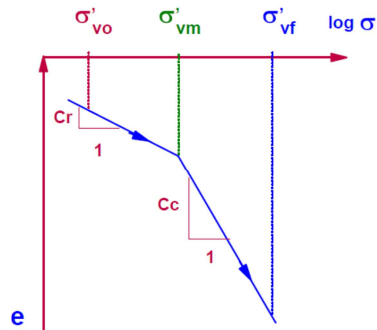


Figura 10 - Argila sobreadensada ($\sigma'_{vo} < \sigma'_{vm}$).

Denota-se a razão de sobreadensamento de um solo por OCR (Overconsolidation ratio) ou RSA (razão de sobreadensamento) cujo valor é determinado pela relação da maior tensão vertical efetiva que o solo já se submeteu em toda a sua história (σ'_{vm}) pela tensão vertical efetiva atuante no presente (σ'_{vo}).

2.2.4 Ensaio de adensamento

Os ensaios de compressão oedométrica (ensaios de adensamento) são especialmente realizados para o cálculo da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo. Esse ensaio simula o adensamento unidimensional de campo. Sua aplicação limita-se aos casos onde o carregamento feito na superfície provoque no solo uma deformação só de compressão, sem que haja deformação lateral. Representa, portanto, os pontos que estão sob o eixo ou centro (Ponto A- Figura 11) de uma camada de solo sob uma grande área carregada.

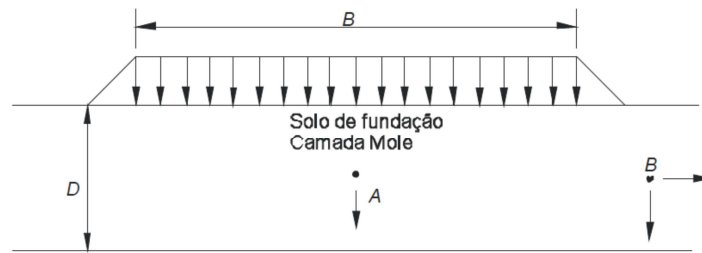


Figura 11 - Deslocamentos verticais e horizontais sob pontos na borda e no centro de um aterro em construção (Ortigão, 2007).

O ensaio consiste na compressão da amostra indeformada contida em um anel de aço tendo no topo e na base pedras porosas para permitir a drenagem (Figura 12). O anel de aço impede qualquer deformação horizontal e faz com que o fluxo de água seja exclusivamente vertical. Admitindo-se os grãos sólidos como incompressíveis, a variação volumétrica se dará pela expulsão de gases e da água intersticial.

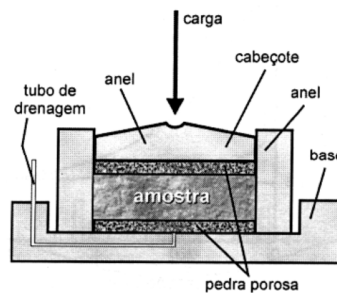


Figura 12 - Oedometro

A carga vertical é transmitida através de uma placa de distribuição rígida, que serve para uniformizar pressões, e uma bacia de saturação permite manter a amostra sob água, evitando a diminuição da saturação da amostra.

No ensaio de adensamento convencional são aplicados incrementos de carga. Para cada carga aplicada, mede-se as deformações verticais para diversos intervalos de tempo, até que as deformações tenham sido praticamente cessadas. Em seguida, as cargas são elevadas dobrando-se a carga em sequência. Segundo Almeida e Marques (2010), para melhor determinação da tensão de sobreadensamento, o ideal é realizar estágios intermediários de carga. A tensão vertical máxima a ser aplicada deve ser escolhida em função da história de tensões do depósito e da altura de aterro a ser aplicada. No caso de argilas muito moles, deve-se iniciar com tensões verticais muito baixas na ordem de 1,5 à 3 kPa chegando a uma tensão vertical na ordem de 400kPa, no mínimo. Esse nível de tensões permite a melhor definição do trecho virgem (trecho da curva $e \times \log \sigma'_v$ para $\sigma'_v > \sigma'_{vm}$) e também avaliar a qualidade da amostra, pois amostras de argilas moles de boa qualidade têm trecho virgem com clara curvatura (Figura 8).

A partir da altura inicial e final dos corpos de prova, pode-se representar a variação de altura ou os recalques em função das tensões verticais atuantes. Os índices de vazios finais de cada estágio de carregamento são determinados a partir do índice de vazios inicial do corpo de prova e da redução da altura, dado por:

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V_T - V_S}{V_S}$$

Onde:

V_V : volume de vazios

V_S : volume de sólidos

Um exemplo da representação da variação do índice de vazios em função da tensão aplicada pode se visto na Figura 13.

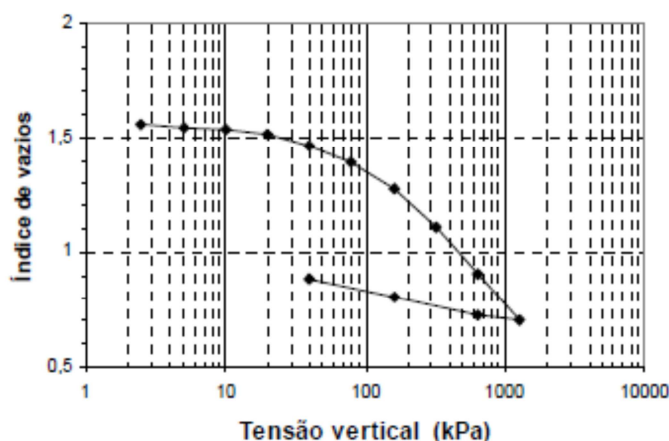


Figura 13 - Ensaio de adensamento – Prof. 7,50-8,00 m –Porto de Suape – PE (Oliveira, 2006)

2.2.4.1 Determinação da tensão de sobreadensamento e dos parâmetros de compressibilidade

Como a curva ($e \times \sigma'_v$) em escala aritmética é bastante não linear, o módulo oedométrico obtido varia muito com a tensão. Com isso, Terzaghi preferiu considerar a tensão vertical efetiva (σ'_v) em escala logarítmica (Figura 13).

Na Figura 13, observa-se que:

(a) logo no início da curva há um trecho de recompressão, em que a amostra está sendo conduzida novamente às tensões *in situ* e onde as deformações são relativamente pequenas;

(b) após uma curvatura acentuada há um trecho aproximadamente retilíneo, denominado por trecho virgem, em que a amostra sofre grandes deformações com o aumento do logaritmo das tensões verticais;

(c) finalmente, durante o descarregamento da amostra, as deformações verticais também são relativamente pequenas.

Com isso, Terzaghi propôs:

- Índice de compressão medido no trecho de compressão virgem:

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

- Índice de recompressão medido no ciclo de descarga-recarga:

$$C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

- Índice de descompressão medido sobre a curva de descarregamento:

$$C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

A tensão vertical correspondente ao início do trecho virgem, a partir da qual o solo passa a sofrer grandes deformações, é denominada tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}).

O conhecimento do valor de σ'_{vm} é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois é a fronteira entre deformações relativamente pequenas e muito grandes. Essa tensão pode ser determinada pelo método de Casagrande (1936) ou de Pacheco Silva (1970).

O método de Pacheco Silva é de fácil aplicação e é o mais utilizado no Brasil (Martins, 2011). Para determinar σ'_{vm} basta traçar uma reta horizontal, passando pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial e_o , e prolongar a reta virgem até interceptar a reta horizontal (Figura 14). A partir dessa interseção (ponto A), traça-se uma reta vertical até interceptar a curva (B) e, com isso, traça-se outra reta horizontal até sua interseção com o prolongamento do trecho virgem (C). As coordenadas deste ponto são (e_{vm} , σ'_{vm}).

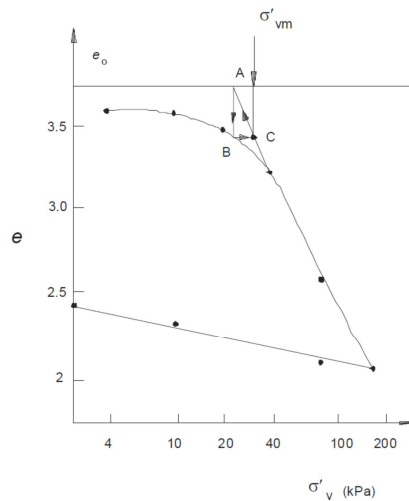


Figura 14 - Método Pacheco Silva (1970).

2.2.5 Previsão de recalques

Os recalques são divididos em recalques imediatos, recalques por adensamento primário e recalques por compressão secundária.

Segundo Almeida e Marques (2010), os recalques são a soma dos recalques imediatos e dos recalques por recompressão primária (da condição *in situ* até o instante de entrada no trecho virgem de compressão); os recalques de longo prazo são a soma dos recalques por adensamento primário virgem e dos recalques por compressão secundária (Figura 15).

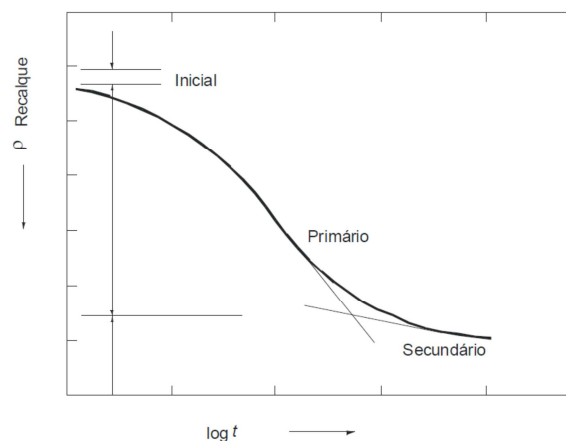


Figura 15 - Tipos de recalques

2.2.5.1 Recalque imediato

O recalque imediato (Δh_i) ocorre simultaneamente com a aplicação da carga e sem variação de volume de argila (Figura 16), com isso também é chamado de recalque não drenado, elástico ou distorcional.

Segundo Ortigão (2007), esse recalque é devido não só à compressão de gás dos vazios do solo, quando o material não é completamente saturado, mas também à influência de deslocamentos horizontais *in situ* nas vizinhanças do ponto considerado, quando a largura do carregamento não é grande em relação à espessura da camada.

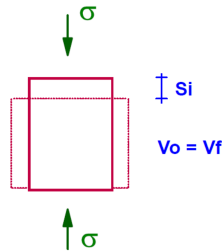


Figura 16 – Distorção.

Esse recalque é calculado pela teoria da elasticidade, por meio da equação:

Recalque imediato:
$$\Delta h_i = \frac{\Delta \sigma_v \times B \times (1 - \nu^2)}{E}$$

$$\Delta \sigma_v = I \times (\gamma_{at} \times h_{at})$$

Onde:

- ν : 0,5 (coeficiente de Poisson para a condição não drenada);
- E : E_u (módulo de elasticidade para a condição não drenada);
- $\Delta \sigma_v$: acréscimo de tensão devido a carga de aterro;
- I : fator de influência obtido no ábaco de Osterberg (Figura 17);
- γ_{at} : peso específico do aterro;
- h_{at} : espessura do aterro;
- B : largura do aterro.

Usualmente, o valor de E_u é obtido pelo ensaio triaxial CIU, considerando o módulo secante E_{u50} para o nível de tensão de 50% da tensão desvio máxima.

No caso onde o aterro possui grandes dimensões (comprimento e largura) se comparada à espessura da camada de argila mole, é comum o recalque imediato ter valor de pequena magnitude quando comparado ao recalque por adensamento.

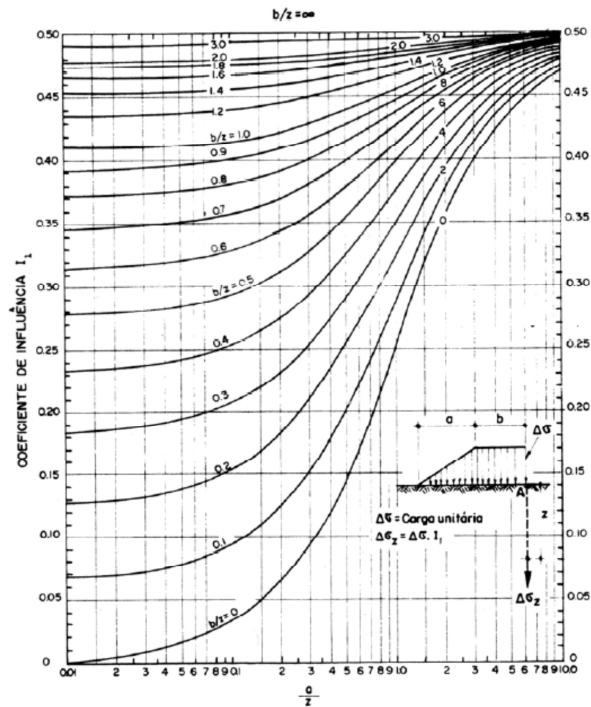


Figura 17 - Ábaco de Osterberg.

2.2.5.2 Recalque por adensamento primário

O recalque primário é o que ocorre por adensamento devido à expulsão da água dos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pela teoria do adensamento. Esse recalque é calculado separando-se a camada de fundação em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaios de adensamento (Pinto, 2006).

Para o cálculo do recalque por adensamento primário de uma camada de argila de espessura h_{arg} , os parâmetros a serem utilizados são obtidos a partir da curva de compressão e sua equação é:

$$\text{Recalque total:} \quad \Delta h = h_{arg} \times \left[\frac{C_s}{1+e_0} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right]$$

Onde:

C_s : índice de recompressão;

C_c : índice de compressão;

e_0 : índice de vazios para a tensão vertical efetiva inicial *in situ*;

$\Delta\sigma_v$: acréscimo de tensão no meio da subcamada;

σ'_{v0} : tensão vertical efetiva *in situ* no meio da subcamada;

σ'_{vm} : tensão de sobreadensamento no meio da subcamada.

2.2.5.2.1 Tempo de estabilização dos recalques primários

O cálculo da variação de recalques com o tempo pode ser feito para as condições de drenagem unidimensional e radial, caso sejam instalados geodrenos, conforme exposto a seguir.

- **Drenagem unidimensional**

Para o caso onde a drenagem é puramente vertical, o cálculo de recalque em um determinado tempo t ($\Delta h(t)$) é feito segundo a Teoria de Terzaghi, onde o valor do recalque total por adensamento primário (Δh) é multiplicado pela porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir de T_v de acordo com a seguinte equação:

Recalque em um tempo t : $\Delta h(t) = U_v \times \Delta h$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2}$$

Onde:

T_v : fator tempo;

U_v : é função de T_v , conforme a Figura 18;

t : tempo;

h_d : distância de drenagem;

c_v : coeficiente de adensamento vertical.

No caso onde a drenagem ocorre em apenas uma face da camada de argila (ex: camada impermeável subjacente a camada compressível), a distância de drenagem é igual à espessura da camada de argila h_{arg} (Figura 19B). Caso a camada apresente drenagem em ambas as faces (ex: camada compressível no meio de duas camadas de areia), a distância de drenagem é igual a $h_{arg}/2$ (Figura 19A).

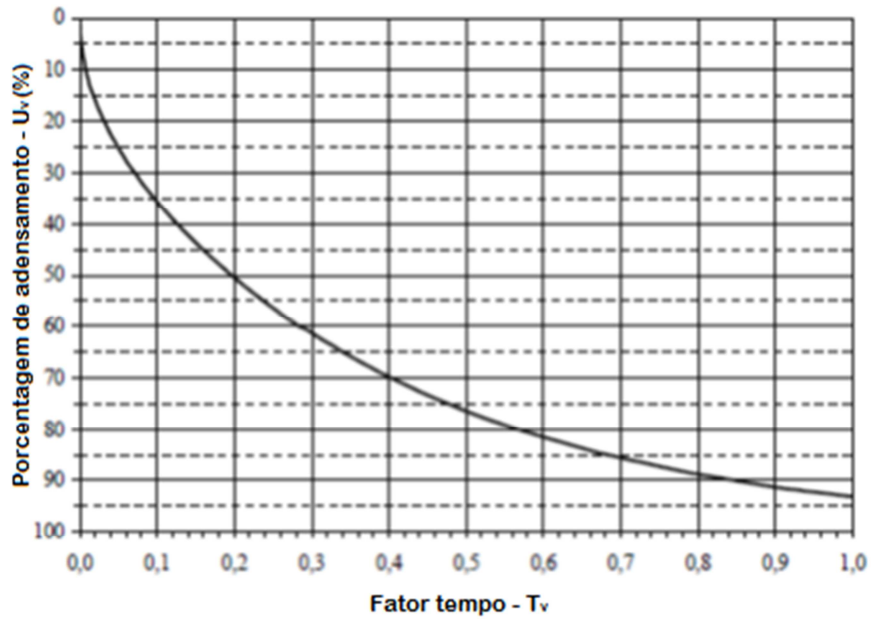


Figura 18 – Gráfico da porcentagem de adensamento (U_v) com o fator tempo (T_v).

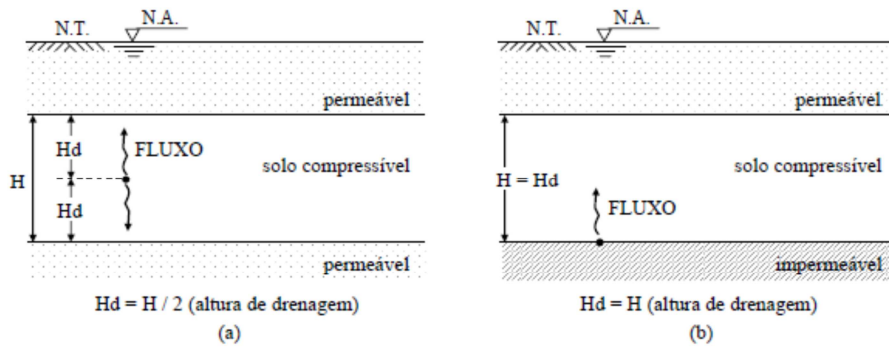


Figura 19 - Altura ou distância de drenagem. (a) duas faces drenante; (b) uma face drenante.

- **Drenagem radial**

A utilização de drenos verticais (Figura 6) promove aceleração dos recalques (Figura 20), pois diminui o caminho de drenagem dentro da massa de solo compressível para cerca da metade da distância horizontal entre drenos (Almeida e Marques, 2010).

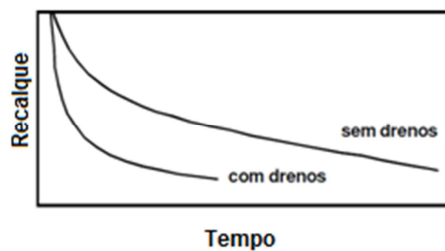


Figura 20 – Influência dos drenos verticais na evolução dos recalques (Perboni, 2003).

Com a instalação de drenos verticais (Figura 6), a direção do fluxo da água no interior da massa de solo passa de predominantemente vertical para predominantemente horizontal.

Considerando que adensamento unidimensional com drenagem horizontal apresenta isotropia nas direções x e y, o valor do coeficiente de adensamento horizontal é dado por:

$$c_h = \frac{k_h \times (1 + e_0)}{a_v \times \gamma_w}$$

Onde:

k_h : permeabilidade horizontal;

c_h : coeficiente de adensamento para drenagem horizontal;

a_v : módulo de compressibilidade vertical;

γ_w : peso específico da água;

e_0 : índice de vazios *in situ* para tensão vertical efetiva inicial.

Segundo Barron (1948) *apud* Almeida e Marques (2010), para um cilindro de solo com dreno cilíndrico vertical (Figura 21), o grau de adensamento médio da camada é:

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]}$$

Onde:

T_h : fator tempo para drenagem horizontal: $T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2}$

$F(n)$: função relacionada à densidade de drenos: $F(n) \cong \ln(n) - 0,75$

n : densidade dos drenos: $n = \frac{d_e}{d_w}$

d_e : diâmetro de influência de um dreno (Figura 21);

d_w : diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno;

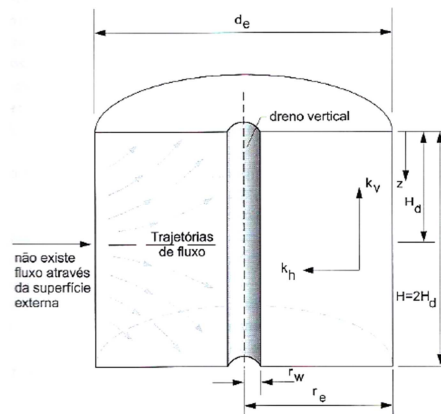


Figura 21 - Área de influência do dreno.

O diâmetro de influência de um dreno é função do seu espaçamento e do arranjo do sistema de drenos, que pode ser quadrada ou triangular (Figura 22).

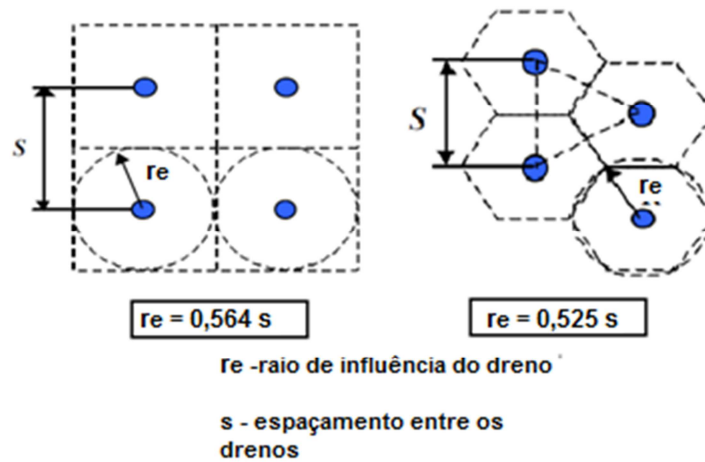


Figura 22 - Malha quadrada e triangular, respectivamente.

Como visto na Figura 22, o diâmetro de influência (d_e) é:

Malha quadrada: $d_e = 1,13 \times S$

Malha triangular: $d_e = 1,05 \times S$

Onde:

S: espaçamento entre os drenos.

Os geodrenos têm formato retangular e as dimensões a e b (Figura 23) são da ordem de 10 x 0,5cm.

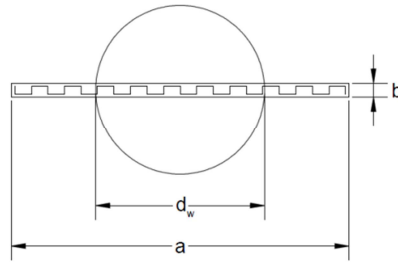


Figura 23 - Diâmetro equivalente de um dreno vertical geossintético.

Segundo Hansbo (1979) apud Almeida e Marques (2010), o diâmetro equivalente de um geodreno é representado por:

$$d_w = \frac{2 \times (a + b)}{\pi}$$

- **Drenagem combinada**

O uso de dreno vertical em camadas de espessura relativamente pequenas (menores que 10m) irá promover um adensamento devido a combinação da drenagem radial e vertical.

Segundo Carrilo (1942) apud Almeida e Marques (2010), a porcentagem média de adensamento devido à drenagem combinada (U) é dado por:

$$(1 - U) = (1 - U_v) \times (1 - U_h)$$

2.2.5.2.2 Aterro construído em etapas

No caso de aterros construídos em etapas, o cálculo de recalque segue o procedimento usual, porém não se espera a estabilização de 95% dos recalques de uma etapa para a outra, pois isso demandaria de muito tempo para a construção. Segundo Almeida e Marques (2010), para esse cálculo de recalque considera-se o aterro como infinito e admite-se, por simplificação, que a camada compressível esteja na condição normalmente adensada ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$), com isso o recalque final da primeira etapa de carregamento (Δh_1) para um aterro de altura h_1 será:

Recalque total:
$$\Delta h_1 = h_{arg} \times \left[\frac{C_c}{1+e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \gamma_{at} \times h_1}{\sigma'_{vo}} \right) \right]$$

A variação do recalque até o tempo t_1 é: $\Delta h_1(t) = \Delta h_1 \times U_1$. Adota-se usualmente para a porcentagem de adensamento um valor acima de 60%, que

corresponde a combinação ou não da drenagem vertical e radial, como mencionado no item 2.2.5.2.1. Para aterros cuja camada compressível é espessa, a construção em etapas é comumente associada ao uso de geodrenos (drenagem radial).

Após o tempo t_1 , ou seja, ao final da construção da primeira etapa, deve se considerar a nova espessura da subcamada e a tensão vertical efetiva para a etapa seguinte como:

Espessura da camada mole ao final da 1ª etapa: $h_{arg1} = h_{arg} - \Delta h_1(t)$

Tensão vertical efetiva ao final da 1ª etapa: $\sigma'_{v1} = \sigma'_{v0} + U_1 \times (\gamma_{at} \times h_1)$

Para a próxima etapa, o recalque apresentará duas parcelas no acréscimo de carga, uma referente à nova altura de aterro a ser executada nessa etapa (h_2) e outra referente às poropressões que ainda irão dissipar da altura de aterro da 1ª etapa (h_1). Assim, têm-se:

Acréscimo de carga da 1ª etapa que ainda não dissipou: $\Delta\sigma'_{v1} = (1 - U_1) \times (\gamma_{at} \times h_1)$

Acréscimo de carga devido ao aterro da 2ª etapa: $\Delta\sigma'_{v2} = \gamma_{at} \times h_2$

Assim, o recalque total na segunda etapa é:

$$\Delta h_2 = h_{arg1} \times \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v1} + \Delta\sigma'_{v1} + \Delta\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right) \right]$$

A porcentagem de adensamento é definida para um novo espaço de tempo considerando o início do tempo e início da 2ª etapa. Portanto, tem-se em $t = t_1$ a nova origem dos tempos $t^* = 0$, conforme a Figura 24. Com isso, a variação do recalque será: $\Delta h_2(t^*) = \Delta h_2 \times U_2$.

O procedimento é repetido para as etapas seguintes.

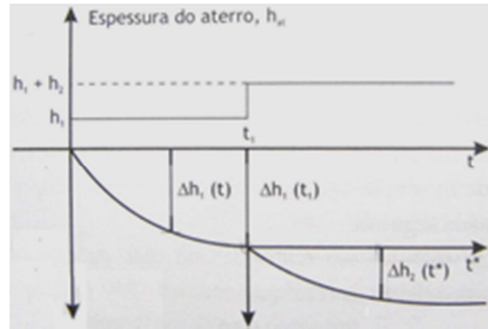


Figura 24 - Esquema de um aterro construído em etapas (Almeida e Marques, 2010).

2.2.5.2.3 Efeito da submersão

O cálculo de recalques considerando-se o efeito de submersão de um aterro infinito é iterativo.

Primeiramente, calcula-se o recalque sem considerar a submersão do aterro (Δh_j) através da equação simplificada para a condição normalmente adensada:

$$\Delta h_j = h_{arg} \times \frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \gamma_{at} \times h_{at}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

A altura do aterro é dividida no trecho não submerso (h_1) e no trecho submerso (h_2) onde é considerado o peso específico submerso. A partir disso, é feita a próxima iteração Δh_{j+1} dada por:

$$\Delta h_{j+1} = h_{arg} \times \frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \gamma_{at} \times h_1 + \gamma'_{at} \times h_2}{\sigma'_{vo}} \right)$$

No caso em que o nível d'água coincide com o nível do terreno, tem-se: $h_1 = h_{at} - \Delta h_j$ e $h_2 = \Delta h_j$.

Caso haja várias subcamadas de argila mole, deve-se igualar o valor de h_2 à soma dos recalques de todas as subcamadas.

O processo de iteração é finalizado quando o resultado do recalque da iteração atual convergir com o resultado do recalque da iteração anterior.

2.2.5.3 Recalque por adensamento secundário

Segundo Martins (2005), às deformações que ocorrem principalmente ao fim do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação dos excessos de poropressão, dá-se o nome de adensamento secundário. Na Figura 25 é possível ver o ajuste da curva experimental à teórica e a parcela de recalque secundário.

A importância do adensamento secundário (relativamente ao primário) é tanto maior quanto menor for a relação $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ (Figura 26), pois quanto menor essa razão de carregamento, maior a parcela de compressão secundária e mais a curva experimental diferirá da curva teórica de Terzaghi & Frölich.

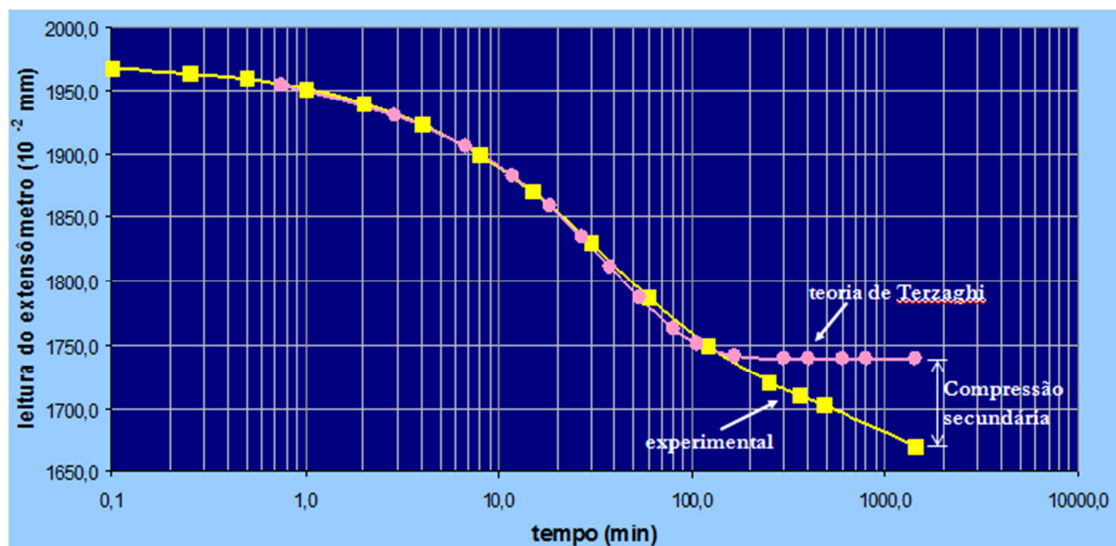


Figura 25 - Curva experimental X curva teórica (Martins, 2005).

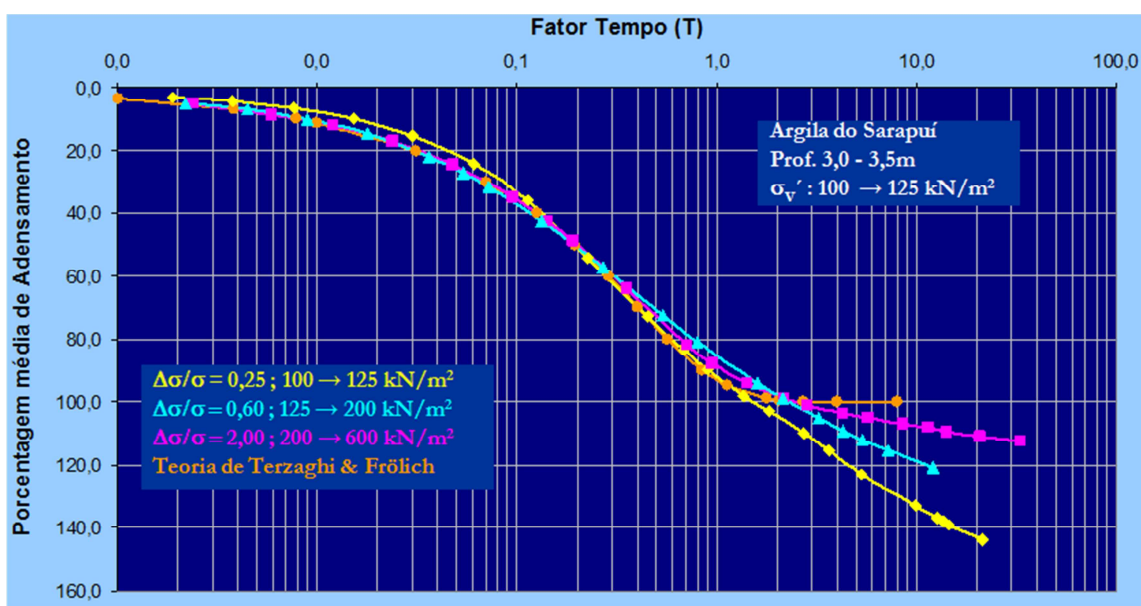


Figura 26 - Efeito de $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ para incrementos de tensão que ultrapassam a linha de fim do primário (Martins, 2005).

Segundo Martins (2005), as evidências experimentais de laboratório demonstram que o recalque máximo por adensamento secundário é aquele correspondente à variação de deformação vertical da condição de fim do primário ($OCR=1$) para a reta de aproximadamente $OCR \cong 2$, como pode ser visto na Figura 27.

A linha de fim do secundário é obtida em laboratório através do gráfico $e \times \sigma'_v$ atribuindo um OCR=2 a partir do fim do primário, ou OCR=1,5 a partir da curva de 24h.

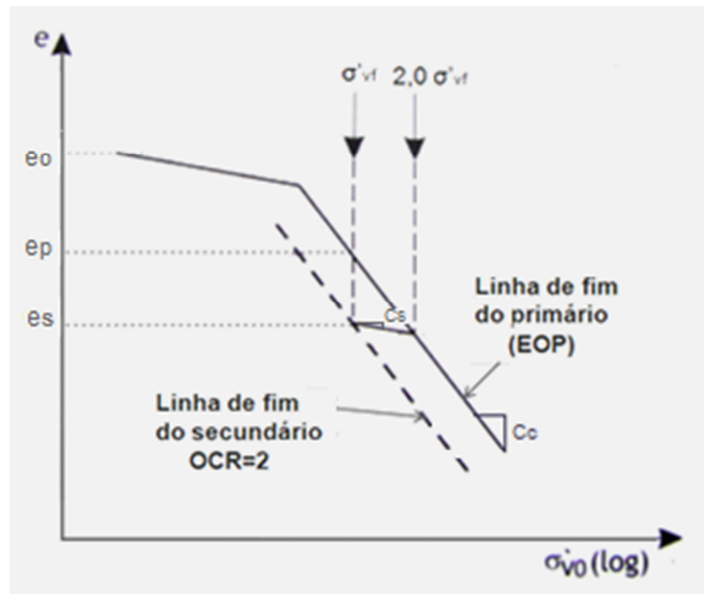


Figura 27 - Construção da linha de fim do secundário.

Assim, baseado na Figura 27, para uma dada tensão efetiva vertical σ'_v atuante na argila, o recalque total será devido ao adensamento primário e o adensamento secundário:

$$\Delta h_{total} = \frac{e_0 - e_s}{1 + e_0} \times h_{arg} = \underbrace{\left[\frac{e_0 - e_p}{1 + e_0} \right]}_{\text{Parcela do primário}} + \underbrace{\left[\frac{e_p - e_s}{1 + e_0} \right]}_{\text{Parcela do secundário}} \times h_{arg}$$

Com isso, o recalque secundário será:

$$\left(\frac{e_p - e_s}{1 + e_0} \right) \times h_{arg} = \left(C_c \times \frac{\log 2 \times \sigma'_v}{\sigma'_v} - C_s \times \frac{\log 2 \times \sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \times \frac{h_{arg}}{1 + e_0}$$

$$\Delta h_{sec} = \log 2 \times \frac{h_{arg}}{1 + e_0} \times C_c \left(1 - \frac{C_s}{C_c} \right)$$

Onde:

C_s : índice de recompressão;

C_c : índice de compressão;

e_0 : índice de vazios para a tensão vertical efetiva inicial *in situ*;

e_p : índice de vazios para a tensão vertical efetiva ao final do primário;

e_s : índice de vazios para a tensão vertical efetiva ao final do secundário;

σ'_v : tensão vertical efetiva final;

h_{arg} : espessura da camada de argila.

Sabendo-se que o valor de $\left(1 - \frac{C_s}{C_c}\right)$ varia de 0,9 a 0,87, têm-se:

$$\Delta h_{sec} = 0,27 \times \frac{h_{arg}}{1 + e_0} \times C_c$$

2.3 Estabilidade

As análises de estabilidade correntes de aterros sobre argila mole saturada admitem o comportamento não drenado da argila e são realizadas com base em tensões totais, visto que não se sabe as poropressões geradas na camada de argila mole. A análise em termos de tensões totais é também denominada análise $\Phi = 0$ (envoltória de resistência horizontal) e o valor da resistência não drenada (S_u) da camada de argila é um dado fundamental para o cálculo da estabilidade.

No caso de aterros em solo mole, o ensaio de campo mais utilizado para a determinação de S_u é o ensaio de palheta, que será discutido no item 2.4.2.

2.3.1 Modos de ruptura

Alguns modos de ruptura comuns em aterros sobre solo mole são: ruptura pelo corpo do aterro sem envolver a camada de argila mole (Figura 28A), ruptura da fundação argilosa como um problema de capacidade de carga (Figura 28B) e ruptura global do conjunto aterro-fundação (Figura 28C). Em geral, os modos de ruptura que governam o problema de aterro sobre solo mole são a ruptura da fundação e a ruptura global, as quais serão discutidas a seguir.

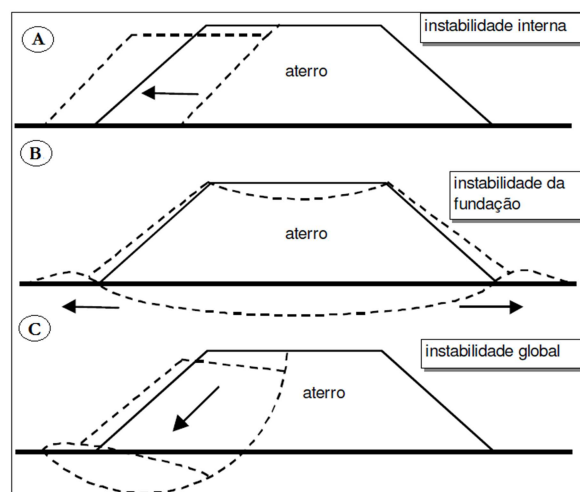


Figura 28 - Modos de ruptura de aterros sem reforço: (A) deslizamento lateral do aterro, (B) ruptura da fundação e (C) ruptura global aterro-fundação (Almeida, 2010).

2.3.1.1 Ruptura da fundação

Nesse modo de ruptura, o problema é devido à capacidade de carga, com isso, o aterro participa apenas como carregamento, ou seja, não é considerado a sua resistência.

Para o cálculo da altura crítica (h_{cr}), a equação utilizada deriva da equação clássica de capacidade de carga de uma fundação direta em solo sob solicitação na drenada ($\phi = 0$) é dada por:

$$h_{cr} = \frac{5,5 \times S_u}{\gamma_{at}}$$

Onde:

γ_{at} : peso específico do aterro;

S_u : resistência não drenada.

Portanto, a altura admissível (h_{adm}) para um aterro construído em uma única etapa é dada por:

$$h_{adm} = \frac{5,5 \times S_u}{\gamma_{at} \times F_s}$$

Onde:

F_s : fator de segurança quanto a ruptura da fundação.

Em geral $F_s \geq 1,5$, porém para aterros provisórios ou aterros cuja estabilidade é calculada para uma condição temporária (e.g. durante a execução de um aterro construído em etapas) são aceitos valores menores ($F_s \geq 1,3$).

Caso o valor de h_{adm} seja inferior à altura necessário do aterro do projeto (h_{at}), é comum optar-se por uma construção em etapas ou um aterro reforçado.

2.3.1.2 Ruptura global

As análises de estabilidade global englobam mecanismos de ruptura combinada envolvendo o aterro e a fundação (Figura 29), avaliados através dos métodos de equilíbrio limite. De uma forma geral, admite-se o solo como material rígido, perfeitamente plástico, entre outras hipóteses como, por exemplo, o mesmo fator de segurança em qualquer ponto da superfície de ruptura.

Para análise de estabilidade global do aterro têm sido muito utilizado programas computacionais de estabilidade de taludes disponíveis tanto para superfícies de ruptura circular como não circular.

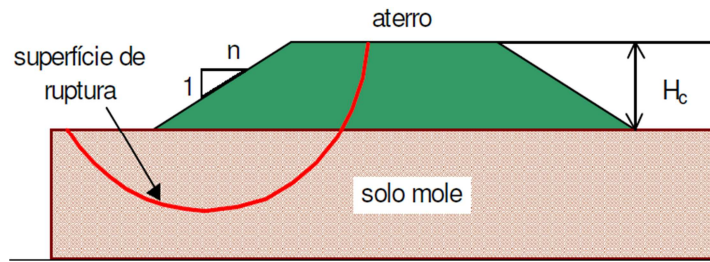


Figura 29 – Ruptura global (Perboni,2003).

Os métodos das fatias (ex: Bishop, Spencer, Morgenstern Price) são muito utilizados para análise de estabilidade de taludes. O método de Bishop simplificado é um dos mais usados na prática geotécnica para superfícies de ruptura circular.

No caso do método de Bishop simplificado é assumido que as forças resultantes que atuam nas faces laterais das fatias tem componente vertical igual a zero ($V_{i-1} - V_{i+1} = 0$). Em função disso, o equilíbrio das forças é feito na direção vertical. De acordo com a Figura 30, tem-se:

$$(N'_i + U_i) \times \cos \theta_i + T_{mi} \times \text{sen } \theta_i = W_i$$

Onde:

$$T_{mi} = \frac{1}{F_s} \times (c'_i \times \Delta l_i + N'_i \times \tan \phi'_i)$$

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \times \Delta x_i - \frac{c'_i \times \Delta x_i \times \tan \theta_i}{F_s}}{\cos \theta_i + \frac{\tan \phi'_i \times \text{sen } \theta_i}{F_s}}$$

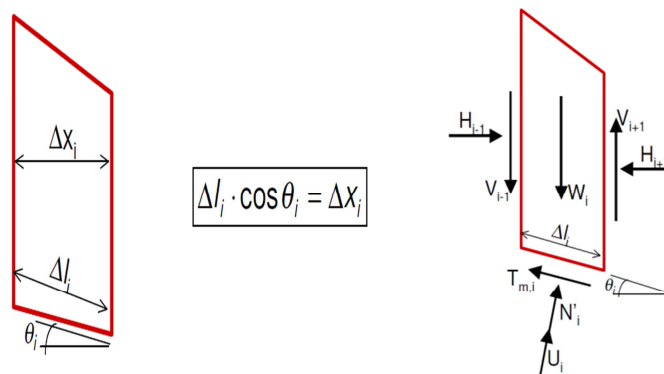


Figura 30 - Lamela de Bishop.

Como N'_i é função de F_s , o cálculo é feito de forma iterativa adotando um valor inicial para F_s e substituindo-o na expressão a seguir até se obter a convergência de F_s :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \times \sin\theta_i} \times \sum_{i=1}^n \frac{c'_i \times \Delta x_i + [W_i - u_i \times \Delta x_i] \times \tan\phi'_i}{\cos\theta_i \times \left(1 + \frac{\tan\theta_i \times \tan\phi'_i}{F_s}\right)}$$

2.3.2 Aterro construído em etapas

Para análise de estabilidade de aterros executado em etapas é muito importante a avaliação do ganho de resistência de uma etapa para outra devido ao adensamento ocorrido na etapa anterior. Existem vários procedimentos para a estimativa da resistência não drenada (S_u) nesses casos. Propõe-se o método de Leroueil et al.(1985) baseado na estimativa da variação das tensões efetivas do aterro (σ'_v) de acordo com a seguinte equação:

$$S_u = 0,25 \times \sigma'_v$$

Recomenda-se verificar esse ganho de resistência por meio de ensaios de palheta realizados antes da colocação de cada etapa construtiva.

A análise de estabilidade deve ser verificada para cada etapa do alteamento do aterro. Para tal, é necessário o acompanhamento do desempenho da obra, por meio de instrumentação geotécnica e ensaios de campo para os ajustes do projeto.

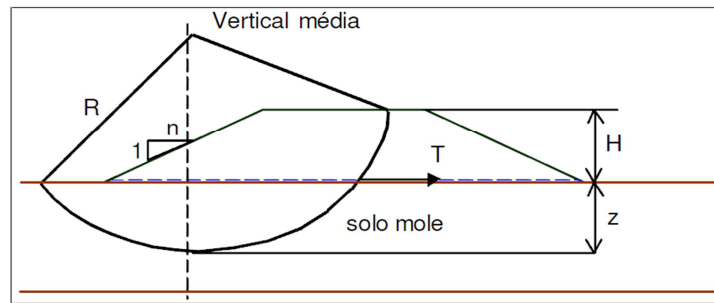
2.3.3 Aterro reforçado

O reforço atua melhorando a estabilidade do aterro e reduzindo os deslocamentos laterais.

Existem várias metodologias para análise de estabilidade de taludes que podem ser adaptados para obras de solo reforçado (Palmeira e Ortigão, 2004). A hipótese de ruptura mais comum em análises preliminares é a de superfície de deslizamento com forma circular e o emprego de métodos de equilíbrio-limite. A seguir será discutido o método proposto por Low et al. 1990 que visa o dimensionamento preliminar por meio do método de equilíbrio-limite.

- **Método de Low et al. (1990)**

Esse método é utilizado para obter o valor da resistência à tração do reforço (T) e é utilizado, principalmente, para geometrias simples, onde não há bermas de equilíbrio e onde o aterro pode ser considerado com “comprimento” infinito com plataforma horizontal e sem sobrecarga. O método fornece o fator de segurança mínimo para as superfícies de ruptura com centros sobre a vertical passando pelo meio do talude e tangentes a uma linha horizontal a uma profundidade arbitrada z (Figura 31) (Palmeira e Ortigão, 2004).



Legenda:

R - raio do círculo crítico;

H - altura do aterro;

z - profundidade da superfície de ruptura no solo de fundação;

n - inclinação do talude do aterro;

T - força de tração requerida no reforço;

Figura 31 – Superfície de ruptura, método de Low *et al.* (1990) (Perboni, 2003).

Para a utilização do método proposto, é necessário determinar-se inicialmente o fator de segurança da obra do caso sem reforço variando-se a profundidade z pela seguinte expressão:

$$F_0 = N_1 \times \frac{S_{ueq}}{\gamma_{at} \times H} + N_2 \left(\frac{c}{\gamma_{at} \times H} + \lambda \times \tan\phi \right)$$

Onde:

F_0 : fator de segurança mínimo para todos os círculos tangentes à linha horizontal na profundidade z para o caso sem reforço.

γ_{at} , c e ϕ : parâmetros do aterro;

H : altura do aterro;

N_1 , N_2 e λ : números de estabilidade (Figura 33);

S_{ueq} : resistência não drenada equivalente do solo mole, expressa por:

$$S_{ueq} = 0,35 S'_{uo} + 0,65 \times S_{uz} + 0,35 \left(\frac{z_c}{z} \right)^{1,1} \times \Delta S'_{uo}$$

S'_{uo} e S_{uz} (S_u na profundidade z) são obtidos através da Figura 32 a partir de dados de $S_u \times z$ conhecidos.

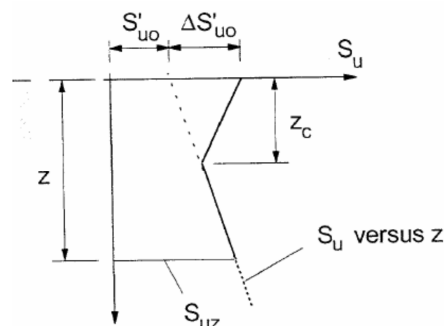


Figura 32 - Perfil da variação da resistência não drenada do solo de fundação (Palmeira, 1992 apud Perboni, 2003).

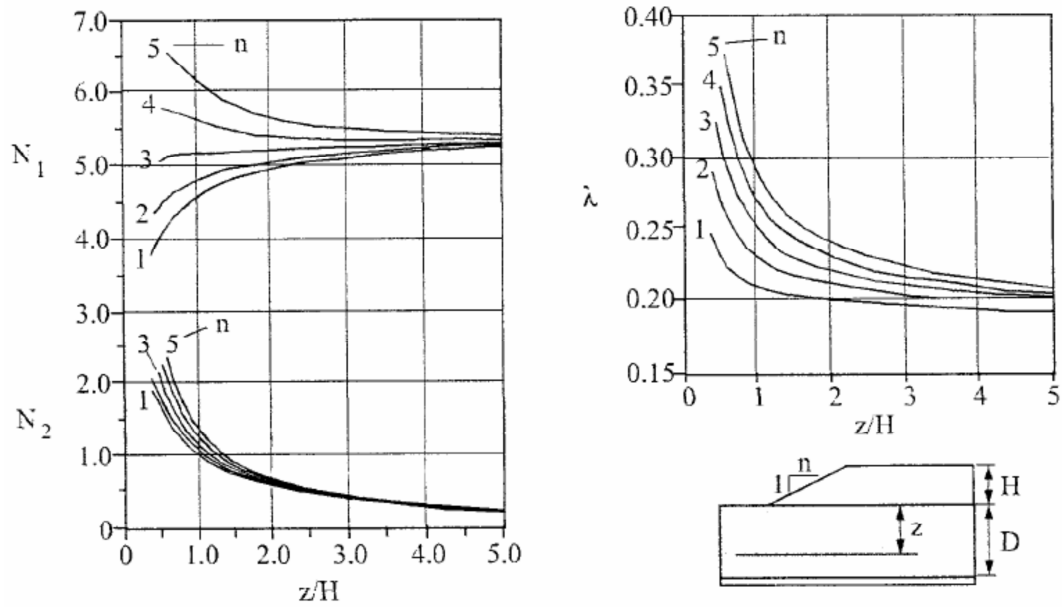


Figura 33 - Números de estabilidade para aterro não reforçado (Palmeira, 2002 *apud* Palmeira e Ortigão, 2004).

A expressão que fornece a força a ser mobilizada no reforço (T) para cada profundidade de z é:

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \times \frac{\gamma_{at} \times H^2}{I_R}$$

Onde:

F_r : fator de segurança mínimo para todos os círculos tangentes à linha horizontal na profundidade z para o caso com reforço. Esse valor é preestabelecido.

I_R : coeficiente obtido a partir da Figura 34 e que depende da geometria do aterro e da profundidade de tangência dos círculos.

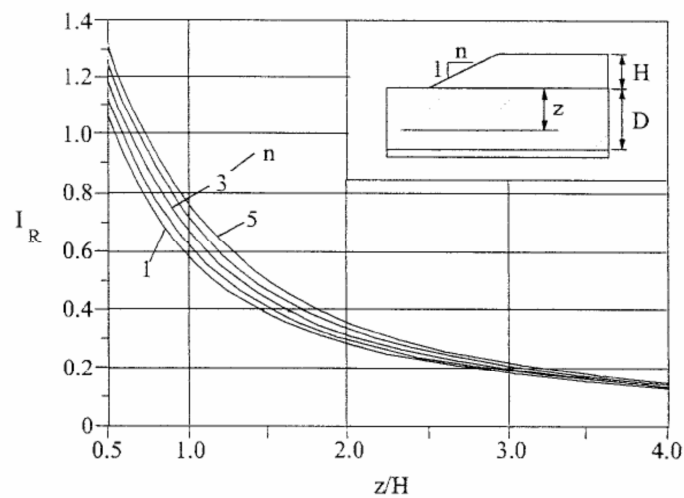


Figura 34 - Valor de I_R para o caso de aterro reforçado.

Após calcular os diferentes valores de T para as diversas profundidades z , obteve-se o $T_{máx}$ que é o valor do esforço necessário para alcançar o F_r .

Com o valor de T máximo é possível escolher o tipo de reforço geossintético dentro das margens de segurança que serão discutidas mais adiante.

O raio do círculo crítico, tangente à horizontal na profundidade z , para o caso reforçado é dado por:

$$R_r = \frac{3,128 \times \left(a - \frac{z \times T}{H^3 \times \gamma_{at}} \right)}{\left(\frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{H^2 \times \gamma_{at}} \right)} \text{ com } R_r \geq z + H$$

Onde:

$$a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{z}{H} + 0,5 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24}$$

Esse valor é obtido para definir o comprimento necessário do reforço, faltando ainda considerar o comprimento ancoragem.

- **Ancoragem do reforço**

Para mobilizar o esforço de tração (T), o geossintético precisa estar com o devido comprimento de ancoragem (L_{anc}) segundo a equação:

$$L_{anc} = \frac{F_{anc} \times T}{2 \times C_i \times (c + \gamma_{at} \times H \times \tan\phi)}$$

Onde:

F_{anc} : fator de segurança contra ruptura por deficiência de ancoragem (geralmente $F_{anc} \geq 1,5$);

γ_{at} , c e ϕ : parâmetros do aterro;

H : altura do aterro;

C_i : coeficiente de interação do geossintético com o solo, obtido por meio de ensaios de arrancamento.

Os valores de C_i devem ser fornecidos pelos fabricantes. Segundo Almeida e Marques (2010), usualmente, geogrelhas de malha quadrada com abertura entre 20mm e 40mm podem apresentar coeficientes de interação superiores a 0,8. Para aberturas maiores e poucos membros transversais, C_i pode ser menor que 0,5. Para geotêxteis tecidos, geralmente o valor é em torno de 0,6.

- **Definição do esforço admissível do reforço**

O esforço do geossintético calculado em projeto (T) deve ser menor que a resistência à tração disponível do geossintético (T_{ref}). A resistência disponível, também chamada de admissível, é determinada pela aplicação de fatores de redução globais sobre a resistência nominal do geossintético obtida no ensaio de faixa larga, segundo a equação:

$$T = \frac{T_{ref}}{FR_F \times FR_I \times FR_{DQ} \times FR_{DB}}$$

Onde:

FR_F : fator de redução parcial devido à fluência (Tabela 1);

FR_I : fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação (Tabela 1);

FR_{DQ} : fator de redução parcial devido à degradação química (Tabela 1);

FR_{DB} : fator de redução parcial devido à degradação biológica (Tabela 1).

Tabela 1 – Faixa de valores de fatores de redução recomendadas (Koerner; Hsuan, 2001 *apud* Almeida e Marques, 2010).

Faixa de valores de fatores de redução a serem usados		
Fatores de redução	Geotêxtil	Geogrelha
FR_I	1,1 - 2,0	1,1 - 2,0
FR_{DQ}	1,0 - 1,5	1,1 - 1,4
FR_{DB}	1,0 - 1,3	1,0 - 1,2
FR_F	2,0 - 3,5	2,0 - 3,0

A partir do esforço de tração utilizado no projeto (T) e da deformação admissíveis (ε_a), determina-se o módulo de rigidez de projeto (J) por:

$$J = \frac{T}{\varepsilon_a}$$

O geossintético utilizado deve ser suficientemente rígido pra evitar deformações excessivas no aterro. Segundo Palmeira e Orgitão (2004), as deformações admissíveis no elemento de reforço variam tipicamente de 3 a 10%.

Para a determinação do módulo de rigidez nominal (J_r), é necessário majorar o módulo de rigidez de projeto (J), considerando o efeito da fluência para o tempo de vida útil da obra, obtidos pelas curvas isócronas. Além disso, devem-se aplicar os fatores de danos de instalação e degradação química e biológica (Tabela 1). No caso de ausência de curvas isócronas, multiplica-se o J por todos os fatores de redução parciais (Tabela 1).

2.4 Ensaios de campo

Ensaios de campo são necessários para a definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e da estimação das propriedades geotécnicas dos materiais envolvidos.

A investigação preliminar do terreno consiste na realização de sondagens à percussão (SPT- *Standard Penetration Test*) e é a primeira etapa de investigação a ser realizada.

Posteriormente, são realizadas investigações complementares de campo cuja aplicabilidade depende das características do subsolo e das propriedades a serem medidas. No caso de argilas moles é comum a realização dos ensaios de palheta e de piezocone para a determinação dos parâmetros geotécnicos (Tabela 2) e do modelo geomecânico do depósito de solo mole e da obra, objetivando cálculos de recalque e estabilidade.

Existem outros ensaios de campo também empregados para a obtenção de parâmetros de deformabilidade e de resistência ao cisalhamento como o dilatômetro, pressiómetro e de penetração de cilindro (Almeida e Marques, 2010), porém estes não serão aqui abordados, visto que não foram realizados no projeto em estudo.

Tabela 2 - Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ* (Lunne et al., 1997 apud Schnaid, 2000)

GRUPO	EQUIPAMENTO	IDENTIFICAÇÃO*		PARÂMETROS*										
		Tipo Solo	Perfil	u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	k	G_θ	σ_h	OCR	$\sigma-\varepsilon$
Penetrômetro	SPT	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B

* Aplicabilidade: A=alta; B=moderada; C=baixa; - =inexistente.

Parâmetros:

u = poro pressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; k = coeficiente de permeabilidade; S_u = resistência ao cisalhamento não-drenada; D_r = densidade relativa; m_v = coeficiente de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolida; G_θ = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de sobreadensamento; $\sigma-\varepsilon$ = relação tensão- deformação.

2.4.1 SPT (*Standard Penetration Test*)

A execução de sondagens à percussão em solos moles tem como objetivo definir os tipos de solos existentes, as espessuras das camadas e dos perfis geológicos-geotécnicos.

A sondagem deve ser executada até atingir alguns metros no solo subjacente a argila mole, para definir a condição drenante da camada, ou o impenetrável no caso de aterro sobre estacas.

A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se trépano de lavagem como ferramenta de escavação. A cada metro de profundidade são retiradas amostras representativas do solo pelo amostrador padrão. O procedimento deve obedecer a NBR 6484 (ABNT, 2001a). O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar os 30cm finais. No caso de solos moles, é comum encontrar o N_{SPT} igual a zero.

Em solos coesivos a resistência a penetração é uma resistência não drenada (S_u) e os fatores que controlam essa resistência são plasticidade, sensibilidade e fissuração da argila. A resistência não drenada não é uma propriedade do solo, pois depende do caminho de tensões, da velocidade de carregamento e de dissipação do excesso de pressão das águas nos vazios. Como o SPT não permite obter informações sobre esses dados fundamentais e pela falta de representatividade dos valores de N_{SPT} medidos nos ensaios em solos moles ($N_{SPT} < 5$), não é recomendado utilizá-lo para previsão de deformações em argilas moles.

No caso de solos sobreadensado, o módulo de Young não drenado (E_u) e o coeficiente de variação volumétrica (m_v) podem ser estimados para anteprojeto através das correlações propostas por Stroud e Butler (1975) *apud* (Schnaid, 2000).

Através das amostras retiradas na parte inferior do amostrador SPT, é usual determinar a umidade natural (w) e dos limites de Atterberg. A amostra deve ser adequadamente escolhida, não devendo ser influenciada pelo procedimento de avanço. Após a coleta, a amostra deve ser imediatamente colocada em saco plástico e armazenada em caixa de isopor, protegida do sol (Almeida e Marques, 2010).

2.4.2 Ensaio de Palheta

O ensaio de palheta ou *Vane Test* é o mais utilizado para a obtenção da resistência não drenada (S_u) da argila mole. Além disso, outros parâmetros também podem ser obtidos através desse ensaio, tais como: resistência não drenada nas condições amolgadas, razão de sobreadensamento e sensibilidade da estrutura da argila.

Esse ensaio consiste na cravação estática de palheta de aço, com secção transversal em formato de cruz, de dimensões padronizadas, inserida até a posição desejada para a execução do teste (Figura 35).

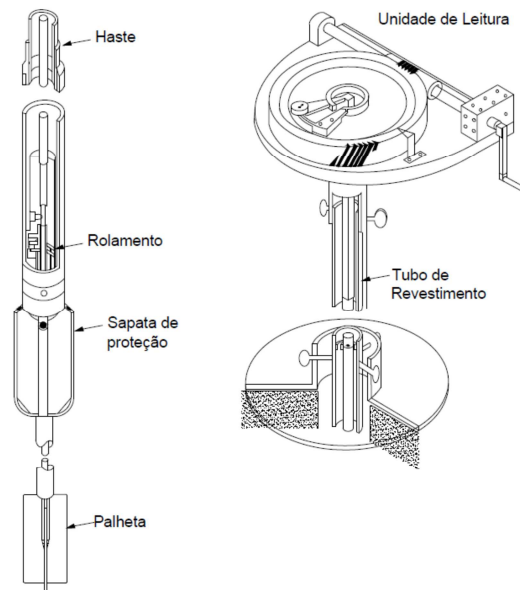


Figura 35 – Equipamento de palheta.

Uma vez cravada a palheta, é aplicado torque à ponteira para cisalhar o solo por rotação, em condições não drenadas. A velocidade de 6º/min, adotada pelas normas, garante essa condição não drenada de ensaio. Durante a realização do ensaio, são feitas leituras de rotação a cada 2 graus para determinar a curva torque x rotação.

- **Resistência não- drenada**

Através do torque máximo obtêm-se o valor de resistência não drenada do terreno, nas condições de solo natural indeformado. A equação utilizada para o cálculo de S_u , prescrita pela NBR 10905 (ABNT, 1989), é:

$$S_u = \frac{0,86 \times T}{\pi \times D^3}$$

Onde:

D : diâmetro da palheta (m);

S_u : resistência não drenada na condição natural (kN/m²);

T : torque máximo medido no ensaio (kN.m).

Posteriormente, para obtenção da resistência não-drenada, representativa de uma condição pós-amolgamento da argila, gira-se a palheta rapidamente por 10 voltas

consecutivas, obtendo-se a resistência não drenada do terreno nas condições de solo amolgado (S_{ua}) através da mesma equação prescrita anteriormente.

- **Sensibilidade da argila**

Com os resultados do ensaio na condição natural e na condição amolgada, pode-se avaliar a sensibilidade da estrutura de formação natural do depósito argiloso através da equação:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ua}}$$

Onde:

S_t : sensibilidade da argila;

S_{ua} : resistência não drenada na condição amolgada.

A Tabela 3 indica a sensibilidade da argila segundo o valor de S_t .

Tabela 3 - Sensibilidade de a argila (Skempton & Northey, 1952 *apud* Schnaid, 2000)

Sensibilidade	S_t
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito Alta	> 16

- **Correção da resistência não drenada**

O valor de S_u é influenciado por vários fatores, tais como: velocidade de rotação da palheta, atrito mecânico, características da palheta, plasticidade da argila, amolgamento, anisotropia e heterogeneidade da argila, e o valor calculado é influenciado pela hipótese de ruptura adotada (Chandler, 1988 *apud* Almeida e Marques, 2010). Com isso, o ensaio deve ser realizado de acordo com a NBR 10905 (ABNT, 1989) obedecendo o tempo de espera entre a cravação e a rotação da palheta, a velocidade de rotação, as dimensões da palheta e o tempo de ensaio.

A resistência não drenada de projeto é determinada a partir da resistência não drenada obtida no ensaio de palheta multiplicada por um fator de correção (μ), obtido através da Figura 36. Esse fator é função do índice de plasticidade da argila e incorpora o efeito da anisotropia da argila e da diferença entre a velocidade de carregamento da obra e a do ensaio.

$$S_{u \text{ projeto}} = \mu \times S_{u \text{ palheta}}$$

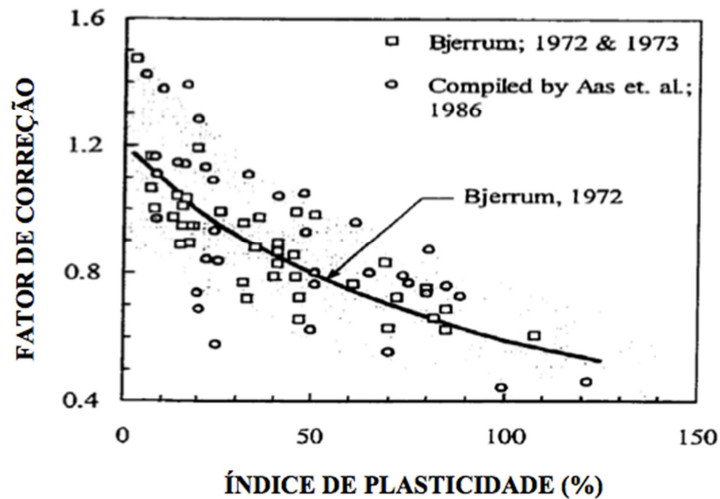


Figura 36 – Fator de correção (μ) de Bjerrum apud Baroni (2010).

- **História de tensões**

A história de tensões do solo, indicada pelo perfil de *OCR* (*Overconsolidation ratio*), é indispensável à análise de comportamento de depósitos argilosos. Tradicionalmente obtida em ensaios de adensamento, é possível obter a também o *OCR* de acordo com a profundidade pelo ensaio de palheta. Essa análise é feita através de uma relação secundária de caráter semiempírico expressa pela seguinte equação (Mayane e Mitchell (1988) apud Almeida e Marques, 2010):

$$OCR = \alpha \times \frac{S_u}{\sigma'_{vo}}$$

$$\alpha = 22 \times (I_p)^{-0,48}$$

Onde:

σ'_{vo} : tensão vertical efetiva *in situ*, obtida a partir de perfis geotécnicos;

I_p : índice de plasticidade.

Segundo Mayane e Mitchell (1988), existe uma similaridade entre o coeficiente α e o empírico fator de correção μ , de forma que ambos decrescem com I_p aproximadamente na mesma razão segundo a equação (Schnaid, 2010):

$$\alpha = 4 \times \mu$$

O ensaio de piezocone, descrito a seguir, tem sido mais utilizado para estimar o valor de *OCR*.

2.4.3 Ensaio de Piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone (CPTU) consiste na cravação de uma ponteira cônica (Figura 37 e Figura 38) de forma contínua com velocidade constante de 2,0 cm/s, conforme especificado pelo MB 3406 (ABNT,1991a). A cravação é feita com o auxílio de penetrômetro hidráulico e hastes metálicas padronizadas.

Durante a cravação do cone, são continuamente medidas as seguintes grandezas:

- Resistência de ponta (q_c);
- Resistência ao atrito lateral (f_s);
- Pressões Neutras (u).

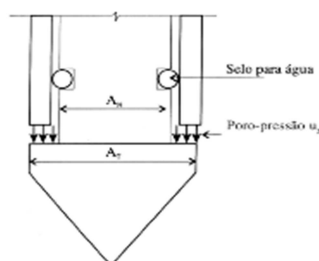


Figura 37 – Detalhe da ponta.

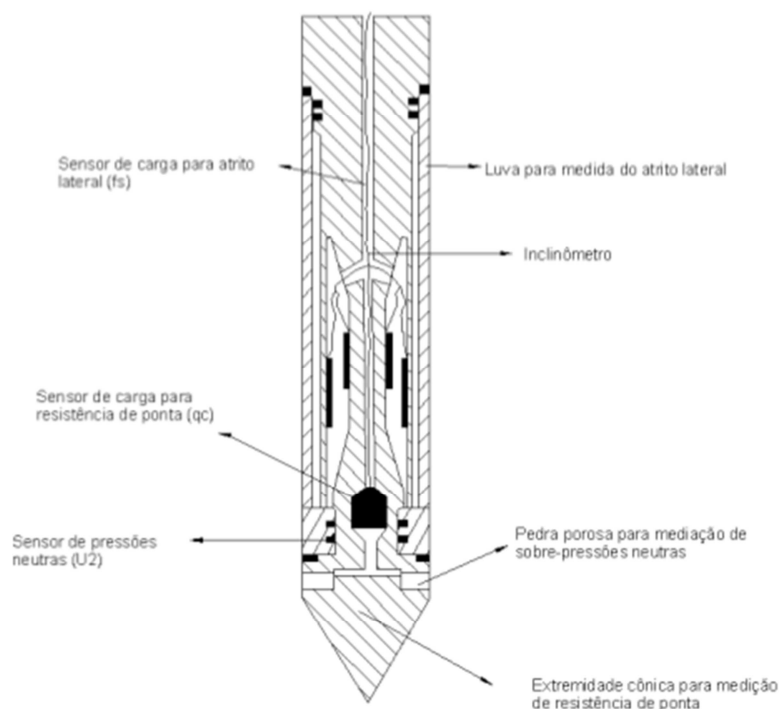


Figura 38 - Sonda do piezocone.

As poropressões são lidas através de um elemento poroso situado na base do cone, saturado com o auxílio de bomba a vácuo e óleo de silicone. Durante o ensaio, podem ser realizados ensaios de dissipação da pressão neutra.

Além dos dados lidos em tempo real durante a cravação, o ensaio de piezocone tem sido utilizado para a classificação dos solos, estimativa do comportamento típico dos solos, definição da estratigrafia de depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada (S_u) e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo (c_h e c_v). Através desse ensaio, também é possível estimar a razão de sobreadensamento (OCR), o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), o módulo de deformabilidade oedométrico (E_{oed}) e a sensibilidade da argila (S_t) (Almeida e Marques, 2010).

A resistência à penetração é influenciada pelo efeito da poropressão atuante em áreas desiguais da geometria do cone. Logo, a resistência real de ponta medida no ensaio deve ser corrigida segundo a equação:

$$q_t = q_c + (1 - a) \times u_2$$

Onde:

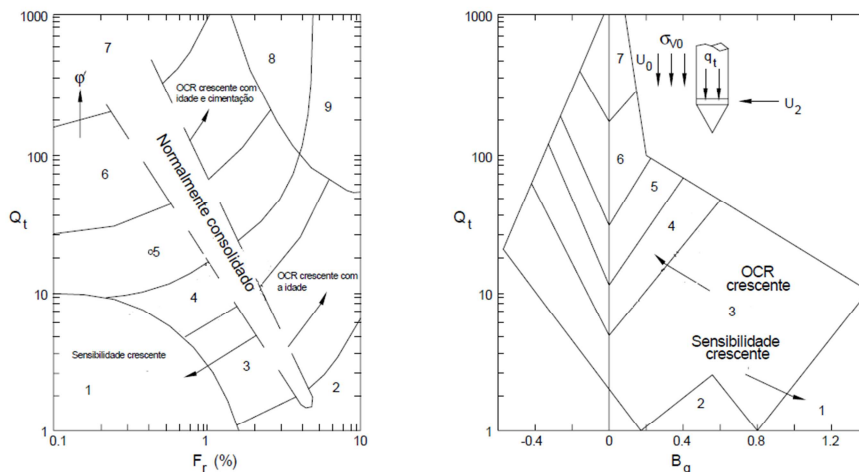
q_t : resistência de ponta corrigida;

q_c : resistência de ponta do cone;

u_2 : poropressão medida na base do cone;

a : relação das áreas A_N/A_T (Figura 37).

A metodologia de classificação preliminar dos solos a partir dos ensaios de piezocone correlacionam $q_t \times B_q$ (Figura 39).



ZONA	COMPORTAMENTO DO SOLO	Parâmetros utilizados
1	Solos finos sensíveis	$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}}$ Parâmetro de pressões intersticiais
2	Solos orgânicos	
3	Argilas e argilas siltosas	$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$ Resistência de ponta normalizada
4	Argilas siltosas e siltes argilosos	
5	Areias siltosas a siltes arenosos	$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}}$ Razão de atrito normalizada
6	Areias limpas a areias siltosas	
7	Areias e areias cascalhentas	
8	Areias comp.e areias argilosas comp.	
9	Argilas e siltes rijos	

Figura 39 - Diagramas de classificação de solos (adaptado de Robertson, 1990 apud Baroni, 2010).

A correção da resistência de ponta é fundamental em todos os ensaios onde há monitoramento das poropressões durante a cravação, principalmente para a determinação de propriedade de argilas moles.

- **Resistência não drenada**

A resistência não drenada é determinada através das equações:

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{N_k} \quad \text{ou} \quad S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}}$$

O valor de N_k (ou N_{kt} , fatores de capacidade de carga) pode ser obtido através das teorias de equilíbrio-limite ou através do método de trajetória de deformações. No caso mais simples, relaciona-se a medida de resistência de ponta do cone q_c (ou q_t) com a resistência não drenada S_u , sendo o mais utilizado a medida através de ensaio de palheta possibilitando a determinação direta dos fatores do cone (Schnaid,2000):

$$N_k = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{S_{u(palheta)}} \quad \text{ou} \quad N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{S_{u(palheta)}}$$

A experiência na realização de ensaios de piezocone indica que o valor de N_{kt} deve ser obtido para cada depósito e para cada profundidade do mesmo depósito, adotando um valor médio para o depósito para obter o perfil de S_u . Em alguns casos devido à heterogeneidade do depósito, o valor médio de N_{kt} pode ser bastante variável, podendo ser utilizados valores diferentes ao longo da profundidade ou em cada vertical.

Outros fatores de cone como $N_{\Delta u}$ e N_{ke} são propostos para o cálculo da resistência não drenada (Lunne *et al.*, 1985; Robertson *et al.*, 1988 *apud* Baroni, 2010).

O fator de cone $N_{\Delta u}$ leva em consideração a variação do excesso de poropressão em relação à poropressão hidrostática (u_0).

$$N_{\Delta u} = \frac{(u_2 - u_0)}{S_{u(palheta)}}$$

Segundo Campanella e Robertson (1988) *apud* Baroni (2010), os parâmetros baseados nas medidas de poropressão têm a vantagem da acurácia nas medidas de Δu ser bastante superior às outras grandezas medidas, principalmente em argilas moles onde Δu pode ser muito grande. Além disso, para as argilas moles q_c é

proporcionalmente muito pequeno e tipicamente a célula de carga de ponta pode ser requerida a registrar cargas menores que 1% da sua capacidade nominal com uma associada falta de acurácia de 50% dos valores medidos.

O fator de cone N_{ke} relaciona a resistência de ponta corrigida (q_t) e a poropressão (u_2).

$$N_{ke} = \frac{(q_t - u_2)}{S_{u(palhetas)}}$$

- **História de tensões**

Em geral se o material é carregado abaixo da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, enquanto que para acréscimos de tensões maiores as deformações serão plásticas e de magnitude considerável.

Segundo Chen e Mayane (1996), a razão de sobreadensamento OCR ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$) é dada pela seguinte equação (Schnaid, 2000):

$$OCR = k \times \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

$$k = 0,305 \text{ (recomendado)}$$

- **Estado de tensões**

O estado de tensões é normalmente expresso através do coeficiente de empuxo em repouso (K_0), definido pela razão entre as tensões efetivas principais:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Para depósitos normalmente adensados utiliza-se a expressão proposta por Jacky (1944) *apud* Schnaid (2000):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

Para condições de sobreadensamento, K_0 assume a forma mais geral proposta por Mayne e Kulhawy (1982) *apud* Schnaid (2000):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \times OCR^{\text{sen}\phi'}$$

Os valores de ϕ' (ângulo de atrito interno efetivo) são medidos em ensaios de laboratório, previstos através de ensaios *in situ* ou estimados através de correlações com os Limites de Atterberg para argilas normalmente adensadas (Figura 40).

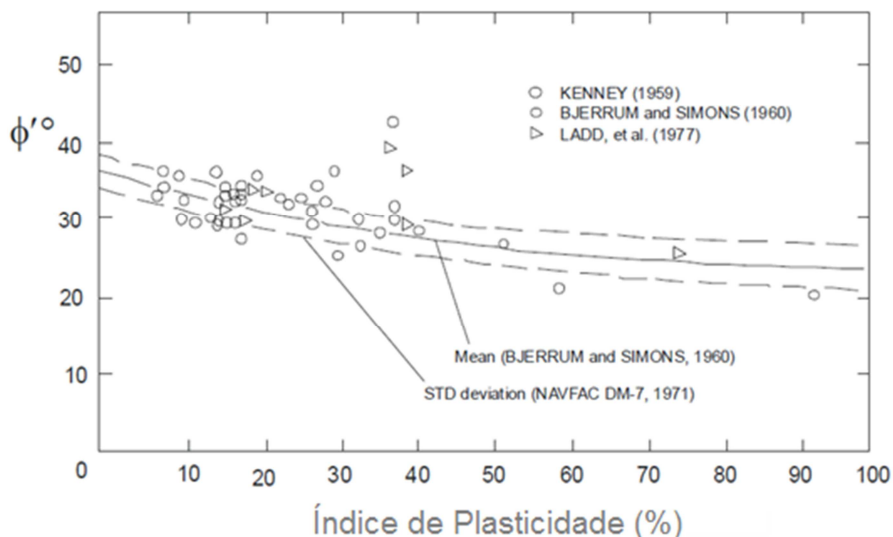


Figura 40 - Correção entre ângulo de atrito interno efetivo e índice de plasticidade para argilas normalmente adensadas (Baroni, 2010).

Em solos coesivos, a estimativa de K_0 com base nos resultados do ensaio CPTU, pode ser dada segundo Kulhawy e outros (1985) e Mayne e Kulhawy (1990) *apud* Schnaid (2000) por:

$$K_0 = 0,1 \times \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

- **Coefficiente de adensamento horizontal**

Os ensaios de dissipação do excesso de poropressões geradas durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para a obtenção do coeficiente de adensamento horizontal, c_h . O ensaio consiste em interromper a cravação do piezocone em profundidades pré-estabelecidas, até atingir, no mínimo 50% de dissipação do excesso de poropressões. A velocidade de dissipação depende do diâmetro da sonda e do coeficiente de adensamento horizontal, que, por sua vez, dependem da compressibilidade e permeabilidade do solo.

O procedimento para a determinação de c_h (Robertson et al. 1992; Danziger et al. 1996, Soares, 1997 *apud* Schnaid, 2000) requer a estimativa acurada do valor da poropressão no início da dissipação u_i , e do valor da poropressão hidrostática u_0 .

Segundo Houlsby e Teh (1988) *apud* Almeida e Marques (2010), a estimativa de c_h pode ser expressa através de um fator de tempo adimensional definida por:

$$T^* = \frac{c_h \times t}{R^2 \times \sqrt{I_R}}$$

Onde:

R : raio do piezocone;

t : tempo de dissipação;

I_R : índice de rigidez (G / S_u);

G : módulo de cisalhamento do solo ($G = \frac{E_u}{3}$, sendo o módulo de Young não drenado obtido pelo ensaio CU, usualmente obtido para 50% da tensão desvio máxima).

O valor do fator tempo T^* é em função da porcentagem de dissipação ($1 - U$) e da posição do elemento poroso no cone, conforme a Tabela 4.

Tabela 4 - Fator tempo T^* para análise dos ensaios de dissipação (Houlsby e Teh, 1988 *apud* Almeida e Marques, 2010).

U	Posição do filtro	
	Face do cone (u_1)	Base do Cone (u_2)
(%)		
20	0.014	0.038
30	0.032	0.078
40	0.063	0.142
50	0.118	0.245
60	0.226	0.439
70	0.463	0.804
80	1.040	1.600

Conforme demonstrado por Baligh & Levadoux (1986) *apud* Schnaid (2000), os valores de c_h obtidos no ensaio de piezocone correspondem ao caso do material sobreadensado, visto que durante a penetração do cone o material ao redor é induzido a elevados níveis de deformações, comportando-se como um solo em recompressão.

Segundo Jamiolkowski *et al.* (1985) *apud* Schnaid (2000), a determinação do coeficiente de adensamento horizontal de comportamento normalmente adensado pode ser expressa através de uma abordagem semiempírica, na qual os valores do coeficiente RR/CR variam entre 0,13 e 0,15 (Schnaid, 2000):

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} \times c_h(\text{piezocone})$$

$$RR = \frac{C_s}{1 + e_0}$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

Onde:

RR : relação de recompressão;

CR : relação de compressão;

C_s : índice de recompressão;

C_c : índice de compressão;

e_0 : índice de vazios inicial;

- **Coefficiente de adensamento vertical**

Com os valores de $c_h (NA)$, é possível estimar o valor do coeficiente de adensamento vertical (c_v) para o solo normalmente adensado a partir da comparação com ensaios de adensamento através da expressão (Schnaid, 2000):

$$c_v (NA) = \frac{k_v}{k_h} \times c_h (NA)$$

Onde:

k_v : coeficiente de permeabilidade vertical;

k_h : coeficiente de permeabilidade horizontal

Segundo Levadoux (1980), essa equação também é válida para solos sobreadensados, podendo assim ser expressa de forma geral como (Oliveira ,1991):

$$c_v = \frac{k_v}{k_h} \times c_h$$

A Tabela 5 apresenta a anisotropia de permeabilidades horizontal e vertical de acordo com a natureza das argilas.

Tabela 5 - Razão de permeabilidade em argilas (Ladd *et al*, 1976; Jamiolkowski *et al*,1985 *apud* Schanid,2000).

Natureza da argila	k_h / k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

3. Estudo de caso

3.1 Considerações iniciais

A obra em estudo consiste na execução de um aterro de 8,0m de altura, a partir do nível do terreno, sobre uma camada de argila mole com cerca de 9,0m de espessura. O aterro será construído em etapas com uso de bemas de equilíbrio, geodrenos e geogrelha.

Em função da dificuldade de obtenção dos relatórios da empresa que executou os ensaios de campo (sondagem, palheta, piezocone) e de laboratório (oedométrico), foram utilizados para a determinação dos parâmetros da camada compressível, os gráficos dos resultados de alguns ensaios disponíveis no relatório de projeto, como será visto no item 3.4. Como nem todos os parâmetros estão apresentados nesses gráficos, adotou-se algumas correlações para a determinação dos demais parâmetros necessários para o dimensionamento da obra.

3.2 Características da obra

A obra em análise consiste na execução de um aterro em uma área que faz parte do Complexo Industrial de Suape (Figura 41), localizado no Município de Ipojuca (região metropolitana do Recife), Estado de Pernambuco (Figura 42).



Figura 41 - Localização da área em estudo (Fonte: Google Earth).

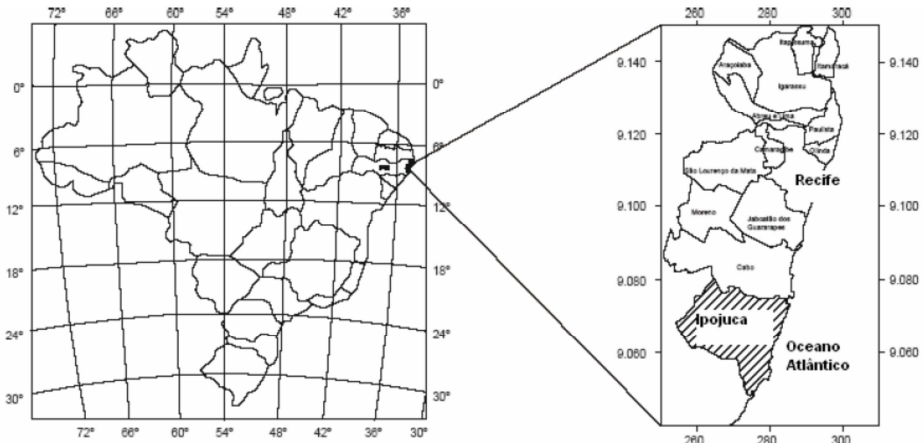


Figura 42 - Localização do Município de Ipojuca na Região Metropolitana do Recife (Pfaltzgraff, 1999).

O aterro será executado num local designado como da Área A e servirá para a estocagem de pilha de coque e atuará como berma de equilíbrio para a Área SM2 (Figura 43). Com isso, a cota definida para esse aterro é de 8,0m, sabendo que a cota do terreno atual é de 0,00m.

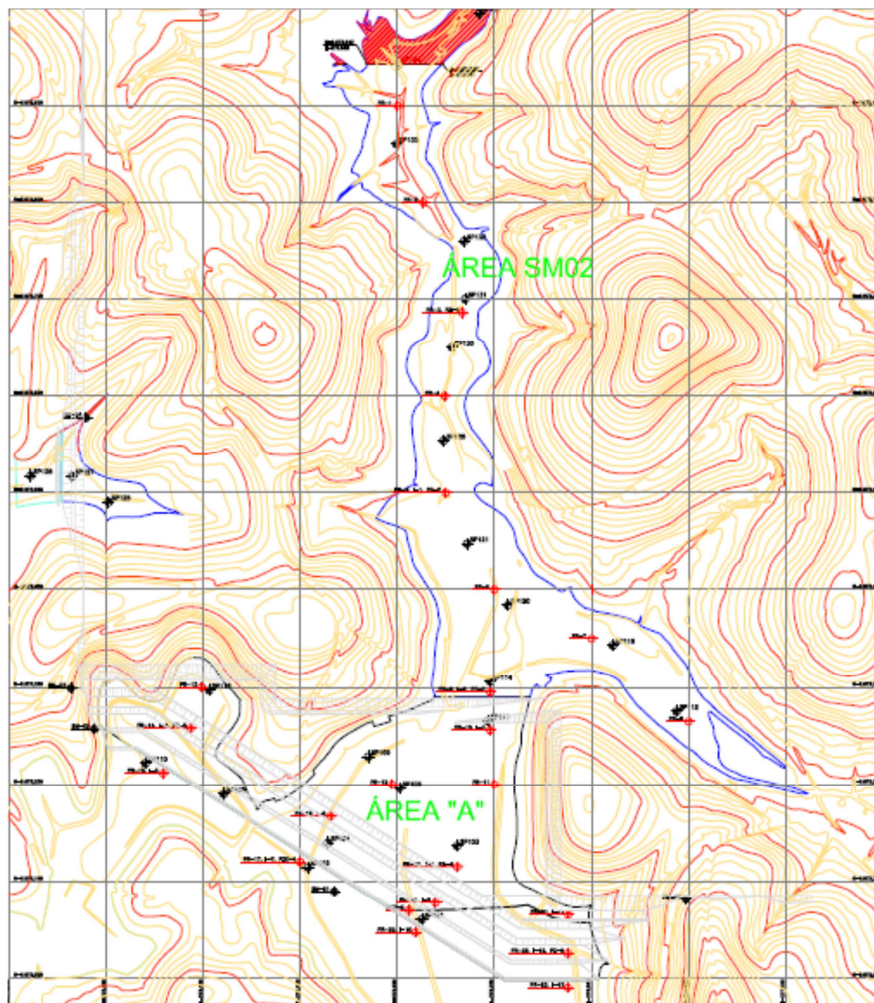


Figura 43 - Área A e Área SM2.

3.3 Características do subsolo

O subsolo da Área A é constituído por sedimentos (depósitos de mangues) do Período Quaternário. Segundo Pfaltzgraff (1999), esses depósitos situam-se próximos ao mar, sendo constituídos predominantemente por argilas orgânicas, siltes, areias finas e restos orgânicos, que se formam nas áreas baixas, periodicamente inundáveis.

As coberturas quaternárias são constituídas por sedimentos não consolidados, de idade quaternária (120.000 anos até hoje) formando os depósitos aluvionares, sedimentos de praia, sedimentos flúvio-lagunares, depósitos de mangue, terraços litorâneos holocênicos e terraços litorâneos pleistocênicos. As argilas moles estão presentes principalmente nos sedimentos flúvio-lagunares e nos depósitos de mangue. Como o Porto de Suape está situado na foz de quatro rios (Massangana, Ipojuca, Tatuoca e Merepe), esta argila mole é de origem flúvio-marinha (Pfaltzgraff, 1999).

A Figura 44 mostra a descrição geotécnica dos materiais no entorno do complexo Industrial e Portuário de Suape.

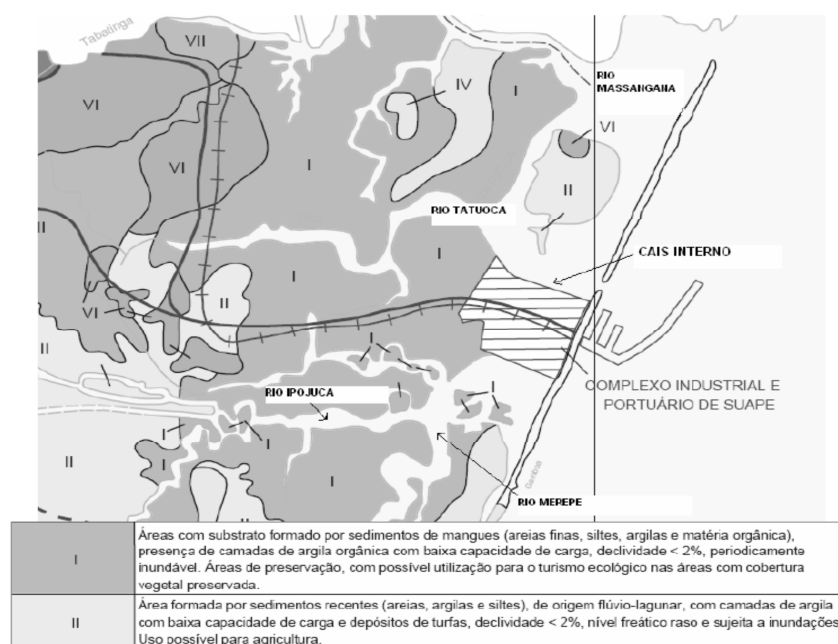


Figura 44 - Carta geotécnica no entorno do Complexo Industrial e Portuário de Suape (Pfaltzgraff, 1999).

As sondagens realizadas em toda a Área A (Figura 45) mostram que o terreno e o nível d'água se encontram na cota 0,00. O subsolo é composto inicialmente por uma camada de solo muito mole ($N_{SPT} = 0$) de argila orgânica com turfa, com espessura variável entre 7,5m (aterro junto à Área SM2) e 9,0m (bordo externo do aterro) subjacente à camada de solo mole, segue-se uma camada resistente ($NSPT \approx 40$) de areia siltosa (Figura 46).

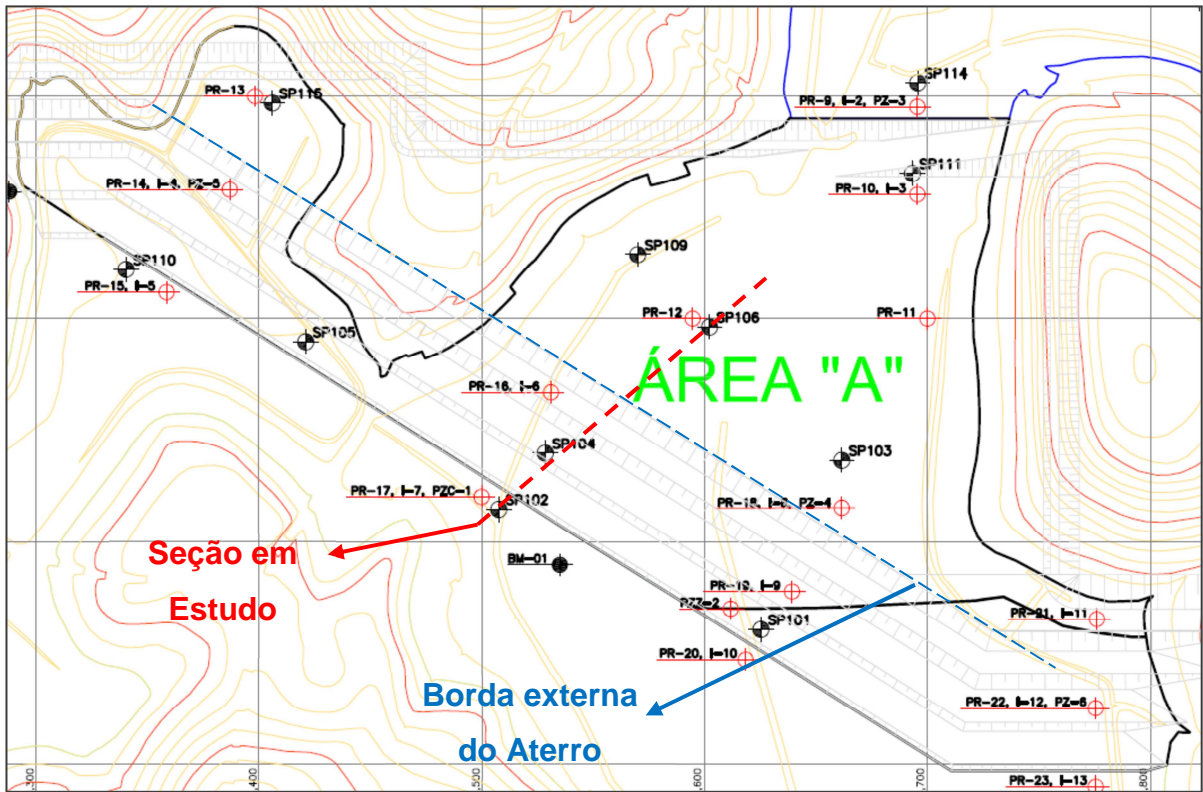


Figura 45 - Sondagens executadas na Área A e a seção em estudo.

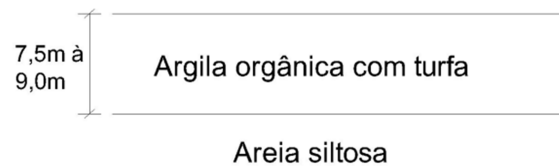


Figura 46 - Detalhe esquemático do perfil em estudo da Área A.

Para o dimensionamento do aterro no presente trabalho foi selecionado uma seção representativa que está apresentada na Figura 45 onde estão as sondagens SP-102, SP-104 e SP-106. Essa seção representa as piores condições de subsolo a serem usadas para as análises de estabilidade. Os valores de N_{SPT} dessas sondagens de acordo com a profundidade podem ser vistos na Figura 47.

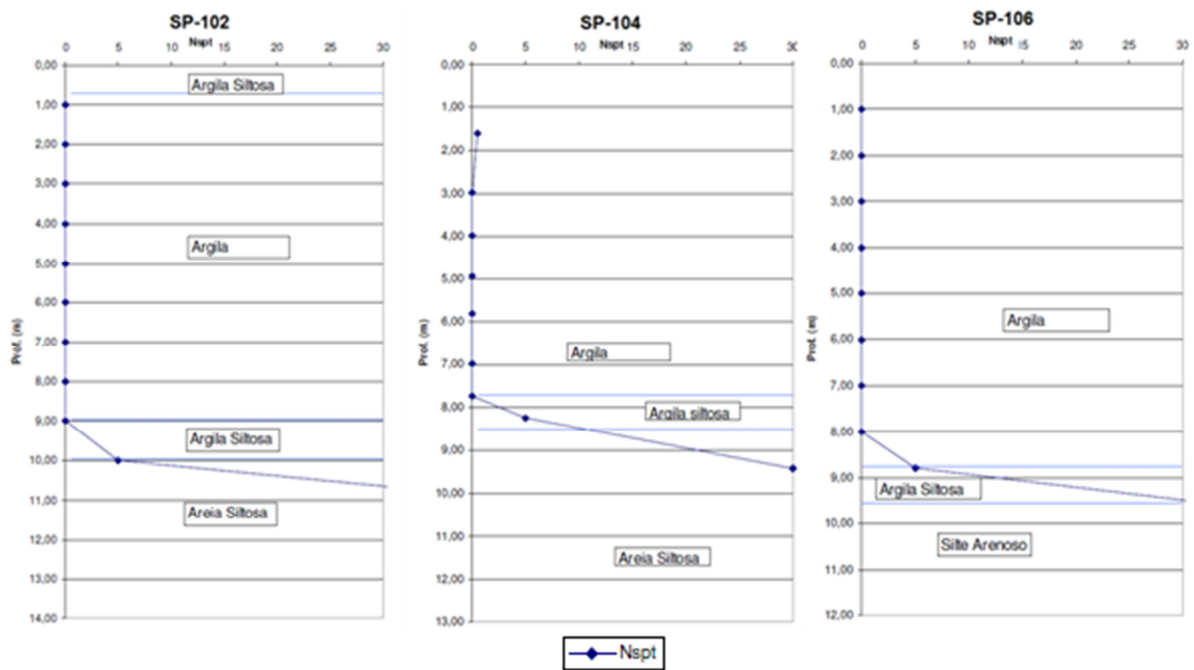
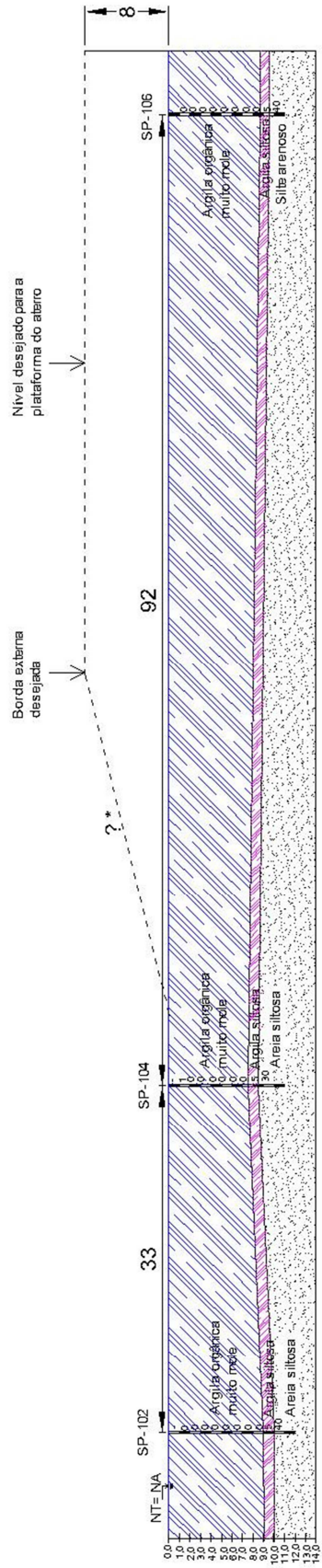


Figura 47 - N_{SPT} versus profundidade das sondagens em estudo.

Com base nas observações apresentadas na Figura 47 e no item 3.4, definiu-se um perfil longitudinal geotécnico de projeto (Figura 48). Este perfil é constituído por uma camada argilosa muito mole a mole desde a superfície do terreno admitido na cota 0,00m até a profundidade de 9,00m, sobrejacente a uma camada de areia ou silte compacta.



* Inclinação da saia do aterro que será definida em projeto.
As cotas estão apresentadas em metro

Figura 48 - Perfil transversal em estudo.

3.4 Resultados dos ensaios geotécnicos disponíveis

Os relatórios dos ensaios realizados (palheta, piezocone, ensaio de caracterização, ensaio oedométrico e triaxial) no local não foram cedidos pela empresa que os executou, sendo fornecidos apenas os gráficos com os resultados finais dos ensaios executados de palheta, piezocone e triaxial (Figura 49 a Figura 52).

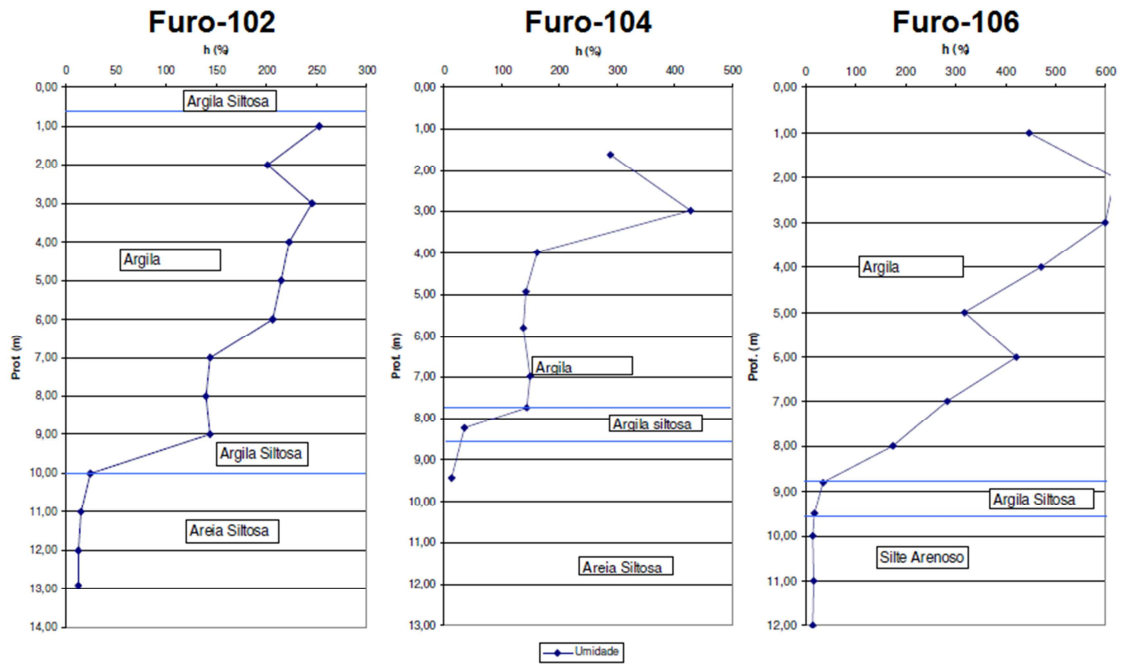


Figura 49 - Gráficos da umidade x profundidade, obtidos através da sondagem à percussão.

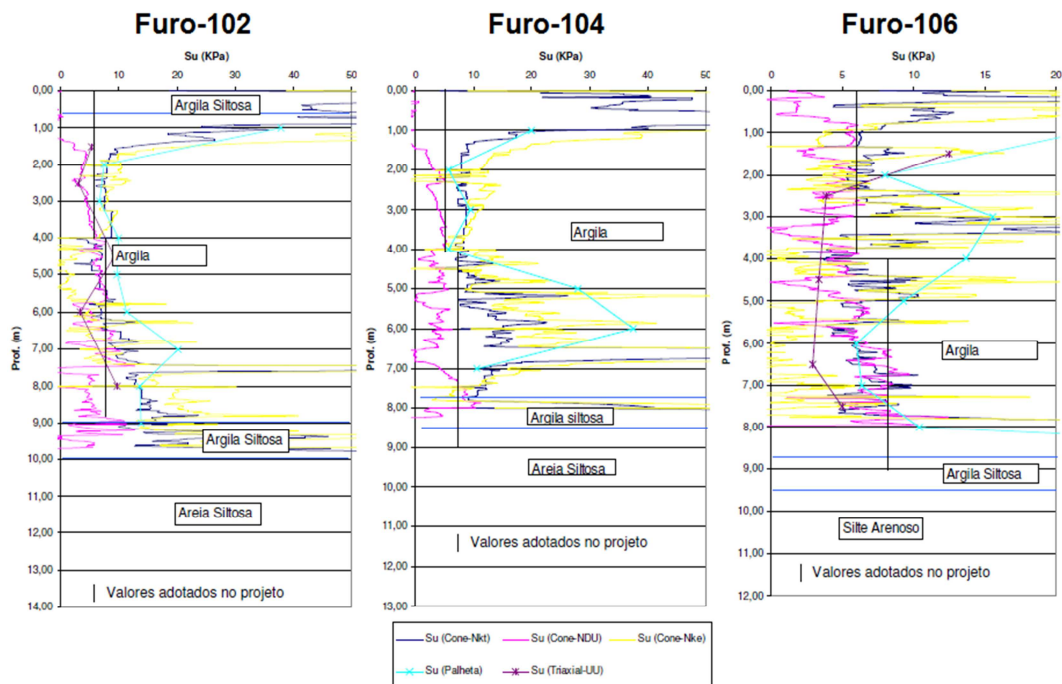


Figura 50 - Gráficos da resistência não drenada x profundidade, obtidos através dos ensaios de piezocone, palheta e triaxial.

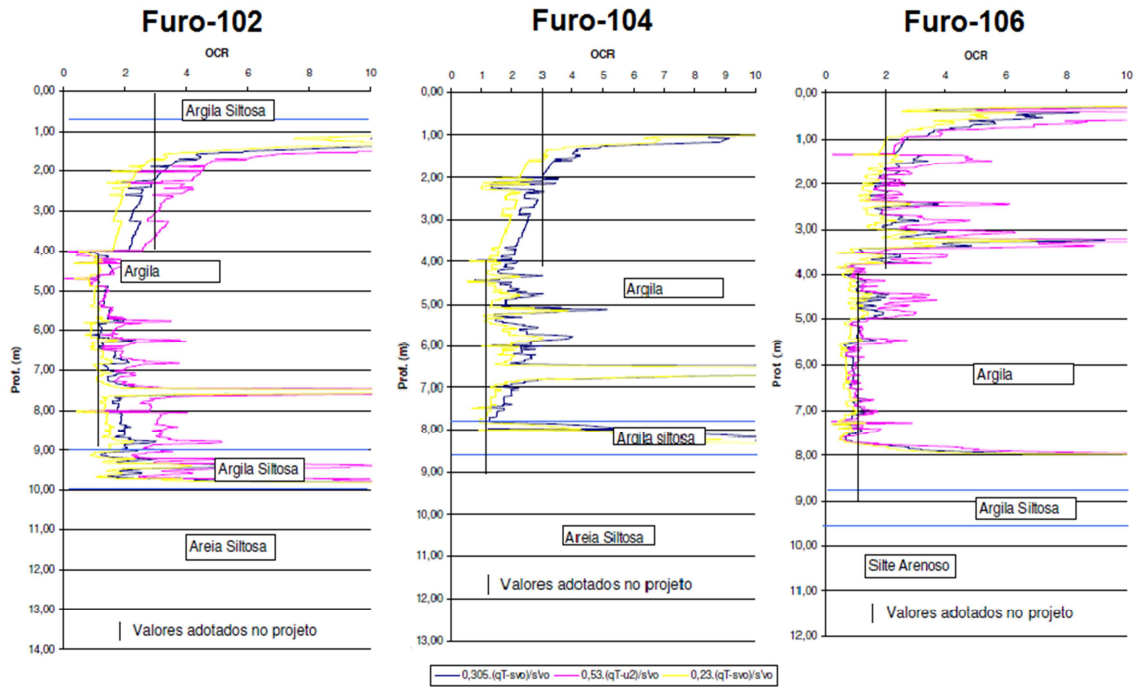


Figura 51 - Gráficos da razão de sobreadensamento x profundidade, obtidos através dos ensaios de piezocone.

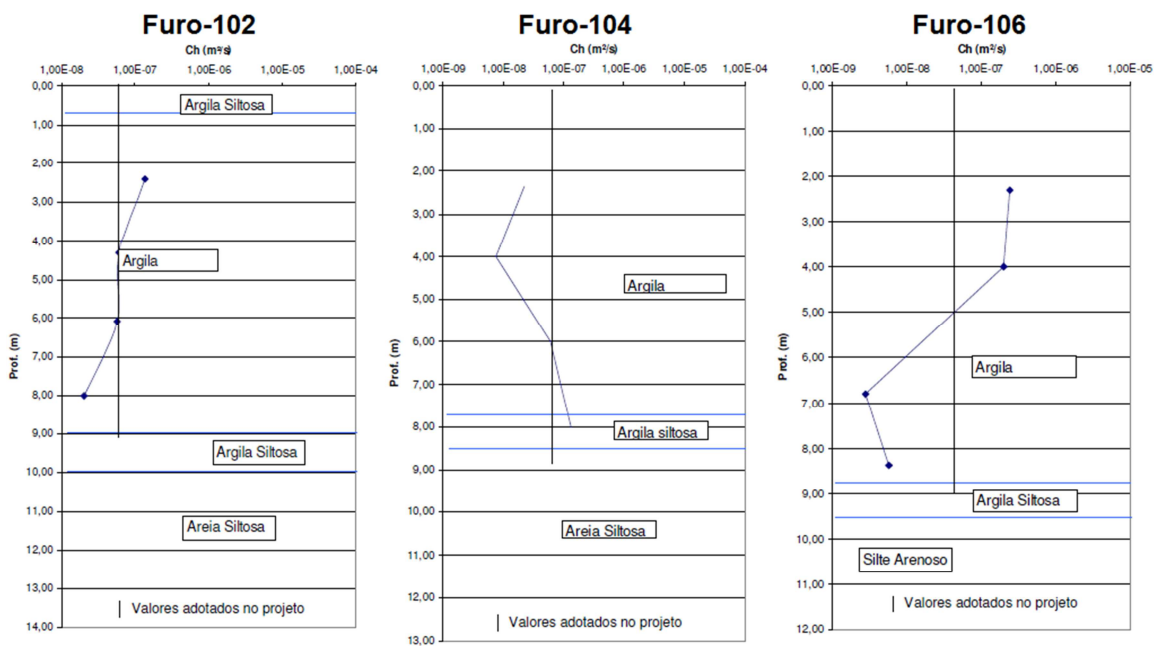


Figura 52 - Gráficos do coeficiente de adensamento horizontal x profundidade, obtidos através do ensaio de piezocone.

3.5 Geometria do modelo geomecânico

A geometria do modelo geomecânico do subsolo, no qual será construído o aterro, foi definida com base no perfil geotécnico apresentado na Figura 48. Com base nos resultados dos ensaios geotécnicos (item 3.4) dos furos 102, 104 e 106, observou-se que o solo apresenta comportamento semelhante ao longo da profundidade a cada 3,0m. Com isso, o subsolo foi dividido em três camadas de argila mole, uma primeira camada de 0,0 a 3,0m de profundidade, uma segunda camada de 3,0 a 6,0m e a outra de 6,0 a 9,0m.

Para análise de compressibilidade, além da divisão em camadas, o perfil em estudo foi dividido em duas partes: bordo externo e bordo interno, onde primeiro corresponde ao subsolo próximo à borda externa do aterro e o segundo localizado no interior do mesmo. Essa divisão foi feita devido há existência de diferenças entre as características e propriedades do solo dos Furos 104 e 106 (distantes, aproximadamente, 92,0m), principalmente quanto à umidade, que será um parâmetro muito utilizado nas correlações propostas por Coutinho (1998).

3.6 Parâmetros adotados do modelo geotécnico

Os resultados dos ensaios podem ser mais ou menos dispersos, dependendo da homogeneidade ou heterogeneidade do depósito, sua origem, os agentes externos que atuaram durante sua formação, as tensões às quais ele foi submetido, entre outros fatores. Assim, após uma campanha de ensaios, é fundamental uma avaliação dos resultados, com comparação com dados regionais para a definição dos valores dos parâmetros que serão adotados nas análises do projeto.

Para as análises de estabilidade do aterro e suas deformações, em função da limitação dos dados do subsolo dessa área, os parâmetros geotécnicos foram definidos a partir dos gráficos obtidos nos ensaios de campo (piezocone e palheta), de correlações (Coutinho *et al.*, 1998 *apud* Coutinho e Bello, 2005) e dos valores típicos das argilas orgânicas e turfas presentes na região.

O modelo geotécnico da obra em estudo será formulado através dos valores médios de projeto de cada um dos parâmetros necessários para a análise do recalque e da estabilidade de tal modo que se possa avaliar o comportamento do depósito mole.

3.6.1 Parâmetros da camada compressível

a) Peso específico natural

O peso específico natural (γ_{nat}) é a razão entre o peso do solo e o seu volume, na condição em que se encontra na natureza.

Devido à ausência dos ensaios de caracterização, utilizou-se para estimar o valor do peso específico dos solos argilosos os valores propostos por Godoy (1972) em função do N_{SPT} , conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Peso específico de solos argilosos (Godoy,1972).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Como o N_{SPT} nos 8,0m iniciais (argila orgânica muito mole) do subsolo é menor que 2 e em 9,0m (argila siltosa mole) o N_{SPT} é menor que 5, foi atribuído um valor representativo para todo o depósito mole de $\gamma_{nat} = 13kN/m^3$.

Uma vez que o nível do terreno é coincidente com o nível d'água, tem-se que o perfil de tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) com a profundidade (z) é dado pela seguinte expressão:

$$\sigma'_{v0}(z) = 3 \times z, \text{ em kPa com } z \text{ em metros}$$

b) História de tensões

A condição de adensamento foi determinada a partir do ensaio de piezocone (Figura 51). Para a estimativa de OCR esse ensaio é mais usado do que o de palheta, pois não é obtido por uma correlação semiempírica, sendo assim mais representativo (Almeida e Marques, 2010).

Através da Figura 51, é possível observar a presença nos 1,5m iniciais dos furos F-102 e F-104 e no primeiro metro do furo F-106, a presença de uma camada muito sobreadensada, denominada crosta ressecada. Isso deve-se, possivelmente, a erosão e a variação da poropressão causada pela variação da cota do nível d'água, promovendo um alívio das tensões efetivas próximo a superfície.

Em função desse fenômeno, para a estimativa do valor de OCR , os valores encontrados nessa profundidade não foram considerados, atribuindo de modo

conservativo o valor mais representativo ou o menor valor nos 3,0m de cada camada (Figura 53). Com isso, definiu-se os seguintes valores em cada camada (Tabela 7):

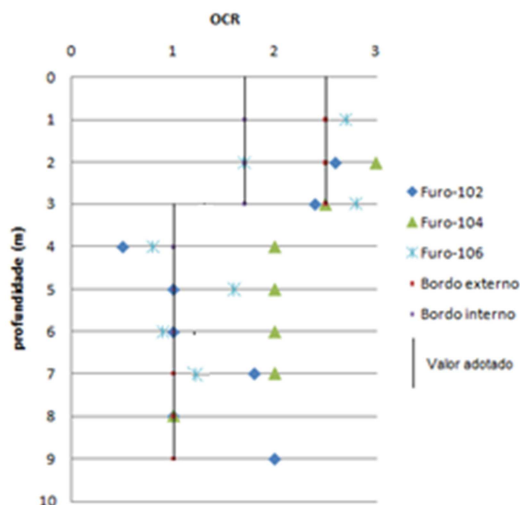


Figura 53 – Valores de OCR a partir dos resultados dos ensaios de piezocone.

Tabela 7 - Valores de OCR

Bordo externo			Bordo interno		
Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5	Camada 6
Sobreadensada (OCR=2,5)	Normalmente adensada (OCR=1,0)	Normalmente adensada (OCR=1,0)	Sobreadensada (OCR=1,5)	Normalmente adensada (OCR=1,0)	Normalmente adensada (OCR=1,0)

c) Índice de vazios inicial, Índice de compressão e Índice de recompressão

As argilas moles, em virtude do seu elevado índice de vazios inicial *in situ* (e_0), são muito compressíveis. Os parâmetros de compressibilidade que devem ser atribuídos ao subsolo para cálculo de recalques finais por adensamento primário são $C_c / (1+e_0)$ e C_s / C_c , conforme item 2.2.5.2.

Para os valores do índice de vazios (e_0), do índice de compressão (C_c) e do índice de recompressão (C_s), foram utilizadas as correlações com bases estatísticas de solos orgânicos e argilas moles de Recife apresentadas na Tabela 8 em função da umidade. Segundo Coutinho (1998), o valor da umidade é utilizado para as correlações por esse ser um parâmetro que é facilmente obtido no campo através do ensaio de SPT e os resultados dele obtidos são bem próximos dos resultados obtidos em laboratório a partir de amostras Shelby.

Tabela 8 - Correlações estatística de solos orgânicos e argilas moles (Coutinho *et al*, 1998 *apud* Coutinho e Bello, 2005).

Solo	Correlção	Equação	r ²	Desvio Padrão
Argilas/ Argilas orgânicas W ≤ 200% e ₀ ≤ 4,0	e ₀ vs. W(%)	e ₀ = 0,024 x W + 0,1410	0,98	0,14
	C _c vs. W(%)	C _c = 0,014 x W - 0,0940	0,82	0,26
	C _s vs. W(%)	C _s = 0,024 x W + 0,1412	0,8	0,04
Solos orgânicos/ Turfas W ≥ 200% e ₀ ≥ 4,0	e ₀ vs. W(%)	e ₀ = 0,012 x W + 2,230	0,88	0,68
	C _c vs. W(%)	C _c = 0,004 x W + 1,738	0,52	0,54
	C _s vs. W(%)	C _s = 0,0009 x W + 0,159	0,53	0,12

Com os valores calculados a cada metro de e₀, C_c e C_s (Figura 54), fez-se a média desses valores em cada camada, obtendo assim os seguintes parâmetros (Tabela 9):

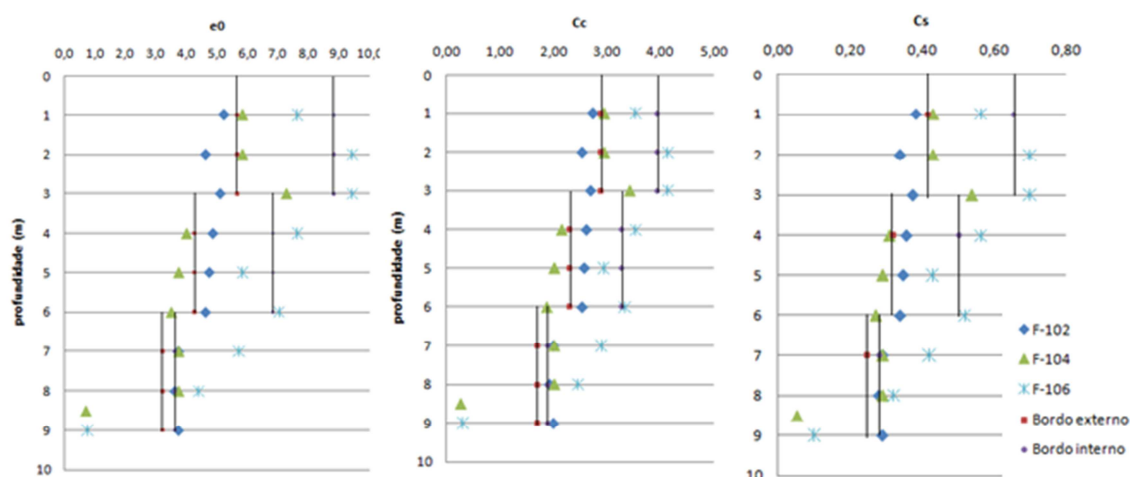


Figura 54 - Valor adotado do índice de vazios, índice de compressibilidade e índice de recompressibilidade.

Tabela 9 - Valores adotados do índice de vazios, índice de compressão e índice de recompressão.

	Bordo externo			Bordo interno		
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5	Camada 6
Índice de vazios inicial	5,70	4,20	3,20	8,80	6,80	3,80
Índice de compressão	2,90	2,30	1,70	3,90	3,30	1,90
Índice de recompressão	0,42	0,32	0,25	0,65	0,50	0,28

Os valores encontrados para $C_c / (1+e_0)$ de 0,40 à 0,43 estão dentro da faixa de valores de outros projetos realizados nessa região de Suape, cuja faixa varia de 0,40 à 0,55. O valor encontrado para C_s/C_c , com base nas correlações, foi de 0,14 à 0,17, estando um pouco diferente do valor atribuído em outros projetos realizados no complexo portuário cujo valor foi de aproximadamente 0,125.

d) Coeficiente de adensamento vertical e horizontal

Com base no gráfico da Figura 52, foi feita a média dos valores de c_h (coeficiente de adensamento horizontal) obtidos através do ensaio de piezocone em cada camada e, com isso, obteve-se o valor estimado de c_h em cada camada.

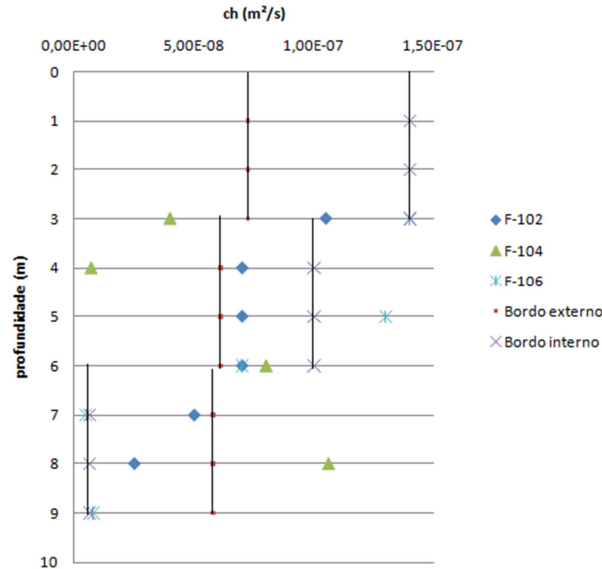


Figura 55 - Valores adotados dos coeficientes de adensamento horizontal.

A escolha do valor de c_v é questão de grande importância para a boa estimativa da variação de recalque com o tempo. Para determinação do valor de c_v (coeficiente de adensamento vertical), multiplicou-se o valor c_h pela relação dos coeficientes de permeabilidade para argila homogênea sem macroestrutura ($k_h / k_v = 1,5$), segundo a Tabela 5. De acordo com Levadoux (1980)(ver item 2.4.3), estima-se o valor c_v segundo a equação:

$$c_v = \frac{k_v}{k_h} \times c_h = \frac{1,0}{1,5} \times c_h$$

Com isso, obtiveram-se os valores para c_v e c_h estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores adotados para os coeficientes de adensamento vertical e radial.

	Bordo externo			Bordo interno		
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5	Camada 6
coeficiente de adensamento vertical (m²/s)	4,83x10 ⁻⁸	4,08 x10 ⁻⁸	3,85 x10 ⁻⁸	9,33 x10 ⁻⁸	6,67 x10 ⁻⁸	4,33x10 ⁻⁹
coeficiente de adensamento radial (m²/s)	7,25 x10 ⁻⁸	6,12 x10 ⁻⁸	5,78 x10 ⁻⁸	1,40 x10 ⁻⁷	1,00 x10 ⁻⁷	6,50 x10 ⁻⁹

e) Resistência não drenada

Em decorrência do fato de que todo o subsolo do modelo geomecânico é constituído por argila mole, que possui baixo coeficiente de adensamento, e em decorrência do curto período de construção das etapas do aterro, toda a fundação se comportará de forma não drenada ao oferecer resistência às solicitações impostas pelo carregamento.

Para as análises de estabilidade do aterro, foi definido um perfil de resistência não drenada de projeto (S_u) para cada camada da fundação com base nos perfis de resistência não drenada dos ensaios de palheta (Figura 50), aplicando-se o fator de correção de Bjerrum (μ) (Figura 36) que é função do índice de plasticidade (IP) da argila, de modo que:

$$S_{u\text{ projeto}} = \mu \times S_{u\text{ palheta}}$$

Antes da correção, foi admitido um $S_{u\text{ palheta}}$ constante em cada camada considerando a média dos valores apresentados na Figura 50, sem levar em consideração os valores obtidos no primeiro metro de profundidade, pois esses valores encontram-se muito elevados devido à existência da crosta ressecada conforme mencionado anteriormente.

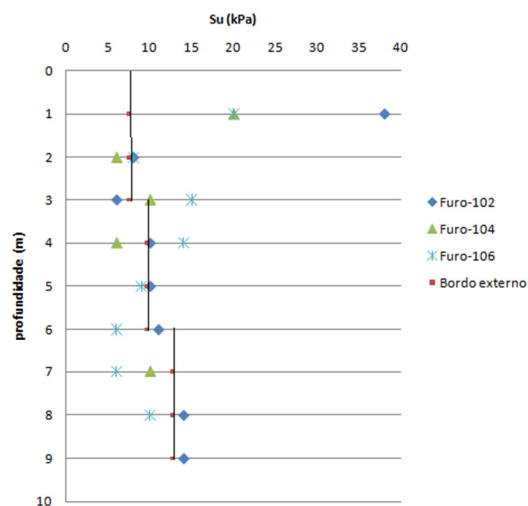


Figura 56 - Valor adotado para resistência não drenada sem a correção de Bjerrum.

Devido à ausência dos ensaios de caracterização, foi admitido um valor de IP = 100%, visto que por se tratar de uma argila flúvio marinha encontrada no litoral brasileiro, é comum essa argila apresentar alta plasticidade (Martins, 2011). Além disso, de acordo com os ensaios de caracterização feitos em alguns projetos de Suape, os valores de IP encontram-se próximos à 100%. Com esse valor de IP, o fator

de correção μ (Figura 36) é igual a 0,63. O valor de $S_{u\text{projeto}}$ de acordo com a equação anterior está apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores adotados para a resistência não drenada.

Profundidade (m)	0,0 à 3,0	3,0 à 6,0	6,0 à 9,0
Resistência não drenada da argila * (kPa)	5	6	8

* considerando a correção proposta por Bjerrum

É importante ressaltar que esse valor de $S_{u\text{projeto}}$ corresponde ao instante inicial, ou seja, antes da aplicação do carregamento.

3.6.2 Parâmetros do aterro

O aterro é constituído de um material arenoso resultante de um bota fora local. De acordo com ensaios de laboratório obtidos no relatório de projeto, esse material apresenta as características apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros do aterro.

Parâmetros de resistência do aterro	
Parâmetro	Valor adotado
Peso específico aparente úmido do aterro (kN/m ³)	17
Coesão efetiva do aterro (kPa)	10
Ângulo de atrito (°)	30

3.7 Análises do projeto

As análises que serão abordadas a seguir foram feitas de forma integrada, ou seja, a partir da análise de estabilidade dos alteamentos do aterro, prosseguiu-se para a análise de compressibilidade, avaliando o tempo de adensamento e o ganho de resistência.

3.7.1 Análise de compressibilidade

3.7.1.1 Concepção geral

Para análise de compressibilidade, foi definido um tempo de 18 meses para que o aterro atinja a cota de 8,0m.

O aterro será executado em etapas (ver item 3.8.2) visando uma porcentagem de adensamento de 70% antes das etapas seguintes para que se tenha um significativo ganho de resistência. Após diferentes considerações de tempos para as etapas construtivas, optou-se pela seguinte evolução de alteamentos (Figura 57):

- Etapa 1: duração 4 meses
- Etapa 2: duração 4 meses
- Etapa 3: duração 10 meses

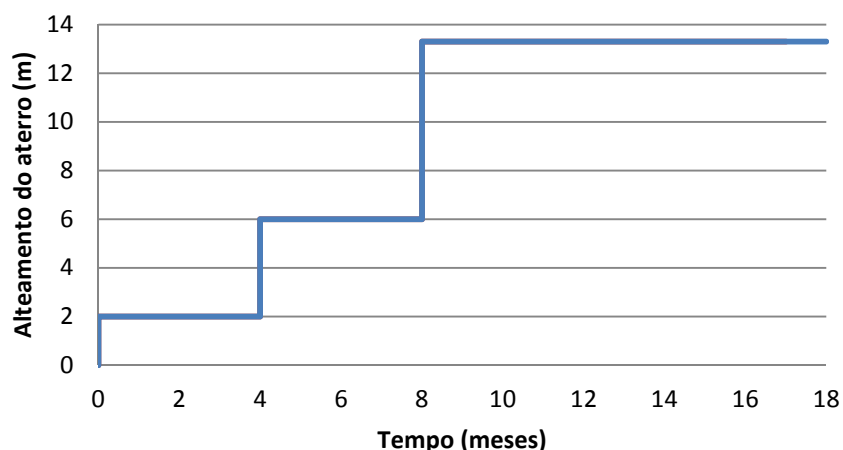


Figura 57 - Gráfico do alteamento x tempo.

Após o último alteamento deseja-se que 95% da poropressão seja dissipada ao final do prazo da obra.

Como o recalque imediato tem valor de pequena magnitude no caso de aterros com grandes dimensões, como é o caso do aterro da Área A, esse recalque não será considerado.

Para o cálculo de recalque primário, será admitido que:

- o depósito de solo mole encontra-se em condição normalmente adensada, ou seja, $\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$.
- o efeito de submersão ocorre no aterro.

Logo, o recalque primário será (ver item 2.2.5.2.3):

$$\Delta h_{xj+1} = h_{arg} \times \frac{C_c}{1+e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v(x-1)} + \gamma_{at} \times (h_x - \Delta h_{j(total)}) + \gamma'_{at} \times \Delta h_{j(total)}}{\sigma'_{v(x-1)}} \right)$$

\uparrow \uparrow
 Etapa Iteração

- não existe efeito dinâmico da carga de tráfego durante a construção
- o carregamento é instantâneo, ou seja, cada etapa é lançada num mesmo instante conforme a Figura 57.

No cálculo do recalque por adensamento secundário será utilizado à abordagem a metodologia de Martins (2005 – ver item 2.2.5.3) de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta h_{sec} = \log 2 \times \frac{h_{arg}}{1 + e_0} \times C_c \left(1 - \frac{C_s}{C_c} \right)$$

Os parâmetros considerados para a análise de compressibilidade da argila estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Parâmetros de compressibilidade da argila estimados (ver item 3.6.1).

Parâmetros de compressibilidade da argila						
Parâmetro	Valor adotado					
Local	Bordo externo			Bordo interno		
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 4	Camada 5	Camada 6
Profundidade (m)	0,0 à 3,0	3,0 à 6,0	6,0 à 9,0	0,0 à 3,0	3,0 à 6,0	6,0 à 9,0
Condição de adensamento (OCR)	2,5	1,0	1,0	1,5	1,0	1,0
Índice de vazios inicial (e ₀)	5,70	4,20	3,20	8,80	6,80	3,80
Índice de compressão (C _c)	2,90	2,30	1,70	3,90	3,30	1,90
Índice de recompressão (C _s)	0,42	0,32	0,25	0,65	0,50	0,28
Coefficiente de adensamento vertical - (c _v) - m ² /s	4,83 x 10 ⁻⁸	4,08 x 10 ⁻⁸	3,85 x 10 ⁻⁸	9,33 x 10 ⁻⁸	6,67 x 10 ⁻⁸	4,33 x 10 ⁻⁹
Coefficiente de adensamento radial (c _h) - m ² /s	7,25 x 10 ⁻⁸	6,12 x 10 ⁻⁸	5,78 x 10 ⁻⁸	1,40 x 10 ⁻⁷	1,00 x 10 ⁻⁷	6,50 x 10 ⁻⁹

O peso específico do aterro considerado é $\gamma_{at} = 17kN/m^3$.

A seguir serão demonstrados os cálculos dos recalques primário e secundário de cada bordo ao final de cada etapa. Os mesmos também estão apresentados de forma resumida no Anexo A, B e C.

Para auxiliar nos cálculos foram utilizadas planilhas eletrônicas (tipo Excel) para obter o melhor ajuste do tempo de espera de uma etapa para a outra fixando a porcentagem de adensamento desejada.

3.7.2 Recalque primário

3.7.2.1 Bordo externo

A partir da geometria do modelo geotécnico inicial (Item 3.6) e dos parâmetros geotécnicos do solo mole (Tabela 13) e do aterro (Tabela 12) é calculado o recalque para cada camada com espessura igual a: $h_{arg} = 3,00 \text{ m}$.

O cálculo da tensão vertical efetiva em cada camada é feito considerando um ponto representativo no meio da camada. Com isso, têm-se:

$$\sigma'_{vo(\text{camada } 1)} = 3,0 \times 1,5 = 4,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo(\text{camada } 2)} = 3,0 \times 4,5 = 13,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo(\text{camada } 3)} = 3,0 \times 7,5 = 22,5 \text{ kPa}$$

3.7.2.1.1 Primeira etapa

Foi inicialmente calculado um aterro com 1,20m de altura sem reforço do subsolo. Verificou-se que o solo mole não teve capacidade de suporte para esta carga (ver Figura 59). Por esse motivo optou-se pela utilização de reforço na base do aterro. Com esta configuração, decidiu-se convenientemente aumentar a altura da primeira etapa para: $h_1 = 2,00 \text{ m}$

Recalque total

Inicialmente o acréscimo de tensão vertical é dado por:

$$\Delta\sigma'_{v1} = (\gamma_{at} \times h_1) = 17,0 \times 2,00 = 34,0 \text{ kPa}$$

Conforme dito anteriormente, embora, a camada 1 esteja na condição sobreandensada (Tabela 13), admitiu-se no cálculo do recalque total que todas as camadas compressíveis estão na condição normalmente adensada ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$) estando, dessa forma, à favor da segurança. Logo o recalque de cada camada será:

$$\Delta h_{10(\text{camada } i)} = h_{arg(\text{camada } i)} \times \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{v1}}{\sigma'_{vo}} \right) \right]$$

- $\Delta h_{10(\text{camada } 1)} = 3 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{4,5+34}{4,5} \right) \right] = 1,21 \text{ m}$

- $\Delta h_{10(\text{camada } 2)} = 3 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{13,5+34}{13,5} \right) \right] = 0,72 \text{ m}$

- $\Delta h_{10(\text{camada } 3)} = 3 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{22,5+34}{22,5} \right) \right] = 0,49 \text{ m}$

- $\Delta h_{10(total)} = 1,21 + 0,72 + 0,49 = 2,42m$

O cálculo de recalques considerando-se o efeito de submersão de um aterro é feito através de iterações, onde a altura do aterro é dividida no trecho não submerso e no trecho submerso, sendo este o valor do recalque total obtido pela iteração anterior. Com isso, foram feitas diversas iterações de cálculo sendo que o valor do recalque ao final de cada iteração é dado por:

$$\Delta h_{1j+1} = h_{arg} \times \frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \gamma_{at} \times (h_1 - \Delta h_{j(total)}) + \gamma'_{at} \times \Delta h_{j(total)}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

→ **Iteração 1**

Como o valor $\Delta h_{1(total)} > h_1$, será considerado para a essa iteração, que todo aterro está submerso. Com isso, o recalque encontrado na primeira iteração é dado por:

- $\Delta h_{11(camada1)} = 3 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{4,5+7 \times 2,42}{4,5} \right) \right] = 0,88m$
- $\Delta h_{11(camada2)} = 3 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{13,5+7 \times 2,42}{13,5} \right) \right] = 0,47m$
- $\Delta h_{11(camada3)} = 3 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{22,5+7 \times 2,42}{22,5} \right) \right] = 0,30m$
- $\Delta h_{11(total)} = 0,88 + 0,47 + 0,30 = 1,65m$

→ **Iteração 2**

Nessa iteração, o acréscimo de tensão é devido em uma parcela submersa e outra não. Logo:

- $\Delta h_{12(camada1)} = 3 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{4,5+7 \times 1,65 + (2-1,65) \times 17}{4,5} \right) \right] = 0,90m$
- $\Delta h_{12(camada2)} = 3 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{13,5+7 \times 1,65 + (2-1,65) \times 17}{13,5} \right) \right] = 0,48m$
- $\Delta h_{12(camada3)} = 3 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{22,5+7 \times 1,65 + (2-1,65) \times 17}{22,5} \right) \right] = 0,30m$
- $\Delta h_{12(total)} = 0,90 + 0,48 + 0,30 = 1,68m$

Segue-se esse procedimento até que o valor do recalque total ($\Delta h_{1(total)}$) de duas iterações seguintes convirja, o que ocorre na iteração 5. Os cálculos de recalque para as outras iterações estão apresentados no Anexo A.

→ **Iteração 5**

- $\Delta h_{15(camada1)} = 3 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{4,5+7 \times 1,67+(2-1,67) \times 17}{4,5} \right) \right] = 0,89m$
- $\Delta h_{15(camada2)} = 3 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{13,5+7 \times 1,67+(2-1,67) \times 17}{13,5} \right) \right] = 0,48m$
- $\Delta h_{15(camada3)} = 3 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{22,5+7 \times 1,67+(2-1,67) \times 17}{22,5} \right) \right] = 0,30m$
- $\Delta h_{15(total)} = 0,89 + 0,48 + 0,30 = 1,67m$

Com isso, sabe-se que o recalque total da etapa 1 é: $\Delta h_{1(total)} = 1,67m$

Drenagem vertical

Como a camada compressível está entre uma camada de colchão drenante de 0,30m de espessura e uma camada de areia siltosa, considera-se que a drenagem é dupla e a distância de drenagem é dada por:

$$h_d = 4,50 \text{ m.}$$

Como ao final da construção a tensão de sobreadensamento da camada 1 será ultrapassada, foi utilizado de forma conservativa, o menor valor do coeficiente de adensamento vertical (c_v) encontrado nas 3 camadas. Logo:

$$c_v = 3,85 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

A porcentagem de adensamento vertical (U_v) foi calculada para o tempo correspondente ao final de cada etapa, ou seja, foram calculados o recalque ao final de cada etapa, períodos de 4, 8 e 18 meses (item 3.7.1) contados a partir da execução da etapa 1, obtendo, assim, os seguintes valores:

→ **Em 4 meses**

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2} = \frac{3,85 \times 10^{-8} \times 4 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{4,5^2} = 0,0197$$

Com o fator tempo (T_v), o valor da porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir da Figura 18 é:

$$U_v = 15,85\%$$

→ **Em 8 meses**

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2} = \frac{3,85 \times 10^{-8} \times 8 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{4,5^2} = 0,0394$$

Com o fator tempo (T_v), o valor da porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir da Figura 18 é:

$$U_v = 22,41\%$$

→ **Em 18 meses**

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2} = \frac{3,85 \times 10^{-8} \times 18 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{4,5^2} = 0,0887$$

Com o fator tempo (T_v), o valor da porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir da Figura 18 é:

$$U_v = 33,62\%$$

Como a drenagem vertical por si só não atinge a porcentagem de adensamento necessária para o ganho de resistência do alteamento da etapa seguinte, decidiu-se por utilizar geodrenos para proporcionar a drenagem radial e, assim, acelerar os recalques.

Drenagem radial

Escolheu-se uma malha de geodreno de distribuição triangular, pois para um dado valor de espaçamento a porcentagem de adensamento obtida foi maior que a da malha quadrada.

Para o cálculo do fator tempo (T_h), foi utilizado, de forma conservadora, o menor valor do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) encontrado nas 3 camadas. Logo:

$$c_h = 5,78 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

De acordo com os dados do fabricante as dimensões do geodreno do projeto são: $a = 10$ cm e $b = 0,5$ cm (Figura 23). Com isso, o diâmetro equivalente é:

$$d_w = \frac{2 \times (a + b)}{\pi} = \frac{2 \times (10 + 0,5)}{\pi} = 6,68 \text{ cm}$$

Como é necessário que a argila tenha um aumento considerável de resistência logo na primeira etapa, decidiu-se, a partir de cálculos preliminares de S_u que a porcentagem média de adensamento com a drenagem combinada estivesse acima de 70%. Logo, a porcentagem de adensamento horizontal (U_h) deve ser maior que (ver item 2.2.5.2.1):

$$U_h \geq \frac{-U + U_v}{U_v - 1} = \frac{-0,7 + 0,1585}{0,01585 - 1} = 64,35\%$$

Através de planilhas eletrônicas, foram avaliados vários espaçamentos para os geodrenos a fim de atender essa porcentagem de adensamento. Desta forma, o espaçamento adotado foi:

$$s = 135 \text{ cm}$$

Com isso, o diâmetro de influência do dreno com malha triangular será (ver item 2.2.5.2.1):

$$d_e = 1,05 \times s = 1,05 \times 135 = 141,75 \text{ cm}$$

Os valores utilizados para as variáveis n e $F(n)$ são:

$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{141,75}{6,68} = 21,21$$

$$F(n) \cong \ln(n) - 0,75 = \ln(21,21) - 0,75 = 2,30$$

A partir desses dados, o cálculo da porcentagem de adensamento horizontal (U_h) foi feito para os tempos de 4, 8 e 18 meses obtendo-se, assim, os seguintes valores:

→ **Em 4 meses**

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} = \frac{5,78 \times 10^{-8} \times 10368000}{1,4175^2} = 0,30$$

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]} = 1 - e^{-[8 \times 0,30 / 2,30]} = 64,46\%$$

→ **Em 8 meses**

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} = \frac{5,78 \times 10^{-8} \times 20736000}{1,4175^2} = 0,60$$

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]} = 1 - e^{-[8 \times 0,60 / 2,30]} = 87,37\%$$

→ **Em 18 meses**

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} = \frac{5,78 \times 10^{-8} \times 46656000}{1,4175^2} = 1,34$$

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]} = 1 - e^{-[8 \times 1,34 / 2,30]} = 99,05\%$$

Drenagem Combinada

A porcentagem média de adensamento combinada para cada tempo é (ver item 2.2.5.2.1):

→ **Em 4 meses**

$$U = -[(1 - U_v) \times (1 - U_h) - 1]$$

$$U_{1(4)} = -[(1 - 0,1585) \times (1 - 0,6446) - 1] = 70,09\%$$

→ **Em 8 meses**

$$U_{1(8)} = -[(1 - 0,2241) \times (1 - 0,8737) - 1] = 90,20\%$$

→ **Em 18 meses**

$$U_{1(18)} = -[(1 - 0,3362) \times (1 - 0,9905) - 1] = 99,36\%$$

Observa-se que a utilização de geodrenos permitiu que praticamente todo o excesso de poropressão foi dissipada ao final do prazo desejado.

Recalque final e cota do aterro

Como recalque total é $\Delta h_{1(total)} = 1,67m$, o recalque final (Δh_1) e a cota do aterro (H) ao final de 4, 8 e 18 meses são:

→ **Em 4 meses**

$$\Delta h_{1(4)} = \Delta h_{1(total)} \times U_{1(4)} = 1,67 \times 0,7 = 1,17m$$

$$H_{1(4)} = h_1 - \Delta h_{1(4)} = 2 - 1,17 = 0,83m$$

→ **Em 8 meses**

$$\Delta h_{1(8)} = \Delta h_{1(total)} \times U_{1(8)} = 1,67 \times 0,9 = 1,51m$$

$$H_{1(8)} = h_1 - \Delta h_{1(8)} = 2 - 1,51 = 0,49m$$

→ **Em 18 meses**

$$\Delta h_{1(18)} = \Delta h_{1(total)} \times U_{1(18)} = 1,67 \times 0,99 = 1,66m$$

$$H_{1(18)} = h_1 - \Delta h_{1(18)} = 2 - 1,66 = 0,34m$$

3.7.2.1.2 Segunda etapa

A segunda etapa será lançada 4 meses após a execução da etapa 1 quando se terá uma nova geometria da camada de argila mole devido ao adensamento ocorrido na etapa anterior. Logo, no início da etapa 2 as novas espessuras das camadas serão calculadas considerando a porcentagem de adensamento média calculada no item 3.7.2.1.1, logo:

$$h_{arg1(camada\ i)} = h_{arg0(camada\ i)} - U_{1(4)} \times \Delta h_{1(camada\ i)}$$

$$h_{arg1(camada\ 1)} = 3,00 - 0,70 \times 0,89 = 2,38\ m$$

$$h_{arg1(camada\ 2)} = 3,00 - 0,70 \times 0,48 = 2,67\ m$$

$$h_{arg1(camada\ 3)} = 3,00 - 0,70 \times 0,30 = 2,79\ m$$

O cálculo da tensão vertical efetiva no início da segunda etapa considera a dissipação de poropressão que ocorreu no fim de 4 meses da etapa 1, ou seja, haverá um aumento da tensão vertical efetiva devido ao adensamento da etapa anterior. Com isso, a tensão vertical efetiva no meio de cada camada no início da etapa 2 será:

$$\sigma'_{v1(camada\ i)} = \sigma'_{vo\ (camada\ i)} + U_{1(4)} \times (\Delta\sigma'_{v1})$$

$$\sigma'_{v1(camada\ 1)} = 4,5 + 0,70 \times 34,0 = 28,3\ kPa$$

$$\sigma'_{v1(camada\ 2)} = 13,5 + 0,70 \times 34,0 = 37,3\ kPa$$

$$\sigma'_{v1(camada\ 3)} = 22,5 + 0,70 \times 34,0 = 46,3\ kPa$$

Nessa etapa considerou-se o lançamento de mais uma altura de aterro de:
 $h_2 = 4,00\ m$ (totalizante 6,0m de alteamento).

Recalque total

O acréscimo de tensão vertical na etapa 2 apresenta uma parcela referente à tensão devido ao aterro com altura h_2 (4,0m) e a outra referente à poropressão da etapa 1 que ainda não foi dissipada, ou seja:

$$\Delta\sigma'_{v2} = (\gamma_{at} \times h_2) + (1 - U_{1(4)}) \times \Delta\sigma'_{v1} = 17 \times 4 + (1 - 0,7) \times 34 = 78,2 \text{ kPa}$$

Verifica-se pelo valor de σ'_{v1} que a camada 1 passou da condição sobreadensada para normalmente adensada. Com isso, todas as camadas compressíveis estão na condição normalmente adensada ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$):

$$\Delta h_{20(\text{camada } i)} = h_{arg1(\text{camada } i)} \times \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v1} + \Delta\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right) \right]$$

- $\Delta h_{20(\text{camada } 1)} = 2,38 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{28,30+78,20}{28,30} \right) \right] = 0,59 \text{ m}$
- $\Delta h_{20(\text{camada } 2)} = 2,67 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{37,30+78,20}{37,30} \right) \right] = 0,58 \text{ m}$
- $\Delta h_{20(\text{camada } 3)} = 2,79 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{46,30+78,20}{46,30} \right) \right] = 0,48 \text{ m}$
- $\Delta h_{20(\text{total})} = 0,59 + 0,58 + 0,48 = 1,65 \text{ m}$

A consideração da submersão implica na redução da sobrecarga do aterro da etapa 2, posto que parte deste ficará submersa. Independentemente da submersão, a carga do aterro da etapa 1 é definida por $(1 - U_{1(4)}) \times \Delta\sigma'_{v1}$. Portanto, com o efeito de submersão o recalque é calculado pela seguinte equação:

$$\Delta h_{j+1} = h_{arg1(\text{camada } i)} \times \frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v1} + (1 - U_{1(4)}) \times \Delta\sigma'_{v1} + \Delta\sigma'_{v(2)}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

$$\Delta\sigma'_{v(2)} = \gamma_{at} \times (h_2 + h_1 - \Delta h_{1(4)} - \Delta h_{j(\text{total})}) + \gamma'_{at} \times (\Delta h_{1(4)} + \Delta h_{j(\text{total})} - h_1)$$

→ **Iteração 1**

$$\Delta\sigma'_{v(2)} = 17 \times (4 + 2 - 1,17 - 1,65) + 7 \times (1,17 + 1,65 - 2) = 59,8 \text{ kPa}$$

- $\Delta h_{21(\text{camada } 1)} = 2,38 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{28,30+10,20+59,8}{28,30} \right) \right] = 0,56 \text{ m}$
- $\Delta h_{21(\text{camada } 2)} = 2,67 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{37,30+10,20+59,8}{37,30} \right) \right] = 0,54 \text{ m}$
- $\Delta h_{21(\text{camada } 3)} = 2,79 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{46,30+10,20+59,8}{46,30} \right) \right] = 0,45 \text{ m}$
- $\Delta h_{21(\text{total})} = 0,56 + 0,54 + 0,45 = 1,55 \text{ m}$

→ **Iteração 2**

$$\Delta \sigma'_{v(2)} = 17 \times (4 + 2 - 1,17 - 1,55) + 7 \times (1,17 + 1,55 - 2) = 60,8 \text{ kPa}$$

- $\Delta h_{22(\text{camada } 1)} = 2,38 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{28,30+10,20+60,8}{28,30} \right) \right] = 0,56 \text{ m}$
- $\Delta h_{22(\text{camada } 2)} = 2,67 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{37,30+10,20+60,8}{37,30} \right) \right] = 0,55 \text{ m}$
- $\Delta h_{22(\text{camada } 3)} = 2,79 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{46,30+10,20+60,8}{46,30} \right) \right] = 0,45 \text{ m}$
- $\Delta h_{22(\text{total})} = 0,56 + 0,55 + 0,45 = 1,56 \text{ m}$

Nesse caso o valor do recalque total ($\Delta h_{2(\text{total})}$) de duas iterações convergiu logo na iteração 3.

→ **Iteração 3**

$$\Delta \sigma'_{v(2)} = 17 \times (4 + 2 - 1,17 - 1,56) + 7 \times (1,17 + 1,56 - 2) = 60,7 \text{ kPa}$$

- $\Delta h_{23(\text{camada } 1)} = 2,38 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{28,30+10,20+60,7}{28,30} \right) \right] = 0,56 \text{ m}$
- $\Delta h_{23(\text{camada } 2)} = 2,67 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{37,30+10,20+60,7}{37,30} \right) \right] = 0,55 \text{ m}$
- $\Delta h_{23(\text{camada } 3)} = 2,79 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{46,30+10,20+60,7}{46,30} \right) \right] = 0,45 \text{ m}$
- $\Delta h_{23(\text{total})} = 0,56 + 0,55 + 0,45 = 1,56 \text{ m}$

Com isso, sabe-se que o recalque total da etapa 2 é $\Delta h_{2(total)} = 1,56m$

Drenagem vertical

Com o adensamento ao final de 4 meses da etapa 1, a distância de drenagem reduziu para:

$$h_d = \frac{2,38 + 2,67 + 2,79}{2} = 3,92 \text{ m}$$

Para o coeficiente de adensamento vertical (c_v), manteve-se a mesma premissa da primeira etapa. Logo:

$$c_v = 3,85 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

A porcentagem de adensamento vertical (U_v) desta etapa é calculada considerando que o tempo se inicia com o início da segunda etapa. Com isso, foi calculado a porcentagem de adensamento para os tempos de $t=4$ e 14 meses após o início da etapa 2, que corresponde ao início da etapa 3 e fim da construção do aterro, respectivamente. Com isso, as porcentagens de adensamento ao longo da construção do aterro são:

→ **Em 8 meses**

$$t = 4 \text{ meses}$$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2} = \frac{3,85 \times 10^{-8} \times 4 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{3,92^2} = 0,0260$$

Com o fator tempo (T_v), o valor da porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir da Figura 18 é:

$$U_v = 18,19\%$$

→ **Em 18 meses**

$$t = 14 \text{ meses}$$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2} = \frac{3,85 \times 10^{-8} \times 14 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{3,92^2} = 0,0909$$

Com o fator tempo (T_v), o valor da porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir da Figura 18 é:

$$U_v = 34,03\%$$

Drenagem radial

Para o coeficiente de adensamento horizontal (c_v), manteve-se a mesma premissa da primeira etapa. Logo:

$$c_h = 5,78 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Com configuração dos geodrenos definida na primeira etapa, a porcentagem de adensamento horizontal (U_h) é:

→ **Em 8 meses**

$$t = 4 \text{ meses}$$

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} = \frac{5,78 \times 10^{-8} \times 4 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{1,4175^2} = 0,30$$

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]} = 1 - e^{-[8 \times 0,30 / 2,30]} = 64,46\%$$

→ **Em 18 meses**

$$t = 14 \text{ meses}$$

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} = \frac{5,78 \times 10^{-8} \times 14 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{1,4175^2} = 1,04$$

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]} = 1 - e^{-[8 \times 1,04 / 2,30]} = 97,32\%$$

Drenagem Combinada

A porcentagem média de adensamento combinada para cada tempo é:

→ **Em 8 meses**

$$U = -[(1 - U_v) \times (1 - U_h) - 1]$$

$$U_{2(4)} = -[(1 - 0,1819) \times (1 - 0,6446) - 1] = 71,00\%$$

→ **Em 18 meses**

$$U_{2(14)} = -[(1 - 0,3404) \times (1 - 0,9732) - 1] = 98,00\%$$

Observa-se que a utilização de geodrenos permitiu que praticamente todo o excesso de propressão foi dissipada ao final do prazo desejado.

Recalque final e cota do aterro

Como recalque total é $\Delta h_{2(total)} = 1,56m$, o recalque final (Δh_2) e a cota do aterro (H) no fim de 8 e 18 meses contado a partir do início da obra são:

→ **Em 8 meses**

$$\Delta h_{2(4)} = \Delta h_{2(total)} \times U_{2(4)} = 1,56 \times 0,71 = 1,11m$$
$$H_{2(4)} = H_{1(4)} + h_2 - \Delta h_{2(4)} = 0,83 + 4 - 1,11 = 3,72m$$

→ **Em 18 meses**

$$\Delta h_{2(14)} = \Delta h_{2(total)} \times U_{2(14)} = 1,56 \times 0,98 = 1,53m$$
$$H_{2(14)} = H_{1(4)} + h_2 - \Delta h_{2(14)} = 0,83 + 4 - 1,53 = 3,30m$$

3.7.2.1.3 Terceira etapa

A terceira etapa será lançada 4 meses após a execução da etapa 2, ou seja, 8 meses após o lançamento da etapa 1, quando se terá uma nova geometria da camada de argila mole devido ao adensamento da etapa 2. Logo, no início da etapa 3 as novas espessuras das camadas serão calculadas considerando a porcentagem de adensamento média ocorrida, logo:

$$h_{arg2(camada\ i)} = h_{arg1(camada\ i)} - U_{2(4)} \times \Delta h_{2(camada\ i)}$$
$$h_{arg2(camada\ 1)} = 2,38 - 0,71 \times 0,56 = 1,98\ m$$
$$h_{arg2(camada\ 2)} = 2,67 - 0,71 \times 0,55 = 2,28\ m$$
$$h_{arg1(camada\ 3)} = 2,79 - 0,71 \times 0,45 = 2,47\ m$$

O cálculo da tensão vertical efetiva no início da etapa 3 considera a dissipação de poropressão que ocorreu nos 4 meses da etapa 2, ou seja, haverá um aumento da tensão vertical efetiva devido ao adensamento da etapa anterior. Com isso a tensão vertical efetiva no meio de cada camada no início da terceira etapa será:

$$\sigma'_{v2(camada\ i)} = \sigma'_{v1(camada\ i)} + U_{2(4)} \times (\Delta \sigma'_{v2})$$
$$\Delta \sigma'_{v2} = (\gamma_{at} \times h_2) + (1 - U_{1(4)}) \times \Delta \sigma'_{v1} = 17 \times 4 + (1 - 0,7) \times 34 = 78,2\ kPa$$

$$\sigma'_{v2(camada\ 1)} = 28,3 + 0,71 \times 78,2 = 83,8\ kPa$$
$$\sigma'_{v2(camada\ 2)} = 37,3 + 0,71 \times 78,2 = 92,8\ kPa$$
$$\sigma'_{v2(camada\ 3)} = 46,3 + 0,71 \times 78,20 = 101,8\ kPa$$

A altura de aterro a ser lançada para que o mesmo atinja 8,0m de altura acima do nível do terreno ao final da execução da obra é: $h_3 = 5,30 \text{ m}$

Recalque total

O acréscimo de tensão vertical na etapa 3 apresenta uma parcela referente à tensão devido ao aterro com altura h_3 (5,3m) e a outra referente à poropressão da etapa 2 que ainda não foi dissipada, ou seja:

$$\Delta\sigma'_{v3} = (\gamma_{at} \times h_3) + (1 - U_{2(4)}) \times \Delta\sigma'_{v2} = 17,0 \times 5,3 + (1 - 0,71) \times 78,2 = 112,8 \text{ kPa}$$

Como todas as camadas compressíveis estão na condição normalmente adensada ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$), o recalque em cada camada é:

$$\Delta h_{3(\text{camada } i)} = h_{arg2(\text{camada } i)} \times \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v2} + \Delta\sigma'_{v3}}{\sigma'_{v2}} \right) \right]$$

- $\Delta h_{3(\text{camada } 1)} = 1,98 \times \left[\frac{2,9}{1+5,7} \times \log \left(\frac{83,8+112,8}{83,8} \right) \right] = 0,32 \text{ m}$
- $\Delta h_{3(\text{camada } 2)} = 2,28 \times \left[\frac{2,3}{1+4,2} \times \log \left(\frac{92,8+112,8}{92,8} \right) \right] = 0,35 \text{ m}$
- $\Delta h_{3(\text{camada } 3)} = 2,47 \times \left[\frac{1,7}{1+3,2} \times \log \left(\frac{101,8+112,8}{101,8} \right) \right] = 0,32 \text{ m}$
- $\Delta h_{3(\text{total})} = 0,32 + 0,35 + 0,32 = 0,99 \text{ m}$

O cálculo do recalque com efeito de submersão não é válido, pois de acordo com valor de $\Delta h_{3(\text{total})}$, a submersão somente se dará na altura do aterro da etapa 2 e, como essa altura já está implícita no cálculo de $\Delta\sigma'_{v3}$ pela consideração de $(1 - U_{2(4)}) \times \Delta\sigma'_{v2}$, não haverá submersão na h_3 .

Drenagem vertical

Com o adensamento no final de 4 meses da etapa 2, a distância de drenagem reduziu para:

$$h_d = \frac{1,98 + 2,28 + 2,47}{2} = 3,36 \text{ m}$$

Para o coeficiente de adensamento vertical (c_v), manteve-se a mesma premissa da primeira etapa. Logo:

$$c_v = 3,85 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

A porcentagem de adensamento vertical (U_v) desta etapa é calculada considerando um que o tempo se inicia com o início da terceira etapa. Como essa é a última etapa, deseja-se que ocorra 95% da porcentagem de adensamento com a drenagem combinada. Verificou-se conforme exposto adiante, que essa porcentagem de adensamento é alcançada em 10 meses com o auxílio da drenagem combinada. Assim, o tempo da obra atenderá os 18 meses exigidos pelo projeto.

→ **Em 18 meses**

$$t = 10 \text{ meses}$$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{h_d^2} = \frac{3,85 \times 10^{-8} \times 10 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{3,36^2} = 0,0884$$

Com o fator tempo (T_v), o valor da porcentagem média de adensamento vertical (U_v) obtida a partir da Figura 18 é:

$$U_v = 33,52\%$$

Drenagem radial

Para o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), manteve-se a mesma premissa da primeira etapa. Logo:

$$c_h = 5,78 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Com configuração dos geodrenos definida na primeira etapa, a porcentagem de adensamento horizontal (U_h) para o tempo de 10 meses será:

→ **Em 18 meses**

$$t = 10 \text{ meses}$$

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} = \frac{5,78 \times 10^{-8} \times 10 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60}{1,4175^2} = 0,74$$

$$U_h = 1 - e^{-[8 \times T_h / F(n)]} = 1 - e^{-[8 \times 0,74 / 2,30]} = 92,47\%$$

Drenagem Combinada

A porcentagem média de adensamento combinada para esse tempo é:

→ **Em 18 meses**

$$U = -[(1 - U_v) \times (1 - U_h) - 1]$$
$$U_{3(10)} = -[(1 - 0,3352) \times (1 - 0,9247) - 1] = 95,00\%$$

Recalque final e cota do aterro

Como recalque total é $\Delta h_{3(total)} = 0,99 \text{ m}$, o recalque final (Δh_3) e a cota do aterro (H) no fim de 18 meses contados a partir no início da obra são:

→ **Em 18 meses**

$$\Delta h_{3(10)} = \Delta h_{3(total)} \times U_{3(10)} = 0,99 \times 0,95 = 0,94 \text{ m}$$
$$H_{3(10)} = H_{2(4)} + h_3 - \Delta h_{3(10)} = 3,72 + 5,3 - 0,94 = 8,08 \text{ m}$$

3.7.2.2 Bordo interno

A metodologia segue os mesmos princípios apresentados no bordo externo. Como os valores dos coeficientes de adensamento são bem inferiores ao do bordo externo, foi preciso diminuir o espaçamento dos geodrenos para 55 cm para ter uma porcentagem de adensamento com a drenagem combinada maior que 70% na primeira etapa. Esse espaçamento pode ser aumentado se utilizado um geodreno com maiores dimensões.

Os valores do recalque encontrado ao final de cada etapa estão apresentados de forma sucinta no item a seguir e, também, estão no Anexo B.

3.7.2.2.1 Primeira etapa

Recalque final e cota do aterro

Como recalque total é $\Delta h_{1(total)} = 1,61 \text{ m}$, o recalque final (Δh_1) e a cota do aterro (H) ao final de 4, 8 e 18 meses são:

→ **Em 4 meses**

$$\Delta h_{1(4)} = \Delta h_{1(total)} \times U_{1(4)} = 1,61 \times 0,7 = 1,13 \text{ m}$$
$$H_{1(4)} = h_1 - \Delta h_{1(4)} = 2 - 1,13 = 0,87 \text{ m}$$

→ **Em 8 meses**

$$\Delta h_{1(8)} = \Delta h_{1(total)} \times U_{1(8)} = 1,61 \times 0,91 = 1,46 \text{ m}$$
$$H_{1(8)} = h_1 - \Delta h_{1(8)} = 2 - 1,46 = 0,54 \text{ m}$$

→ **Em 18 meses**

$$\Delta h_{1(18)} = \Delta h_{1(total)} \times U_{1(18)} = 1,61 \times 0,99 = 1,60m$$

$$H_{1(18)} = h_1 - \Delta h_{1(18)} = 2 - 1,66 = 0,40m$$

3.7.2.2.2 Segunda etapa

Recalque final e cota do aterro

Como recalque total é $\Delta h_{2(total)} = 1,50m$, o recalque final (Δh_2) e a cota do aterro (H) no fim de 8 e 18 meses contado a partir do início da obra são:

→ **Em 8 meses**

$$\Delta h_{2(4)} = \Delta h_{2(total)} \times U_{2(4)} = 1,50 \times 0,70 = 1,05m$$

$$H_{2(4)} = H_{1(4)} + h_2 - \Delta h_{2(4)} = 0,87 + 4 - 1,05 = 3,82m$$

→ **Em 18 meses**

$$\Delta h_{2(14)} = \Delta h_{2(total)} \times U_{2(14)} = 1,50 \times 0,98 = 1,47m$$

$$H_{2(14)} = H_{1(4)} + h_2 - \Delta h_{2(14)} = 0,87 + 4 - 1,47 = 3,40m$$

3.7.2.2.3 Terceira etapa

Recalque final e cota do aterro

Como recalque total é $\Delta h_{3(total)} = 0,97 m$, o recalque final (Δh_3) e a cota do aterro (H) no fim de 18 meses contados a partir no início da obra são:

→ **Em 18 meses**

$$\Delta h_{3(10)} = \Delta h_{3(total)} \times U_{3(10)} = 0,97 \times 0,95 = 0,92m$$

$$H_{3(10)} = H_{2(4)} + h_3 - \Delta h_{3(10)} = 3,82 + 5,3 - 0,92 = 8,20m$$

3.7.3 Recalque secundário

A seguir serão apresentados os cálculos do recalque secundário segundo a metodologia de Martins (2011- ver item 2.2.5.3). Os mesmos também estão apresentados no Anexo C.

Os valores dos parâmetros adotados encontram-se na Tabela 13 - Parâmetros de compressibilidade da argila estimados (ver item 3.6.1).Tabela 13.

3.7.3.1 Bordo externo

$$\Delta h_{sec} = \log 2 \times \frac{h_{arg}}{1 + e_0} \times C_c \left(1 - \frac{C_s}{C_c} \right)$$

- $\Delta h_{sec(camada\ 1)} = \log 2 \times \frac{3}{1+5,7} \times 2,9 \left(1 - \frac{0,42}{2,9} \right) = 0,33\ m$
- $\Delta h_{sec(camada\ 2)} = \log 2 \times \frac{3}{1+4,2} \times 2,3 \left(1 - \frac{0,32}{2,3} \right) = 0,34\ m$
- $\Delta h_{sec(camada\ 3)} = \log 2 \times \frac{3}{1+3,2} \times 1,7 \left(1 - \frac{0,25}{1,7} \right) = 0,31\ m$
- $\Delta h_{sec(total)} = 0,33 + 0,34 + 0,31 = 0,98\ m$

3.7.3.2 Bordo interno

- $\Delta h_{sec(camada\ 1)} = \log 2 \times \frac{3}{1+8,8} \times 3,9 \left(1 - \frac{0,65}{3,9} \right) = 0,30\ m$
- $\Delta h_{sec(camada\ 2)} = \log 2 \times \frac{3}{1+6,8} \times 3,3 \left(1 - \frac{0,50}{3,3} \right) = 0,32\ m$
- $\Delta h_{sec(camada\ 3)} = \log 2 \times \frac{3}{1+3,8} \times 1,9 \left(1 - \frac{0,28}{1,9} \right) = 0,30\ m$
- $\Delta h_{sec(total)} = 0,30 + 0,32 + 0,30 = 0,92\ m$

3.8 Análise de estabilidade

3.8.1.1 Conceção geral

O aterro será construído em etapas de forma a poder contar com o ganho de resistência ao cisalhamento do solo mole ao longo do tempo de execução da obra. Após análises preliminares e visando atender ao cronograma da obra, optou-se por se ter 3 etapas de alteamento da seguinte forma:

- Etapa 1: 2,0m de altura durante 4 meses;
- Etapa 2: 4,0m de altura durante 4 meses;
- Etapa 3: 5,3m de altura durante 10 meses.

A definição do tempo adensamento para cada etapa (Figura 57) foi feita em função da análise de compressibilidade e da premissa do projeto, isto, é dentro de 18 meses.

O ganho de resistência da argila será estimado segundo a equação abaixo proposta por Leroueil et al.(1985) (ver item 2.3.2):

$$S_{u\ x(camada\ i)(t)} = 0,25 \times (\sigma'_{v(x-1)(camada\ i)} + U_{x(t)} \times \Delta\sigma'_{vx})$$

Onde:

$S_{u\ x(camada\ i)(t)}$: resistência não drenada da camada i ao final de um tempo t devido ao adensamento da etapa x .

$U_{x(t)}$: porcentagem de dissipação de poropressão que ocorreu em um tempo t da etapa x ;

$\sigma'_{v(x-1)(camada\ i)}$: tensão vertical efetiva inicial da camada i antes da construção da etapa x ;

$\Delta\sigma'_{vx}$: acréscimo de carga da etapa x .

No início de cada etapa (0, 4 e 8 meses) e no final da entrega da obra (18 meses) será analisada a estabilidade global através do software GeoStudio (Slope/W), considerando o método de Bishop. Será empregado também o método de Low *et al.*(1990) *apud* Palmeira e Ortigão (2004) para um análise preliminar da definição do esforço de tração da geogrelha. O fator de segurança provisório $F_s = 1,3$ no início das etapas e *de* $F_s = 1,5$ no final da construção do aterro.

Serão consideradas as seguintes sobrecargas:

- Sobrecarga durante construção devido ao tráfego de veículos= 12,0 kN/m²
- Sobrecarga permanente da pilha de coque= 18,0 kN/m²

Os parâmetros de resistência utilizados para análise de estabilidade inicial são:

Tabela 14 - Parâmetros de resistência da argila.

Parâmetros de resistência da argila			
Parâmetro	Valor adotado		
Local	Bordo externo		
	Camada 1	Camada 2	Camada 3
Profundidade (m)	0,0 à 3,0	3,0 à 6,0	6,0 à 9,0
Peso específico saturado da argila (kN/m ³) (γ_{at})	13	13	13
Tipo de sollicitação	não drenado	não drenado	não drenado
Resistência não drenada da argila * (kPa) (S_u)	5	6	8
ângulo de atrito (°)	0	0	0

A seguir serão demonstradas as análises de estabilidade ao final de cada etapa.

3.8.2 Estudo preliminar

Altura inicial

Primeiramente, foi avaliada a altura admissível (h_{adm}) de aterro considerando o problema de capacidade de carga, ou seja, não foi considerada a resistência do aterro (2.3.1.1). Considerou-se um fator de segurança mínimo de 1,3 por se tratar de uma situação provisória de obra. Além disso, foi considerado o valor da resistência não drenada da camada superior (camada 1) que é a menor entre as três camadas. Portanto, tem-se:

$$F_s = \frac{5,5 \times S_u}{\gamma_{at} \times h_{adm} + q}$$

Onde:

$$S_u = 5,0 \text{ kPa};$$

$$\gamma_{at} = 17 \text{ kN/m}^3;$$

$$q = 12,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$F_s = 1,3$$

Logo:

$$h_{adm} = 0,53 \text{ m}$$

Apesar de ser uma análise preliminar, observou-se que como a resistência não drenada inicial da camada compressível é muito baixa e a altura que se deseja atingir é de 8,0m em relação ao nível do terreno, o aterro deverá ser executado em etapas.

Foi feita uma análise inicial com a altura de 0,53 e inclinação do talude de 1(V):3(H) para a primeira etapa do aterro e, com isso, avaliou-se a estabilidade global utilizando o programa GeoStudio (Slope/W), (Figura 58).

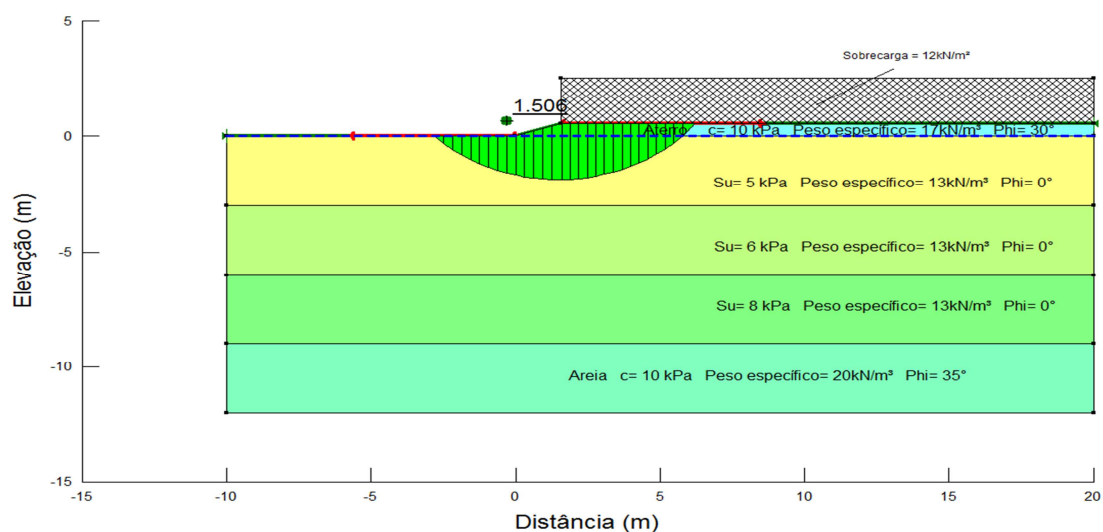


Figura 58 - Análise de estabilidade global do aterro com altura de 0,53m.

De acordo com a saída do programa, embora o fator de segurança para a altura de 0,53m esteja acima do recomendado para obras provisórias ($F_s \geq 1,3$), essa altura de aterro não é viável devido ao prazo de construção da obra. A diferença entre os valores encontrados para o fator de segurança deve-se ao de que a expressão acima considera o carregamento como uniformemente distribuído desconsiderando o efeito de estabilidade da saia do talude

Fazendo uma nova análise para um aterro com altura de 1,20m e com inclinação do talude de 1(V):4(H), observou-se que o fator de segurança encontrado é inferior ao recomendado do projeto.

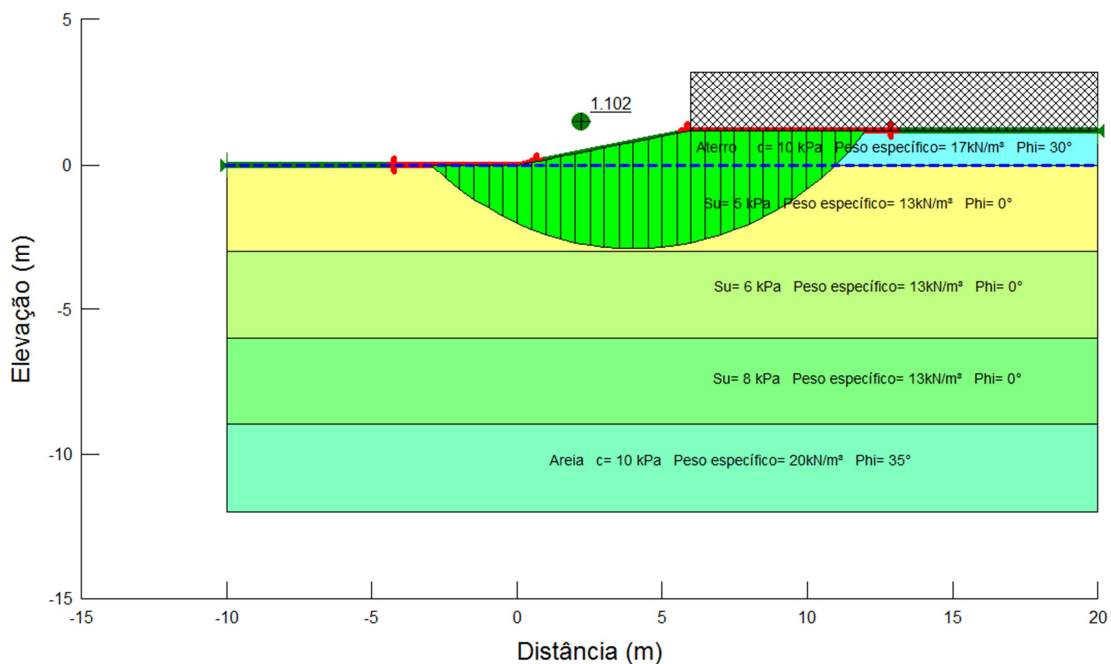


Figura 59 - Análise de estabilidade global do aterro com altura de 1,20m.

Com isso, optou-se por aumentar a altura do alteamento na primeira etapa para 2,0m (h_1) e inclinação do talude de 1(V):3(H), empregando uma geogrelha de reforço na base do aterro para aumentar a estabilidade do conjunto aterro- solo de fundação.

Esforço do reforço

O dimensionamento preliminar do esforço necessário da geogrelha foi feito com base no método de Low et al. (1990). Conforme discutido no item 2.3.3, o método não é aplicado para o caso de aterros com sobrecarga. Portanto, a finalidade da aplicação deste método é somente para definição do valor inicial do esforço de tração do reforço (T).

Os cálculos do fator de segurança da obra do caso sem reforço (F_0) e da força a ser mobilizada no reforço (T) foram feitos variando-se a profundidade z pelas seguintes expressões (2.3.3):

$$F_0 = N_1 \times \frac{S_{ueq}}{\gamma_{at} \times H_{eq}} + N_2 \left(\frac{c}{\gamma_{at} \times H_{eq}} + \lambda \times \tan\phi \right)$$

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r} \right) \times \frac{\gamma_{at} \times H_{eq}^2}{I_R}$$

Onde:

$$\gamma_{at} = 17 \text{ kN/m}^2;$$

$$c = 10 \text{ kPa};$$

$$\phi = 30^\circ;$$

$$H_{eq} = 2,7 \text{ m};$$

N_1, N_2 e λ = números de estabilidade (Figura 33);

$$F_r = 1,3;$$

I_R = obtidos a partir da Figura 34;

S_{ueq} = resistência não drenada média das camadas ultrapassadas pelo círculo até a profundidade z .

Os valores dos cálculos de F_0 e T para cada profundidade estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Valores de F_0 e T pelo método de Low et al. (1990).

Cálculos pelo método de Low et al (1990)									
z(m)	Sueq (kPa)	Sueq/ (γH)	z/H	N1	N2	λ	F0	Ir	T (kN/m)
1	5,00	0,15	0,50	5	2	0,3	1,67	0,88	-21,99
2	5,00	0,15	1,00	5,15	1,2	0,255	1,29	0,68	1,00
3	5,00	0,15	1,50	5,2	0,85	0,23	1,13	0,43	20,97
4	5,25	0,15	2,00	5,2	0,65	0,22	1,08	0,31	37,68
5	5,40	0,16	2,50	5,25	0,55	0,215	1,06	0,24	51,47
6	5,50	0,16	3,00	5,25	0,45	0,21	1,04	0,2	69,00
7	5,85	0,17	3,50	5,3	0,38	0,205	1,07	0,16	75,63
8	6,20	0,18	4,00	5,3	0,3	0,202	1,09	0,14	78,58
9	6,30	0,19	4,50	5,3	0,25	0,2	1,08	0,12	93,96

Pelo método de Low et al. (1990), o esforço de tração máximo necessário sem sobrecarga é:

$$T = 94 \text{ kN/m}$$

O raio do círculo crítico para o caso reforçado (R_r) é dado por:

$$a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{z}{H} + 0,5 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24} = \frac{1}{2} \times \left(\frac{9}{2,0} + 0,5 \right)^2 + \frac{(3^2 + 1)}{24} = 12,9$$

$$R_r = \frac{3,128 \times \left(a - \frac{z \times T}{H^3 \times \gamma_{at}} \right)}{\left(\frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{H^2 \times \gamma_{at}} \right)} = \frac{3,128 \times \left(12,9 - \frac{9 \times 94}{2,0^3 \times 17} \right)}{\left(\frac{9}{2,0} + 0,5 - \frac{94}{2,0^2 \times 17} \right)} = 11,58 \text{ m}$$

Comprimento do reforço

Para determinação do comprimento de ancoragem (L_{anc}), admitiu-se $F_{anc} = 1,5$ e $C_i = 0,8$, já que a geogrelha do projeto possui malha quadrada com abertura entre 20mm e 40mm. Logo, o valor de L_{anc} é:

$$L_{anc} = \frac{F_{anc} \times T}{2 \times C_i \times (c + \gamma_{at} \times H \times \tan\phi)} = \frac{1,5 \times 94}{2 \times 0,8 \times (10 + 17 \times 2,0 \times \tan 30)} = 3,0 \text{ m}$$

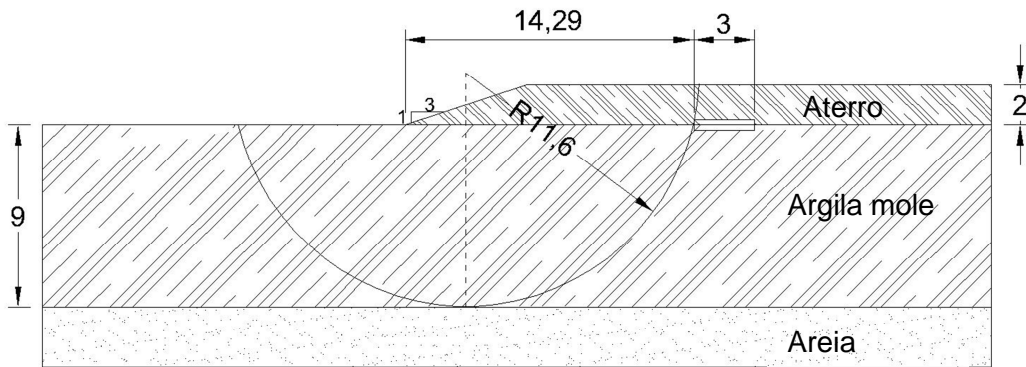


Figura 60 - Posição do círculo crítico no caso reforçado.

A partir dos dados obtidos anteriormente e da superfície de ruptura do aterro reforçado (Figura 60), o comprimento total necessário para o reforço é:

$$L = 3,0 + 14,29 \cong 17,50 \text{ m}$$

Fazendo uma análise global do aterro pelo método de Bishop através do software GeoStudio (Slope/W) com a inclusão da resistência (T) obtida pelo método de Low et al. (1990), observa-se que o comprimento do reforço (A) e o esforço do

reforço (Figura 61B) não são suficientes para garantir a estabilidade do conjunto, já que obteve-se um $F_s = 0,841$). Logo, o reforço deverá ser redimensionado.

A principal causa para a diferença entre os valores dos fatores de segurança encontrados pelos métodos de Low et al.(1990) e Bishop simplificado, é devido a consideração da sobrecarga atuando sobre o aterro.

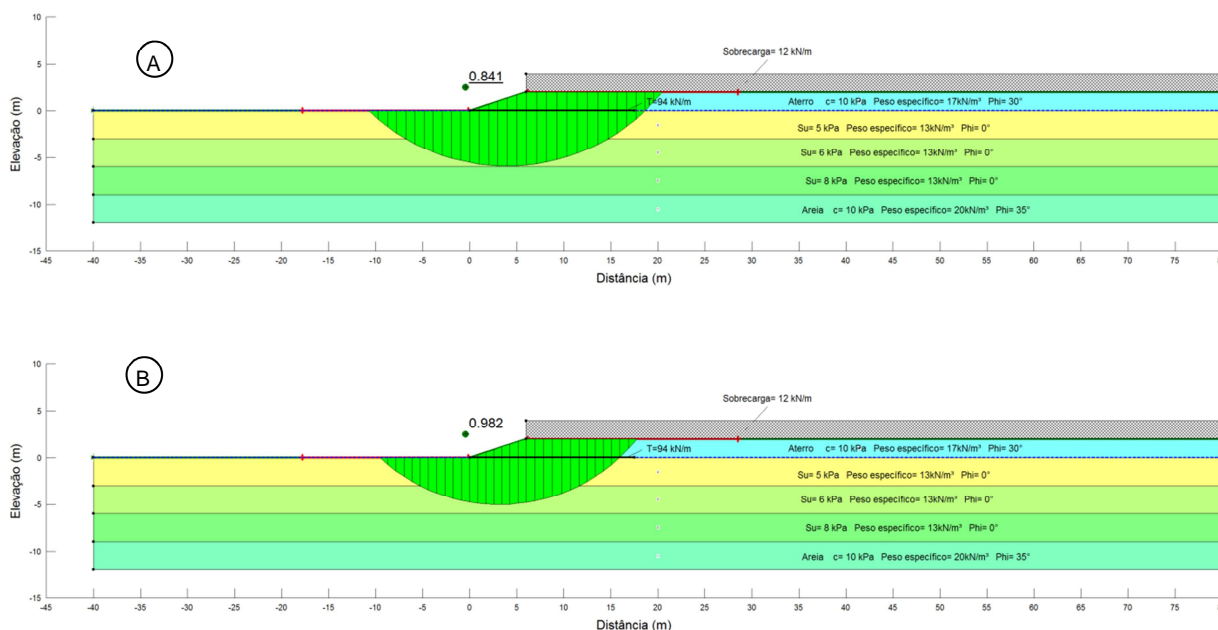


Figura 61 – Análise de estabilidade global do aterro segundo o dimensionamento preliminar.

3.8.3 Estabilidade global e ganho de resistência em cada etapa

3.8.3.1.1 Primeira etapa

Nessa etapa foram feitas diversas tentativas no *software* GeoStudio (Slope/W) a fim de otimizar o comprimento e o esforço da geogrelha atendendo as premissas definidas no projeto e com as dimensões do aterro definidas anteriormente, ou seja, altura do aterro $h_1 = 2,00\text{ m}$ com inclinação do talude de 1:3.

O reforço que atende ao $F_s \geq 1,30$ pelo método de Bishop (Figura 62) apresenta as seguintes características (Tabela 16):

Tabela 16 - Dimensionamento do reforço.

Reforço	
Esforço de tração de projeto (kN/m):	140
Comprimento total (m)	38

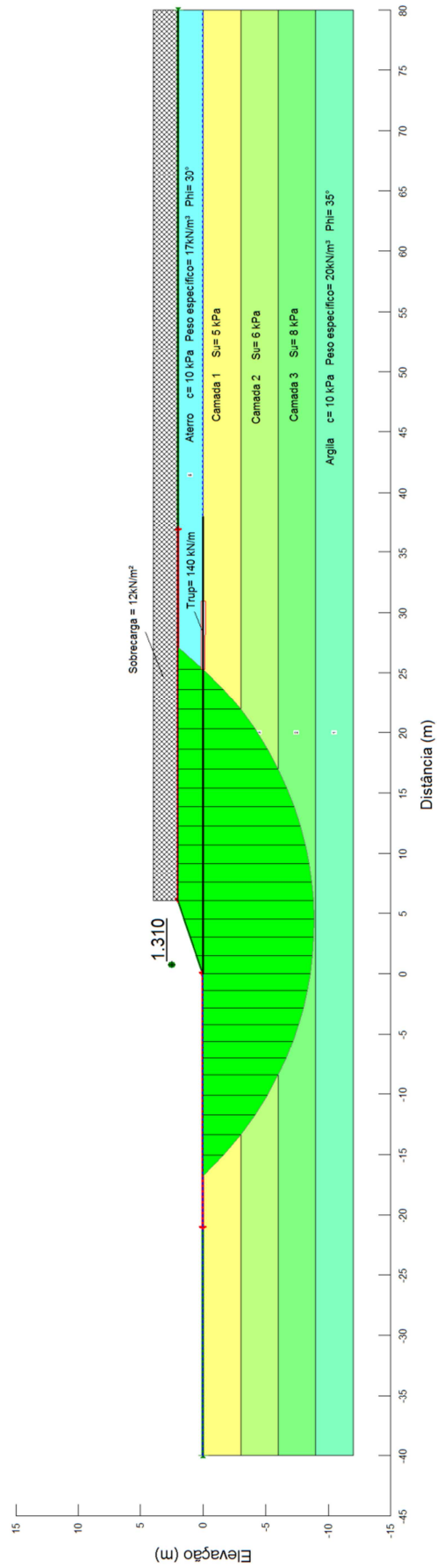


Figura 62 - Análise de estabilidade global da primeira etapa.

Ganho de resistência ao longo do tempo

De acordo com a expressão apresentada no item 3.8, o ganho de resistência não drenada de cada camada devido a dissipação da poropressão da etapa 1 será feito para os tempos de 4, 8 e 10 meses de acordo com a expressão a seguir e estão apresentados no Anexo D:

$$S_{u1(\text{camada } i)(t)} = 0,25 \times (\sigma'_{v0(\text{camada } i)} + U_{1(t)} \times \Delta\sigma'_{v1})$$

O acréscimo de carga dessa etapa é dado por:

$$\Delta\sigma'_{v1} = (\gamma_{at} \times h_1) = 17 \times 2 = 34 \text{ kPa}$$

→ **Em 4 meses**

- $S_{u1(\text{camada}1)} = 0,25 \times (\sigma'_{v0} + U_{1(4)} \times \Delta\sigma'_{v1}) = 0,25 \times (4,5 + 0,7 \times 34) = 7,1 \text{ kPa}$
- $S_{u1(\text{camada}2)} = 0,25 \times (13,5 + 0,7 \times 34) = 9,3 \text{ kPa}$
- $S_{u1(\text{camada}3)} = 0,25 \times (22,5 + 0,7 \times 34) = 11,6 \text{ kPa}$

→ **Em 8 meses**

- $S_{u1(\text{camada}1)} = 0,25 \times (\sigma'_{v0} + U_{1(8)} \times \Delta\sigma'_{v1}) = 0,25 \times (4,5 + 0,9 \times 34) = 8,8 \text{ kPa}$
- $S_{u1(\text{camada}2)} = 0,25 \times (13,5 + 0,9 \times 34) = 11,0 \text{ kPa}$
- $S_{u1(\text{camada}3)} = 0,25 \times (22,5 + 0,9 \times 34) = 13,3 \text{ kPa}$

→ **Em 18 meses**

- $S_{u1(\text{camada}1)} = 0,25 \times (\sigma'_{v0} + U_{1(18)} \times \Delta\sigma'_{v1}) = 0,25 \times (4,5 + 0,99 \times 34) = 9,5 \text{ kPa}$
- $S_{u1(\text{camada}2)} = 0,25 \times (13,5 + 0,99 \times 34) = 11,8 \text{ kPa}$
- $S_{u1(\text{camada}3)} = 0,25 \times (22,5 + 0,99 \times 34) = 14,0 \text{ kPa}$

3.8.3.1.2 Segunda etapa

Nessa etapa foi avaliada a estabilidade para uma altura a ser lançada de aterro de $h_2 = 4,0\text{m}$ com inclinação do talude de 1:3 usando o reforço definido na etapa 1 e uma berma de equilíbrio de 5,0m de largura.

A análise feita considerou o ganho de resistência com o adensamento do aterro após 4 meses da execução da etapa 1.

Através da saída do programa, observou-se que tanto o comprimento de 38,0m (Figura 63A) como o esforço de 140kN/m (Figura 63B) do reforço definido na etapa 1

não são suficientes para garantir a estabilidade do conjunto. Com isso, avaliou-se a possibilidade de aumentar a berma e/ou aumentar o esforço e comprimento no reforço.

A mudança na largura da berma não apresentou bons resultados, pois seria necessário um comprimento muito grande do reforço e, ainda assim o esforço necessário do reforço seria alto. Com isso, manteve-se a berma com largura de 5,0m.

A melhor solução encontrada nessa etapa, cujo fator de segurança encontrado é $F_s \cong 1,30$ (Figura 64) apresentou as seguintes características (Tabela 17):

Tabela 17 - Dimensionamento do reforço.

Reforço	
Esforço de tração de projeto (kN/m):	425
Comprimento total (m)	60

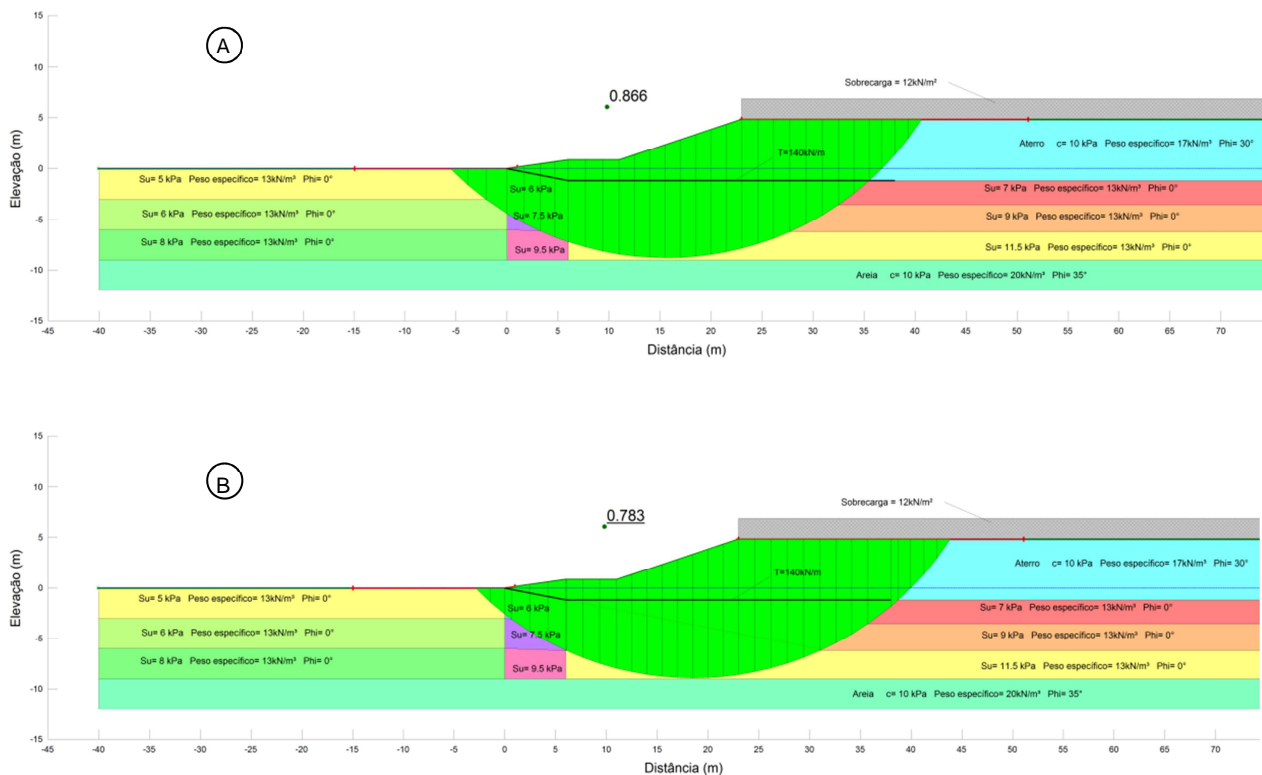


Figura 63 - Análise de estabilidade global da segunda etapa com o reforço definido na primeira etapa.

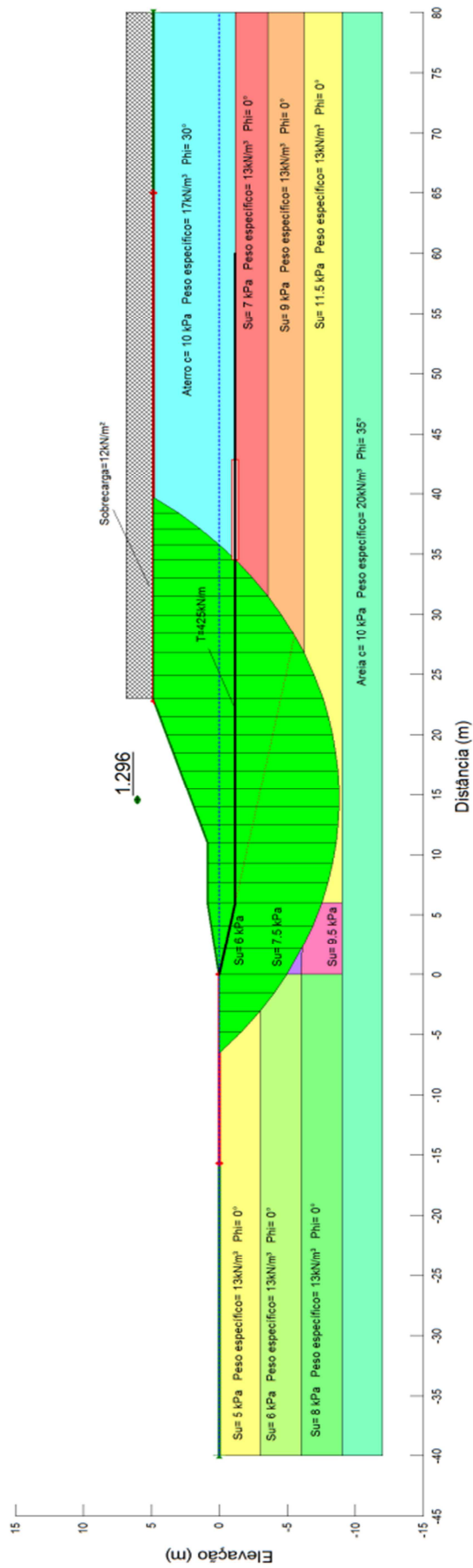


Figura 64 - Análise de estabilidade global da segunda etapa.

Ganho de resistência ao longo do tempo

De acordo com a expressão apresentada no item 3.8, o ganho de resistência não drenada de cada camada devido a dissipação da poropressão da etapa 2 será feito para os tempos de 8 e 10 meses de acordo com a seguinte expressão:

$$S_{u2(camada\ i)(t)} = 0,25 \times (\sigma'_{v1(camada\ i)} + U_{2(t)} \times \Delta\sigma'_{v2})$$

Onde:

$$\sigma'_{v1(camada\ i)} = \sigma'_{vo\ (camada\ i)} + U_{1(4)} \times (\Delta\sigma'_{v1})$$

$$\Delta\sigma'_{v2} = (\gamma_{at} \times h_2) + (1 - U_{1(4)}) \times \Delta\sigma'_{v1}$$

A tensão vertical inicial e o acréscimo de carga na etapa 2 foram calculados anteriormente no item 3.7.2.1.2 e apresentam os seguintes valores:

- $\sigma'_{v1(camada\ 1)} = 4,5 + 0,70 \times 34,0 = 28,3\ kPa$
- $\sigma'_{v1(camada\ 2)} = 13,5 + 0,70 \times 34,0 = 37,3\ kPa$
- $\sigma'_{v1(camada\ 3)} = 22,5 + 0,70 \times 34,0 = 46,3\ kPa$
- $\Delta\sigma'_{v2} = 17,0 \times 4,0 + (1 - 0,70) \times 34,0 = 78,2\ kPa$

Com isso, ao final de cada tempo o valor de S_u será:

→ **Em 8 meses**

- $S_{u2(camada1)} = 0,25 \times (28,3 + 0,71 \times 78,2) = 20,9\ kPa$
- $S_{u2(camada2)} = 0,25 \times (37,3 + 0,71 \times 78,2) = 23,2\ kPa$
- $S_{u2(camada3)} = 0,25 \times (46,3 + 0,71 \times 78,2) = 25,4\ kPa$

→ **Em 18 meses**

- $S_{u2(camada1)} = 0,25 \times (28,3 + 0,98 \times 78,2) = 26,3\ kPa$
- $S_{u2(camada2)} = 0,25 \times (37,3 + 0,98 \times 78,2) = 28,5\ kPa$
- $S_{u2(camada3)} = 0,25 \times (46,3 + 0,98 \times 78,2) = 30,8\ kPa$

3.8.3.1.3 Terceira etapa

Nessa etapa foi avaliada a estabilidade para uma altura a ser lançada de aterro de $h_3 = 5,3m$ com inclinação do talude de 1(V):3,5(H) usando o reforço definido na etapa 2 e uma berma de equilíbrio de 4,0m de largura.

A análise feita considerou tanto o ganho de resistência com o adensamento do aterro após 4 meses da execução da etapa 2, como, também, o ganho de resistência do adensamento de 8 meses da etapa 1 (Figura 65).

Observou-se que o comprimento de 60,0m e o esforço de 425kN/m do reforço definidos na etapa 2 são suficientes para garantir a estabilidade do conjunto (Figura 65), já que o fator de segurança encontrado ($F_s = 1,309$) está bem próximo do fator de segurança definido no projeto durante o alteamento ($F_s \geq 1,30$).

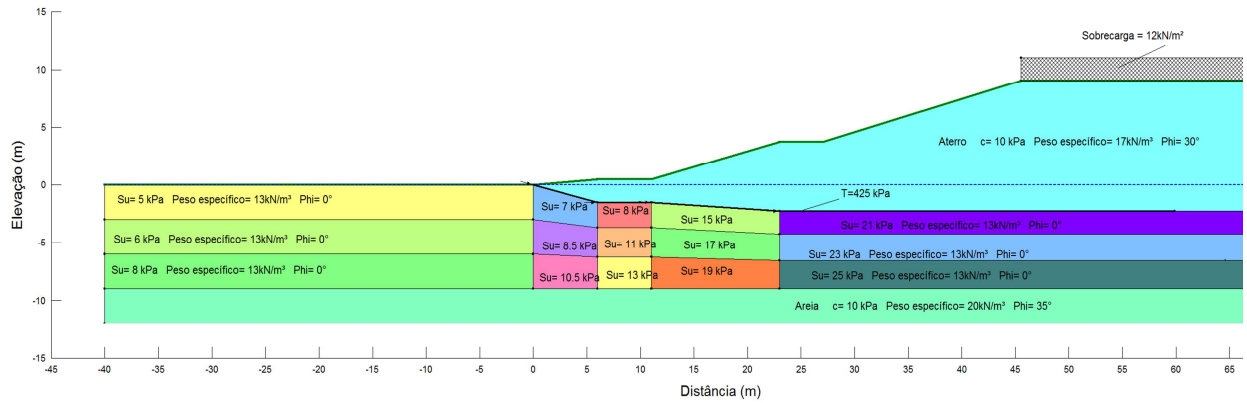


Figura 65 - Resistência não drenada das camadas no início da terceira etapa.

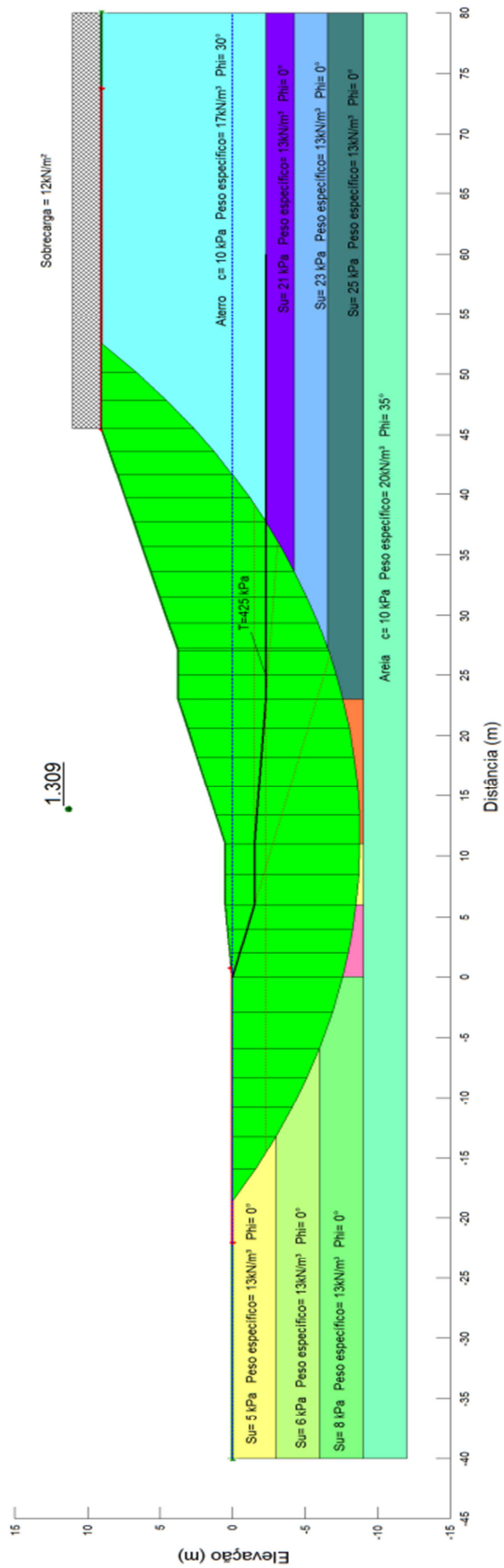


Figura 66 - Análise de estabilidade global da terceira etapa.

Ganho de resistência

De acordo com a expressão apresentada no item 3.8, o ganho de resistência não drenada de cada camada devido a dissipação da poropressão da etapa 3 será feito para o tempo de 18 meses de acordo com a seguinte expressão:

$$S_{u3(\text{camada } i)(t)} = 0,25 \times (\sigma'_{v2(\text{camada } i)} + U_{3(t)} \times \Delta\sigma'_{v3})$$

Onde:

$$\sigma'_{v2(\text{camada } i)} = \sigma'_{v1(\text{camada } i)} + U_{2(4)} \times (\Delta\sigma'_{v2})$$

$$\Delta\sigma'_{v3} = (\gamma_{at} \times h_3) + (1 - U_{2(4)}) \times \Delta\sigma'_{v2}$$

A tensão vertical inicial e o acréscimo de carga na etapa 3 foram calculados anteriormente no item 3.7.2.1.3 e apresentam os seguintes valores:

- $\sigma'_{v2(\text{camada } 1)} = 28,3 + 0,71 \times 78,2 = 83,8 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v2(\text{camada } 2)} = 37,3 + 0,71 \times 78,2 = 92,8 \text{ kPa}$
- $\sigma'_{v2(\text{camada } 3)} = 46,3 + 0,71 \times 78,20 = 101,8 \text{ kPa}$
- $\Delta\sigma'_{v3} = 17,0 \times 5,3 + (1 - 0,71) \times 78,2 = 112,8 \text{ kPa}$

Com isso, ao final da etapa 3, fim da construção do aterro, o valor de S_u será:

→ **Em 18 meses**

- $S_{u3(\text{camada } 1)} = 0,25 \times (83,8 + 0,95 \times 112,8) = 47,7 \text{ kPa}$
- $S_{u3(\text{camada } 2)} = 0,25 \times (92,8 + 0,95 \times 112,8) = 50,0 \text{ kPa}$
- $S_{u3(\text{camada } 3)} = 0,25 \times (101,8 + 0,95 \times 112,8) = 52,2 \text{ kPa}$

3.8.4 Estabilidade global no final da construção do aterro

Foi analisada a estabilidade global do aterro para a situação imediatamente após a entrega da obra (18 meses), ou seja, 10 meses após a terceira etapa. Considerou-se a sobrecarga da pilha de coque (18 kN/m²).

Foram considerados o ganho de resistência (S_u) obtidos com o adensamento do aterro após 10 meses do início do alteamento da etapa 3, 14 meses do início da etapa 2 e 18 meses início da etapa 1 (Figura 68).

A Figura 67 ilustra o resultado da análise de estabilidade pra esta condição final, obtendo ($F_s \cong 1,50$).

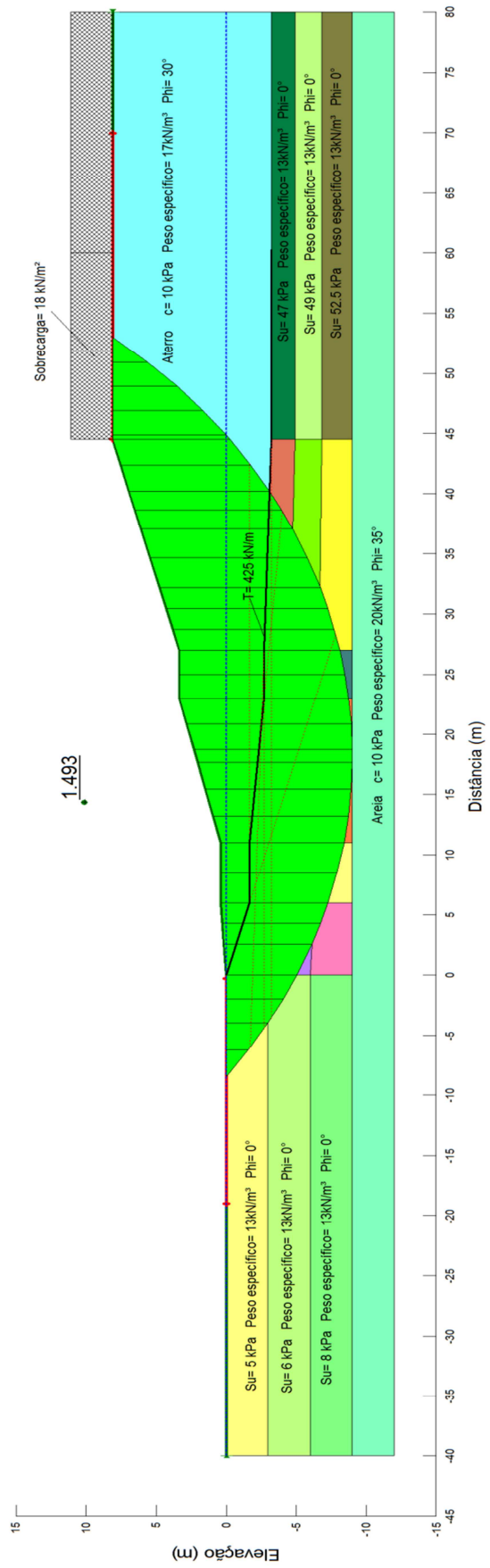


Figura 67 - Análise de estabilidade global da terceira etapa.

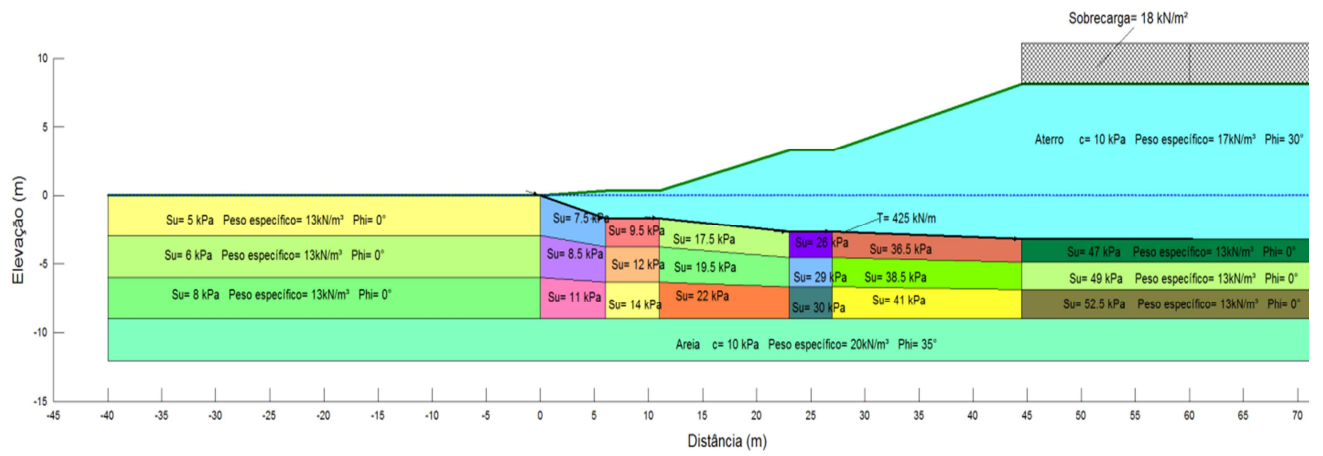


Figura 68 - Resistência não drenada das camadas no final da terceira etapa.

4. Conclusões

O presente trabalho apresentou o dimensionamento de um aterro (alçamento de 8m em relação ao nível do terreno) sobre um depósito de argila orgânica com turfa no Porto de Suape, região metropolitana de Recife. Através dos ensaios de campo realizados (SPT, palheta, piezocone) evidenciou-se claramente a natureza compressível e potencialmente instável do solo mole de fundação ratificando a necessidade de procedimentos executivos para garantir a estabilidade do conjunto solo-fundação e a estabilização dos recalques.

As principais conclusões estão organizadas pelos seguintes assuntos:

➤ Estabilidade

Através de uma análise preliminar, verificou-se que em função da baixa capacidade de suporte do terreno e da necessidade de um aterro com altura elevada, a metodologia construtiva escolhida foi executar o aterro em etapas.

Logo no instante inicial, avaliaram-se diversas alturas para o lançamento do aterro na primeira etapa, mas devido aos baixos valores da resistência não drenada obtidos no ensaio de palheta, o alçamento só seria possível com a inclusão de um elemento de reforço (geogrelha). Com isso, para uma altura de aterro de 2,0m seria necessário uma geogrelha com resistência à de tração de 140,0kN/m e com 38,0m de comprimento.

Para a segunda etapa (altura de aterro lançado de 4,0m), mesmo com o ganho de resistência devido ao adensamento da etapa anterior, observou-se que o esforço e a dimensão do reforço definidos na primeira etapa não eram suficientes para garantir a estabilidade do conjunto, sendo necessário um reforço resistente a 425,0kN/m de tração e comprimento de 60,0m.

Na última etapa, foi analisada a estabilidade para duas condições: início do lançamento de 5,2m de aterro, para o qual visou-se $F_s \geq 1,3$ (condição provisória); e final da obra (18 meses com porcentagem adensamento primário, $U=95\%$), para a qual visou-se $F_s \geq 1,5$ (condição permanente).

➤ Compressibilidade

Apesar das limitações de resultados de ensaios, os parâmetros de compressibilidade estimados para o projeto encontram-se próximos aos obtidos em outros estudos realizados na região. Destacam-se os valores das relações $C_c / (1+e_0) = 0,40$ à $0,55$ e $C_s / C_c = 0,14$ à $0,17$, que foram obtidas por meio de correlações propostas pela literatura sobre solos moles.

Quanto à questão da compressibilidade, optou-se pelo emprego de geodrenos em malha triangular. Este foi imprescindível para atender aos requisitos da obra, tendo como função:

- aceleração dos recalques, ocorrendo ao final de 18 meses mais 95% do recalque total e, assim, minimizando problemas quanto ao desempenho das construções executadas sobre o aterro;
- ganho de resistência ao cisalhamento, visto que a porcentagem de adensamento promovida puramente pela drenagem vertical na primeira etapa (cerca de 16%) não é significativa para o ganho de resistência do subsolo do bordo externo.

Os recalques secundários, por sua vez, foram estimados em 0,98m (bordo externo) e 0,92m (bordo interno). Apesar de serem valores consideráveis, poder-se-á conviver com essas deformações tendo em vista o tipo de obra. Caso as obras não suportassem tais valores de recalques secundários, dever-se-ia prever métodos construtivos como substituição parcial do solo mole, melhoramento do solo ou aterro sobre estacas.

Conclui-se, ainda, que, embora as análises de estabilidade e de compressibilidade atendam as especificações do projeto, é muito importante realizar o monitoramento durante e após a obra para verificar a validade dos valores parâmetros geotécnicos estimados e as premissas do projeto.

5. Anexos

Anexo A - Cálculo do recalque primário em cada etapa do bordo externo

Primeira etapa		Segunda etapa		Terceira etapa	
Altura de aterro		Altura de aterro		Altura de aterro	
h1:	2 m	h2:	4 m	h3:	5,3 m
Espeçura da camada de argila		Espeçura da camada de argila		Espeçura da camada de argila	
harg (camada 1):	3,00 m	harg 1(camada 1):	2,38 m	harg2 (camada 1):	1,98 m
harg (camada 2):	3,00 m	harg 1(camada 2):	2,67 m	harg2 (camada 2):	2,28 m
harg (camada 3):	3,00 m	harg 1(camada 3):	2,79 m	harg2 (camada 3):	2,47 m
Tensão vertical efetiva no início da etapa		Tensão vertical efetiva no início da etapa		Tensão vertical efetiva no início da etapa	
σ'_{v0} (camada 1):	4,50 kN/m ²	σ'_{v1} (camada 1):	28,33 kN/m ²	σ'_{v2} (camada 1):	83,77 kN/m ²
σ'_{v0} (camada 2):	13,50 kN/m ²	σ'_{v1} (camada 2):	37,33 kN/m ²	σ'_{v2} (camada 2):	92,77 kN/m ²
σ'_{v0} (camada 3):	22,50 kN/m ²	σ'_{v1} (camada 3):	46,33 kN/m ²	σ'_{v2} (camada 3):	101,77 kN/m ²
Recalque		Recalque		Recalque	
$\Delta\sigma'_{v1}$:	34,00 kN/m ²	$\Delta\sigma'_{v2}$:	78,17 kN/m ²	$\Delta\sigma'_{v3}$:	112,83 kN/m ²
Δh_{10} (camada 1):	1,21 m	Δh_{20} (camada 1):	0,59 m	Δh_{30} (camada 1):	0,32 m
Δh_{10} (camada 2):	0,72 m	Δh_{20} (camada 2):	0,58 m	Δh_{30} (camada 2):	0,35 m
Δh_{10} (camada 3):	0,49 m	Δh_{20} (camada 3):	0,48 m	Δh_{30} (camada 3):	0,32 m
Δh_{10} (total):	2,42 m	Δh_{20} (total):	1,65 m	Δh_{30} (total):	0,99 m
Recalque com efeito de submersão		Recalque com efeito de submersão		Recalque com efeito de submersão	
Iteração 1:		Iteração 1:		Não é considerado o efeito de submersão nessa etapa	
$\Delta\sigma'_{v1}$:	16,95	$\Delta\sigma'_{v2}$:	69,91		
Δh_{11} (camada 1):	0,88 m	Δh_{21} (camada 1):	0,56 m		
Δh_{11} (camada 2):	0,47 m	Δh_{21} (camada 2):	0,54 m		
Δh_{11} (camada 3):	0,30 m	Δh_{21} (camada 3):	0,45 m		
Δh_{11} (total):	1,65 m	Δh_{21} (total):	1,55 m		
Iteração 2:		Iteração 2:			
$\Delta\sigma'_{v1}$:	17,55	$\Delta\sigma'_{v2}$:	70,99		
Δh_{12} (camada 1):	0,90 m	Δh_{22} (camada 1):	0,56 m		
Δh_{12} (camada 2):	0,48 m	Δh_{22} (camada 2):	0,55 m		
Δh_{12} (camada 3):	0,30 m	Δh_{22} (camada 3):	0,46 m		
Δh_{12} (total):	1,68 m	Δh_{22} (total):	1,56 m		
Iteração 3:		Iteração 3:			
$\Delta\sigma'_{v1}$:	17,20	$\Delta\sigma'_{v2}$:	70,85		
Δh_{13} (camada 1):	0,89 m	Δh_{23} (camada 1):	0,56 m		
Δh_{13} (camada 2):	0,47 m	Δh_{23} (camada 2):	0,55 m		
Δh_{13} (camada 3):	0,30 m	Δh_{23} (camada 3):	0,45 m		
Δh_{13} (total):	1,66 m	Δh_{23} (total):	1,56 m		
Iteração 4:		Iteração 4:			
$\Delta\sigma'_{v1}$:	17,40				
Δh_{14} (camada 1):	0,89 m				
Δh_{14} (camada 2):	0,48 m				
Δh_{14} (camada 3):	0,30 m				
Δh_{14} (total):	1,67 m				
Iteração 5:		Iteração 5:			
$\Delta\sigma'_{v1}$:	17,28				
Δh_{15} (camada 1):	0,89 m				
Δh_{15} (camada 2):	0,48 m				
Δh_{15} (camada 3):	0,30 m				
Δh_{15} (total):	1,67 m				
Drenagem vertical		Drenagem vertical		Drenagem vertical	
Em 4 meses		Em 8 meses		Em 18 meses	
t:	4 meses	t:	4 meses	t:	10 meses
t:	10368000 s	t:	10368000 s	t:	25920000 s
cv:	0,000000039 m ² /s	cv:	0,000000039 m ² /s	cv:	0,000000039 m ² /s
hd:	4,50 m	hd:	3,92 m	hd:	3,36 m
Tv:	0,0197	Tv:	0,0260	Tv:	0,0882
Uv:	15,85 %	Uv:	18,19 %	Uv:	33,52 %
Em 8 meses		Em 18 meses			
t:	8 meses	t:	14 meses		
t:	20736000 s	t:	36288000 s		
Tv:	0,0394	Tv:	0,0909		
Uv:	22,41 %	Uv:	34,03 %		
Em 18 meses					
t:	18 meses				
t:	46656000 s				
Tv:	0,0887				
Uv:	33,62 %				
Drenagem radial		Drenagem radial		Drenagem radial	
Em 4 meses		Em 8 meses		Em 18 meses	
Uh:	64,35 %	Uh:	63,33 %	Uh:	54,87 %
t:	4 meses	t:	4 meses	t:	10 meses
t:	10368000 s	t:	10368000 s	t:	25920000 s
ch:	0,000000058 m ² /s	ch:	0,000000058 m ² /s	ch:	0,000000058 m ² /s
a:	10 cm	a:	10 cm	a:	10 cm
b:	0,5 cm	b:	0,5 cm	b:	0,5 cm
dw:	6,68 cm	dw:	6,68 cm	dw:	6,68 cm
s:	135 cm	s:	135 cm	s:	135 cm
R:	76,14 cm	R:	76,14 cm	R:	76,14 cm
de:	141,75 cm	de:	141,75 cm	de:	141,75 cm
n:	21,21	n:	21,21	n:	21,21
F(n):	2,30	F(n):	2,30	F(n):	2,30
Th:	0,30	Th:	0,30	Th:	0,74
Uh:	64,46 %	Uh:	64,46 %	Uh:	92,47 %
Em 8 meses		Em 18 meses			
t:	8 meses	t:	14 meses		
t:	20736000 s	t:	36288000 s		
Th:	0,60	Th:	1,04		
Uh:	87,37 %	Uh:	97,32 %		
Em 18 meses					
t:	18 meses				
t:	46656000 s				
Th:	1,34				
Uh:	99,05 %				
Recalque total com a drenagem combinada		Recalque total com a drenagem combinada		Recalque total com a drenagem combinada	
Em 4 meses		Em 8 meses		Em 18 meses	
U(4):	0,70	U(4):	0,71	U(10):	0,95
$\Delta h_{1(4)}$:	1,17 m	$\Delta h_{2(4)}$:	1,11 m	$\Delta h_{(10)}$:	0,94 m
Em 8 meses		Em 18 meses			
U(8):	0,90	U(14):	0,98		
$\Delta h_{1(8)}$:	1,51 m	$\Delta h_{2(14)}$:	1,53		
Em 18 meses					
U(18):	0,99				
$\Delta h_{1(18)}$:	1,66 m				
Cota final		Cota final		Cota final	
Em 4 meses		Em 8 meses		Em 18 meses	
H(4):	0,83 m	H(4):	3,72 m	H(10):	8,08 m
Em 8 meses		Em 18 meses			
H(8):	0,49 m	H(14):	3,30 m		
Em 18 meses					
H(18):	0,34 m				

Anexo B - Cálculo do recalque primário em cada etapa do bordo interno

Primeira etapa			Segunda etapa			Terceira etapa		
Altura de aterro			Altura de aterro			Altura de aterro		
h1:	2	m	h2:	4	m	h3:	5,3	m
Espessura da camada de argila			Espessura da camada de argila			Espessura da camada de argila		
harg (camada 1):	3,00	m	harg 1 (camada 1):	2,42	m	harg2 (camada 1):	2,05	m
harg (camada 2):	3,00	m	harg 1 (camada 2):	2,67	m	harg2 (camada 2):	2,30	m
harg (camada 3):	3,00	m	harg 1 (camada 3):	2,79	m	harg2 (camada 3):	2,47	m
Tensão vertical efetiva no início da etapa			Tensão vertical efetiva no início da etapa			Tensão vertical efetiva no início da etapa		
σ'v0 (camada 1):	4,50	kN/m ²	σ'v1 (camada 1):	28,30	kN/m ²	σ'v2 (camada 1):	83,24	kN/m ²
σ'v0 (camada 2):	13,50	kN/m ²	σ'v1 (camada 2):	37,30	kN/m ²	σ'v2 (camada 2):	92,24	kN/m ²
σ'v0 (camada 3):	22,50	kN/m ²	σ'v1 (camada 3):	46,30	kN/m ²	σ'v2 (camada 3):	101,24	kN/m ²
Recalque			Recalque			Recalque		
Δσ'v1:	34,00	kN/m ²	Δσ'v2:	78,20	kN/m ²	Δσ'v3:	113,36	kN/m ²
Δh10 (camada 1):	1,11	m	Δh20 (camada 1):	0,55	m	Δh30 (camada 1):	0,30	m
Δh10 (camada 2):	0,69	m	Δh20 (camada 2):	0,56	m	Δh30 (camada 2):	0,34	m
Δh10 (camada 3):	0,47	m	Δh20 (camada 3):	0,47	m	Δh30 (camada 3):	0,32	m
Δh10 (total):	2,28	m	Δh20 (total):	1,58	m	Δh30 (total):	0,96	m
Recalque com efeito de submersão			Recalque com efeito de submersão			Recalque com efeito de submersão		
Iteração 1:			Iteração 1:			Não é considerado o efeito de submersão nessa etapa		
Δσ'v1:	15,97		Δσ'v2:	71,10				
Δh11 (camada 1):	0,79	m	Δh21 (camada 1):	0,52	m			
Δh11 (camada 2):	0,43	m	Δh21 (camada 2):	0,52	m			
Δh11 (camada 3):	0,28	m	Δh21 (camada 3):	0,45	m			
Δh11 (total):	1,49	m	Δh21 (total):	1,49	m			
Iteração 2:			Iteração 2:					
Δσ'v1:	19,08		Δσ'v2:	71,98				
Δh12 (camada 1):	0,86	m	Δh22 (camada 1):	0,53	m			
Δh12 (camada 2):	0,49	m	Δh22 (camada 2):	0,53	m			
Δh12 (camada 3):	0,32	m	Δh22 (camada 3):	0,45	m			
Δh12 (total):	1,66	m	Δh22 (total):	1,51	m			
Iteração 3:			Iteração 3:					
Δσ'v1:	17,39		Δσ'v2:	71,87				
Δh13 (camada 1):	0,82	m	Δh23 (camada 1):	0,53	m			
Δh13 (camada 2):	0,46	m	Δh23 (camada 2):	0,53	m			
Δh13 (camada 3):	0,30	m	Δh23 (camada 3):	0,45	m			
Δh13 (total):	1,57	m	Δh23 (total):	1,50	m			
Iteração 4:								
Δσ'v1:	17,80							
Δh14 (camada 1):	0,84	m						
Δh14 (camada 2):	0,47	m						
Δh14 (camada 3):	0,31	m						
Δh14 (total):	1,62	m						
Iteração 5:								
Δσ'v1:	17,80							
Δh15 (camada 1):	0,83	m						
Δh15 (camada 2):	0,46	m						
Δh15 (camada 3):	0,30	m						
Δh15 (total):	1,60	m						
Iteração 6:								
Δσ'v1:	18,00							
Δh15 (camada 1):	0,83	m						
Δh15 (camada 2):	0,47	m						
Δh15 (camada 3):	0,30	m						
Δh15 (total):	1,61	m						
Drenagem vertical			Drenagem vertical			Drenagem vertical		
Em 4 meses			Em 8 meses			Em 18 meses		
t:	4	meses	t:	4	meses	t:	10	meses
t:	10368000	s	t:	10368000	s	t:	25920000	s
cv:	0,000000004	m ² /s	cv:	0,000000004	m ² /s	cv:	0,000000004	m ² /s
hd:	4,50	m	hd:	3,92	m	hd:	3,41	m
Tv:	0,0022		Tv:	0,0029		Tv:	0,0097	
Uv:	5,32	%	Uv:	6,10	%	Uv:	11,09	%
Em 8 meses			Em 18 meses					
t:	8	meses	t:	14	meses			
t:	20736000	s	t:	36288000	s			
Tv:	0,0044		Tv:	0,0102				
Uv:	7,52	%	Uv:	11,42	%			
Em 18 meses								
t:	18	meses						
t:	46656000	s						
Tv:	0,0100							
Uv:	11,28	%						
Drenagem radial			Drenagem radial			Drenagem radial		
Em 4 meses			Em 8 meses			Em 18 meses		
Uh:	68,32	%	Uh:	68,05	%	Uh:	66,26	%
t:	4	meses	t:	4	meses	t:	10	meses
t:	10368000	s	t:	10368000	s	t:	25920000	s
ch:	0,000000007	m ² /s	ch:	0,000000007	m ² /s	ch:	0,000000007	m ² /s
a:	10	cm	a:	10	cm	a:	10	cm
b:	0,5	cm	b:	0,5	cm	b:	0,5	cm
dw:	6,68	cm	dw:	6,68	cm	dw:	6,68	cm
s:	55	cm	s:	55	cm	s:	55	cm
R:	31,02	cm	R:	31,02	cm	R:	31,02	cm
de:	57,75	cm	de:	57,75	cm	de:	57,75	cm
n:	8,64		n:	8,64		n:	8,64	
F(n):	1,41		F(n):	1,41		F(n):	1,41	
Th:	0,20		Th:	0,20		Th:	0,51	
Uh:	68,32	%	Uh:	68,32	%	Uh:	94,35	%
Em 8 meses			Em 18 meses					
t:	8	meses	t:	14	meses			
t:	20736000	s	t:	36288000	s			
Th:	0,40		Th:	0,71				
Uh:	89,96	%	Uh:	98,21	%			
Em 18 meses								
t:	18	meses						
t:	46656000	s						
Th:	0,91							
Uh:	99,43	%						
Recalque total com a drenagem combinada			Recalque total com a drenagem combinada			Recalque total com a drenagem combinada		
Em 4 meses			Em 8 meses			Em 18 meses		
U(4):	0,70		U(4):	0,70		U(10):	0,95	
Δh1(4):	1,13	m	Δh2(4):	1,06	m	Δh(10):	0,91	m
Em 8 meses			Em 18 meses					
U(8):	0,91		U(14):	0,98				
Δh1(8):	1,46	m	Δh2(14):	1,48				
Em 18 meses								
U(18):	0,99							
Δh1(18):	1,60	m						
Cota final			Cota final			Cota final		
Em 4 meses			Em 8 meses			Em 18 meses		
H(4):	0,87	m	H(4):	3,82	m	H(10):	8,20	m
Em 8 meses			Em 18 meses					
H(8):	0,54	m	H(14):	3,39	m			
Em 18 meses								
H(18):	0,40	m						

Anexo C - Cálculo do recalque secundário

	Bordo externo			Bordo interno		
	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Camada 1	Camada 2	Camada 3
harg (m):	3	3	3	3	3	3
e0:	5,7	4,2	3,2	8,8	6,8	3,8
Cc:	2,9	2,3	1,7	3,9	3,3	1,9
Cs:	0,42	0,32	0,25	0,65	0,5	0,28
Δh_{sec} (m):	0,33	0,34	0,31	0,30	0,32	0,30
$\Delta h_{sec}(\text{total})$ (m):	0,98			0,92		

Anexo D – Evolução do ganho de resistência da argila com o tempo

Camadas		Ganho de resistência não drenada da argila (kPa)																			
		Camada 1				Camada 2				Camada 3											
tempo (meses)	t=0	t=4	t=8		t=18		t=0	t=4	t=8		t=18		t=0	t=4	t=8		t=18				
Etapa	-	Etapa 1	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 1	Etapa 1	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 1	Etapa 1	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3		
Tensão vertical (kPa)	4,5	28,3	35,3	83,0	38,3	104,9	190,9	13,5	37,3	44,3	92,0	47,3	113,9	199,9	22,5	46,3	53,3	101,0	56,3	122,9	208,9
Resistência não drenada da argila (kPa)	5,0	7,1	8,8	20,8	9,6	26,2	47,7	6,0	9,3	11,1	23,0	11,8	28,5	50,0	8,0	11,6	13,3	25,3	14,1	30,7	52,2

6. Referências Bibliográficas

ALMEIDA, M. de S. S.; MARQUES, M. E. S., 2010, *Aterros sobre solos moles – Projeto e Desempenho*. São Paulo, Ed. Oficina De Textos.

BARONI, M., 2010, *Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca*. Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

COUTINHO, R. Q.; Bello, M. I. M., 2005, *Aterros sobre solos moles, Geotecnia no Nordeste*, (Gusmão, Gusmão Filho, Oliveira e Maia (Org.)), Ed. UFPE.

FUTAI, M. M., 2010, *Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles*. Tese de Livre Docência, USP, São Paulo, SP, Brasil.

GEO-SLOPE International Ltd. SLOPE/W, 2004. User Manual, Calgary: Alberta, Canadá.

GOOGLE, Programa Google Earth, 2011.

GUSMÃO, A. D., *Obras de Terra em Solos Moles*. Disponível em: <http://dc224.4shared.com/doc/z5EwwoJF/preview.html>. Acesso em 17 de maio de 2011.

MACHADO, L. V. de S. S.; OLIVEIRA, J. T. R., 2010, “Análise de Desempenho do Aterro sobre Solo Mole Executado na Obra de Duplicação da BR-101/PE”. *Congresso Brasileiro de Mecânica do Solo e Engenharia Geotécnica*, Gramado, Rio Grande do Sul, Brasil, 20-22 Agosto.

MARTINS, I. S. M., 2005 “*Algumas Considerações Sobre Adensamento Secundário*”. Slides da Palestra proferida no clube de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARTINS, I. S. M., 2011, “*Adensamento*”, Slides da Aula de Adensamento/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MB 3406, 1991, *Ensaio de Penetração de Cone in situ*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR 6484, 2001, *Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR 10905, 1989, *Solo – Ensaio de Palheta in situ*. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NOGUEIRA, E. G., 2010, *Estudos de Algumas Soluções de Tratamento de Solos Moles para Construção de Aterros no Trecho Sul do Rodoanel- SP*. Tese de M. Sc., USP, São Paulo, SP, Brasil.

OLIVEIRA, J. T. R., 2006, "Parâmetros Geotécnicos da Argila Mole do Porto de Suape – PE". *Congresso Brasileiro de Mecânica do Solo e Engenharia Geotécnica*, Curitiba, Paraná, Brasil, 27-31 Agosto.

OLIVEIRA, J. T. R., 2005, Prospecção geotécnica – Ensaio de Laboratório, *Geotecnia no Nordeste*, Gusmão, (Gusmão Filho, Oliveira e Maia (Org.)), 2 ed. Recife, Ed. UFPE.

OLIVEIRA, J. T. R., 1991, *Ensaio de Piezocones em um Depósito de Argila Mole na Cidade de Recife*. Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ORTIGÃO, J. A. R., 2007, *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3 ed. Rio de Janeiro, Ed. Terratek.

PALMEIRA, E. M.; ORTIGÃO, A., 2004, Aterros Sobre Solos Moles, *Manual Brasileiro de Geossintético*, Vertimatti, J. C., Ed. Edgard Blucher.

PERBONI, J. P., 2003, *Análise de Estabilidade e de Compressibilidade de Aterros sobre Solos Moles – Caso dos Aterros de Encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381)*. Tese de M.Sc., UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

PFALTZGRAFF, P. A., 1999, *Carta Geográfica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/ Pernambuco - CPRM/FIDEM*.

PINTO, C. de S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3 ed. São Paulo, Ed. Oficina De Textos.

ROMERO, S., *Aterro sobre Solo Mole*. Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/44174870/Aterro-Sobre-Solos-Mole>. Acesso em 16 de maio de 2011.

SCHNAID, F., 2000, *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo, Ed. Oficina De Textos.