

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE

Rafael Charles Possamai

**ANÁLISE DOS RECALQUES POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO: ATERRO  
SOBRE SOLOS MOLES NO CAMPUS DA UFSC NA CURVA DO ARROZ**

Joinville, 2016

Rafael Charles Possamai

**ANÁLISE DOS RECALQUES POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO: ATERRO  
SOBRE SOLOS MOLES NO CAMPUS DA UFSC NA CURVA DO ARROZ**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como requisito parcial para  
obtenção do título de bacharel em  
Engenharia de Infraestrutura da  
Universidade Federal de Santa Catarina,  
Campus de Joinville.

Orientador: Prof. D. Sc. Marcelo  
Heidemann

Joinville, 2016

Rafael Charles Possamai

**ANÁLISE DOS RECALQUES POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO: ATERRO  
SOBRE SOLOS MOLES NO CAMPUS DA UFSC NA CURVA DO ARROZ**

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro de Infraestrutura e aprovado em sua forma final pela comissão examinadora e pelo curso de graduação em Engenharia de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville, 01 de Dezembro de 2016.

Prof<sup>o</sup>, Valéria Bennack, Eng<sup>o</sup>.  
Coordenadora do curso

**Banca examinadora:**

-----  
Prof. D. Sc. Marcelo Heidemann

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

-----  
Prof<sup>a</sup>. Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina

-----  
Prof. D. Yader Alfonso Guerrero Pérez

Universidade Federal de Santa Catarina

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por ter me dado saúde e força no dia-a-dia ao longo da minha vida.

À minha esposa Tamires, pela paciência, compreensão, motivação e apoio. À minha filhinha Yasmin, minha alegria e inspiração para tudo. À minha mãe Ivonilda, pela dedicação e ajuda, dentro do possível, fazendo seu melhor. Em memória a meus avós, Alvira e Adolfo, deixam saudades.

Ao meu orientador, Prof<sup>o</sup>. D. SC. Marcelo Heidemann, por aceitar a orientação dispondo seu tempo, experiência e paciência para a realização deste trabalho.

Aos membros da banca avaliadora, por aceitarem o convite para participar desta minha realização pessoal.

À Universidade Federal de Santa de Catarina, por meio de seu corpo docente e administrativo, pela formação profissional e pessoal.

A todos que colaboraram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, muito obrigado.

"Faça o teu melhor, na condição que você tem, enquanto você não tem condições melhores, para fazer melhor ainda!"

(Mário Sergio Cortella)

## RESUMO

O terreno da UFSC localizado no Km 52 da BR 101, também conhecida como Curva do Arroz, na cidade de Joinville, é composto por um solo argiloso, orgânico, com alto teor de umidade e baixa capacidade de suporte. Dentre as instalações com que este campus contará, consta uma pista de teste que dará suporte aos cursos de engenharias ofertadas pelo campus. Uma vez que a construção desta estrutura requer a execução de um corpo de aterro, é esperado que ocorram recalques por adensamento que consiste em deformações volumétricas lentas, mas que podem atingir elevada magnitude.

O presente trabalho tem por objetivo avaliar o desempenho de soluções para aceleração de recalques por adensamento primário, gerados pela construção do aterro da pista de testes. Os recalques serão avaliados com base nos resultados já existentes de investigação de campo e laboratório. Serão avaliados os níveis de recalques já ocorridos para situação atual, considerando que parte do aterro já foi executado, quanto destas deformações ainda está por acontecer e quais as deformações associadas à condição final de projeto. Foram dimensionadas soluções consagradas de aceleração de recalques, dentre as quais: drenos verticais de areia, geodrenos, sobrecarga, e drenos verticais com sobrecarga.

O dimensionamento apontou uma deformação total, desta argila orgânica, na ordem de 63,0 cm, com 90% desta deformação ocorrendo 5 anos após a construção da pista de testes. As técnicas de aceleração de recalque para adensamento primário apresentaram resultados satisfatórios, reduzindo consideravelmente este tempo para, 1,5 anos com a técnica de sobrecarga temporária ou, até 2 meses com a técnica de sobrecarga temporária com drenos verticais.

**Palavras-chave:** Adensamento, recalque, métodos de aceleração.

## ABSTRACT

The area of the future campus of UFSC located in the Km 52 of BR 101, also known as Curva do Arroz, in Joinville, consists of an organic clayey soil, with high moisture content and low bearing capacity. Among the facilities of this Campus, it is included a test track that will be used for the engineering courses offered by the University. Since the construction of this structure requires the execution of a landfill, it is expected to occur settlements due to the primary consolidation of clayey soil. Such settlements are volumetric deformations, that are time dependent and can achieve high magnitude. The present work aims to evaluate the performance of some solutions to accelerate the primary consolidation generated by the construction of the test track embankment. Primary consolidation strains will be evaluated based on existing results of field and laboratory tests. In this work, it was assessed: (i) the levels of settlements due to primary consolidation that have occurred for the current situation, whereas part of the landfill has been executed, (ii) how much of these strains not were not developed yet and (iii) the strains associated with the total embankment height. The following solutions for settlements acceleration were designed: vertical sand drains, geodrains, overload, and vertical drains with overload. The design process showed that settlements due to 90% of primary consolidation are about 63.0 cm, and will be achieved 5 years after the embankment construction. The evaluated techniques for consolidation acceleration conducted to satisfactory results. Temporary overload can reduce the time for 90% of primary consolidation to 1.5 years and up to 2 months with temporary overload with vertical drains.

**Key words:** Primary consolidation, settlement acceleration methods, vertical drains.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 - (A) Torre de Pisa, Itália; (B) Cidade de Santos, SP. ....	3
Figura 2. 1 - Analogia mecânica para o processo de adensamento.....	7
Figura 2. 2 - Curva obtida pelo ensaio de adensamento de um solo, qualquer, argiloso.....	10
Figura 2. 3 - Método de Taylor para obtenção de $C_v$ . ....	12
Figura 2. 4 - Método de Casagrande para obtenção de $C_v$ . ....	13
Figura 2. 5 - Condições de drenagem. ....	14
Figura 2. 6 - Grau de adensamento em função da profundidade e do fator tempo. ...	15
Figura 2. 7 - Curva de adensamento (porcentagem de recalque em função do fator tempo). ....	16
Figura 2. 8 - Influência dos drenos verticais na evolução dos recalques com o tempo. .....	17
Figura 2. 9 - Parâmetros geométricos de drenos: (A) Área de influência do dreno; (B) diâmetro equivalente de um geodreno. ....	19
Figura 2. 10 - Teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi.....	20
Figura 2. 11 - Valores para graus de adensamento. ....	21
Figura 2. 12 - Valores para graus de adensamento. ....	21
Figura 2. 13 - Disposição dos tipos de malhas, quadrada e triangular.....	22
Figura 2. 14 - Efeito smear no geodreno. ....	25
Figura 2. 15 - Desenvolvimento dos recalques primários em função da espessura da camada. ....	28
Figura 2. 16 - Instalações típicas de drenos verticais com carga temporária. ....	30
Figura 2. 17 - Períodos de carregamento.....	32
Figura 2. 18 - Perfil do terreno em 1997.....	33
Figura 2. 19 - Perfil do terreno em 2012.....	34
Figura 2. 20 - Locação dos aterros sobre a área estudada. ....	36
Figura 3. 1 - Mapa com a localização do município de Joinville.....	38
Figura 3. 2 - Imagem de satélite com as principais rodovias de acesso ao campus. ....	39
Figura 3. 3 - Mapa geológico do município de Joinville com a área da propriedade da UFSC. ....	40
Figura 3. 4 - Vista a partir da BR 101, para o relevo de colinas do embasamento granulítico.....	41



Figura 3. 5 - Vista a partir da BR 101, para a zona de várzea com terrenos sedimentares.....	42
Figura 3. 6 - Planta com a localização das sondagens a percussão efetuadas na área do projeto. ....	43
Figura 3. 7 - Seção esquemática mostrando a relação de espessuras dos solos derivados do granulito e os solos moles. ....	44
Figura 3. 8 - Localização dos ensaios, CPTU1, CPTU2 e, adensamento. ....	45
Figura 3. 9 - Esquema da seção transversal do trecho estudado. ....	46
Figura 3. 10 - Perfil de aterro, trecho entre os ensaios CPTU1 e CPTU2. ....	48
Figura 3. 11 - Divergência encontrada na cota do ensaio CPTU1 com o terreno primitivo. ....	49
Figura 3. 12 - Divergência encontrada na cota do ensaio CPTU2 com o terreno primitivo. ....	49
Figura 3. 13 - Perfil estratigráfico do terreno com espessuras corrigidas.....	50
Figura 3. 14 - Curva de adensamento. ....	53
Figura 3. 15 - Curva de adensamento em escala linear. ....	55
Figura 4. 1 - Magnitude dos recalques para ambas as situações. ....	64
Figura 4. 2 - Espessuras de aterro para diferentes períodos de repouso. ....	70
Figura 4. 3 - Seção típica contemplando a técnica de sobrecarga temporária com drenos verticais. ....	79
Figura 4. 4 - Comparação das espessuras de aterro para sobrecargas. ....	80
Figura 4. 5 – Comparação entre as técnicas de aceleração do recalque por adensamento primário.....	81
Figura 4. 6 – Curvas de recalque por adensamento primário para a técnica de sobrecarga temporária. ....	82
Figura 4. 7 - Curvas de recalque por adensamento primário para a técnica de drenos verticais. ....	83
Figura 4. 8 - Curvas de recalque por adensamento primário para a técnica de sobrecarga temporária com geodrenos.....	84
Figura 5. 1 - Seção para estudos dos insumos. ....	85
Figura 5. 2 - Distribuição dos drenos para malha triangular espaçada em 1,5 m.....	87
Figura 5. 3 - Distribuição dos drenos para malha triangular espaçada em 2,0 m.....	87
Figura 5. 4 - Distribuição dos drenos para malha triangular espaçada em 2,5 m.....	87

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Períodos de carregamento.....	31
Tabela 2. 2 - Comparação entre os aterros.....	37
Tabela 3. 1 - Levantamento topográfico realizado pela empresa Azimute em 2014.	47
Tabela 3. 2 - Cotas do terreno em estado virgem e espessuras totais corrigidas. ....	51
Tabela 3. 3 - Classificação das argilas.....	52
Tabela 3. 4 - Parâmetros de comportamento geotécnicos da argila. ....	54
Tabela 3. 5 - Índices físicos da argila. ....	54
Tabela 4. 1 - Magnitude dos recalques para situação atual.....	60
Tabela 4. 2 - Magnitude dos recalques para situação final de projeto. ....	62
Tabela 4. 3 - Percentual de recalque ocorrido até o momento.....	63
Tabela 4. 4 - Poropressão dissipada em diferentes períodos. ....	65
Tabela 4. 5 - Espessuras da camada de aterro necessárias. ....	66
Tabela 4. 6 - Recalque alvo.....	67
Tabela 4. 7 - Altura da camada de sobrecarga. ....	68
Tabela 4. 8 - Espessura da camada de sobrecarga a remover.....	69
Tabela 4. 9 - Função da densidade dos drenos. ....	72
Tabela 4. 10 - Fatores de tempo para drenagem horizontal, radial.....	72
Tabela 4. 11 - Tempos necessários para drenagem horizontal, radial.....	72
Tabela 4. 12 - Tempos necessários para drenagem horizontal, radial.....	74
Tabela 4. 13 - Percentual de recalques ocorridos, Uh. ....	75
Tabela 4. 14 - Recalque alvo.....	77
Tabela 4. 15 - Altura da camada de sobrecarga. ....	78
Tabela 4. 16 - Espessura da camada de sobrecarga a remover.....	79
Tabela 5. 1 - Constantes das camadas de aterro para técnica de sobrecarga temporária.....	86
Tabela 5. 2 - Constantes para os drenos verticais. ....	88
Tabela 5. 3 - Constantes para técnica de sobrecarga temporária com geodreno. ....	89

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Cone Penetration Test
EAS	Estudo Ambiental Simplificado
OCR	Over Consolidation Ratio
SPT	Standard Penetration Test
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

## LISTA DE SIMBOLOS

### Alfabeto latino

$a$ e $b$	Dimensões do geodreno de seção retangular;
$av$	Coeficiente de compressibilidade;
$Cc$	Coeficiente de compressão;
$Ch$	Coeficiente de adensamento horizontal;
$Cr$	Coeficiente de recompressão;
$Cv$	Coeficiente de adensamento vertical;
$de$	Diâmetro de influência do dreno;
$dm$	Diâmetro equivalente do mandril de cravação;
$ds$	Diâmetro da área amolgada;
$dw$	Diâmetro equivalente do dreno;
$e$	Índice de vazios;
$h$	Altura da camada de aterro;
$H$	Altura da camada comprimida;
$Hd$	Altura de drenagem;
$K$	Coeficiente de permeabilidade;
$k'h$	Coeficiente de permeabilidade horizontal da região amolgada;
$kh$	Coeficiente de permeabilidade horizontal da região intacta;
$kv$	Coeficiente de permeabilidade vertical;
$L$	Comprimento característico do dreno;
$qw$	Capacidade de descarga;
$rc$	Raio de influência do dreno;
$s$	Índice de zona amolgada;
$t$	Unidade de tempo;
$T$	Fator tempo;
$Th$	Fator tempo horizontal;
$Tv$	Fator tempo vertical;
$U$	Porcentagem de adensamento global;
$Uh$	Porcentagem de adensamento horizontal;
$Uz$	Porcentagem de adensamento vertical;
$Vs$	Volume de sólidos;

$V_v$	Volume de vazios;
$w$ e $l$	Dimensões de um mandril retangular;
$W_q$	Resistência hidráulica;
$Z$	Profundidade de drenagem;

#### Alfabeto grego

$\gamma$	Peso específico
$\Delta h_{fs}$	Recalque alvo
$\Delta \sigma_{vfs}$	Tensão da camada de sobrecarga
$\rho$	Recalque total por adensamento primário
$\sigma'_f$	Tensão efetiva final
$\sigma'_i$	Tensão efetiva inicial
$\sigma'_{vm}$	Tensão efetiva de pré-adensamento

## Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	JUSTIFICATIVA	2
1.2	OBJETIVO GERAL	4
1.3	OBJETIVO ESPECÍFICO	4
1.4	METODOLOGIA E ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>6</b>
2.1	FENÔMENO DO ADENSAMENTO	6
2.1.1	<b>Ensaio de adensamento</b>	<b>9</b>
2.2	EVOLUÇÃO DOS RECALQUES COM O TEMPO	11
2.3	MÉTODOS PARA ACELERAÇÃO DE RECALQUES	17
2.3.1	<b>Drenos verticais</b>	<b>17</b>
2.3.1.1	Geodrenos	23
2.3.2	<b>Sobrecargas</b>	<b>27</b>
2.3.3	<b>Sobrecargas + Drenos verticais</b>	<b>29</b>
2.4	ESTUDOS DE CASO ENVOLVENDO AS TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DE RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO	30
2.4.1	<b>Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da Barra da Tijuca - RJ</b>	<b>31</b>
2.4.2	<b>Influência de 15 anos de sobrecarga de aterro na caracterização geotécnica de um depósito de argila mole</b>	<b>32</b>
2.4.3	<b>Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura.</b>	<b>34</b>
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA DA ÁREA ESTUDADA</b>	<b>38</b>
3.1	LOCALIZAÇÃO DO TERRENO DA UFSC	38
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DA REGIÃO ESTUDADA	39
3.3	INVESTIGAÇÃO NA ÁREA DE EMPRÉSTIMO PARA ATERRO DA PISTA DE TESTE	42
3.4	INVESTIGAÇÃO NA ÁREA BAIXA PRÓXIMO À PISTA DE TESTE	44
3.5	PERFIL ESTRATIGRÁFICO DO SUB-LEITO DA PISTA DE TESTE	45
3.6	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	52

<b>4 AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DE RECALQUES.....</b>	<b>57</b>
4.1 ANÁLISE DOS RECALQUES .....	57
4.1.1 Recalques para a situação atual .....	57
4.1.2 Recalque resultante da conclusão do aterro .....	60
4.1.3 Percentual total já recalcado .....	62
4.2 MÉTODOS EMPREGADOS PARA ACELERAÇÃO DE RECALQUE.....	64
4.2.1 Sobrecarga temporária para diferentes períodos.....	64
4.2.2 Drenos verticais.....	70
4.2.2.1 Drenos verticais de areia.....	71
4.2.2.2 Geodrenos.....	73
4.2.3 Sobrecarga temporária com drenos verticais.....	75
4.3 Análise dos resultados .....	81
<b>5 QUANTIFICAÇÃO DOS MÉTODOS EMPREGADOS .....</b>	<b>85</b>
<b>6 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>90</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO A – ENSAIO DE SONDAÇÃO A PERCURSSÃO SP-04 RETIRADO DO CADERNO DE RELATÓRIO PERIÓDICO – RP – 01 .....</b>	<b>94</b>
<b>ANEXO B – ENSAIO DE SONDAÇÃO CPTU1 E CPTU2.....</b>	<b>96</b>
<b>ANEXO C – PERFIS TRANSVERSAIS ÀS ESTACAS. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO REALIZADO PELA EMPRESA AZIMUTE NO ANO DE 2014.....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXO D – CURVAS DOS ENSAIOS DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO CV.....</b>	<b>98</b>
<b>APÊNDICE A – TABELA COM VALORES EXTRAÍDOS DO CADERNO DE RELATÓRIO PERIÓDICO – RP – 01. ....</b>	<b>99</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A utilização dos solos moles como fundação de obras de terra implica, quase sempre, na necessidade de melhorar ou corrigir algumas de suas mais importantes características, como a baixa resistência e a elevada deformabilidade. Assim, para viabilizar a construção de aterros nas regiões caracterizadas pela ocorrência destes materiais, foram desenvolvidas diversas técnicas de tratamento e melhoria dos solos com baixa capacidade de suporte (NOGUEIRA, 2010).

Segundo Caputo (2014), os estudos para o projeto e a execução de fundações requerem prévias investigações geotécnicas, tanto mais desenvolvidas quanto mais importante seja a obra. Um dos maiores riscos ocorrentes no campo de engenharia geotécnica é iniciar uma obra sem um conhecimento tão perfeito quanto possível do terreno.

No planejamento de um programa de investigação geotécnica há que se considerar não só as características do terreno - natureza, propriedades, sucessão e disposição das camadas e presença do nível de água - como o tipo da estrutura: grande ou pequena, pesada ou leve e rígida ou flexível (CAPUTO, 2014, p.7).

Após o reconhecimento do tipo de solo, é possível estimar a natureza e a amplitude do recalque que o solo pode vir a sofrer. Caputo (2014) apresenta os três tipos de recalques que o solo pode sofrer: por deformação elástica, escoamento lateral e adensamento. Neste trabalho, será abordado apenas recalque por adensamento primário.

Sobre adensamento primário, Antunes (2012) descreve que é um processo lento e gradual de variação de volume associado à expulsão da água dos poros do solo devido ao acréscimo de tensão imposto no solo. E explica que “o recalque por adensamento primário é resultado de uma mudança de volume nos solos coesivos saturados, provocado pela saída da água que ocupa os vazios dos solos” (p. 31).

Terzaghi e Fröhlich (1936 *apud* Rosa et al., 2012), destacam que a velocidade de recalque não depende somente da permeabilidade do solo (ou do coeficiente de adensamento), mas, também, das condições de drenagem e da espessura da camada compressível.



Com base nas informações descritas será analisado, para o terreno da Curva do Arroz da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), o recalque por adensamento gerado pela execução de um corpo de aterro que se faz necessário para regularização da superfície do terreno. Contudo, este depósito de aterro tem potencial para gerar tensões capazes de promover uma considerável deformação volumétrica na camada subjacente. Este trabalho busca definir a magnitude deste recalque, bem como o tempo deste ocorrer. Serão analisadas técnicas de aceleração de recalque por adensamento a fim de promover este fenômeno num menor período de tempo.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O novo campus da UFSC está sendo construído próximo ao km 52 da BR 101, também conhecida como Curva do arroz, na cidade de Joinville. Além das obras prediais, o campus receberá a implantação de uma pista de teste que dará suporte as engenharias ofertadas pela UFSC.

Estudos prévios realizados neste terreno indicaram um solo argiloso com alto teor de umidade e baixa capacidade de suporte.

A área de estudo escolhida para avaliar os níveis de recalque que o solo sofrerá é a área de implantação da pista de teste. O relevo desta área era sinuoso e necessitava passar por obras de terraplenagem para corrigi-lo. Outro aspecto importante é a elevação da cota do terreno natural para a cota de projeto.

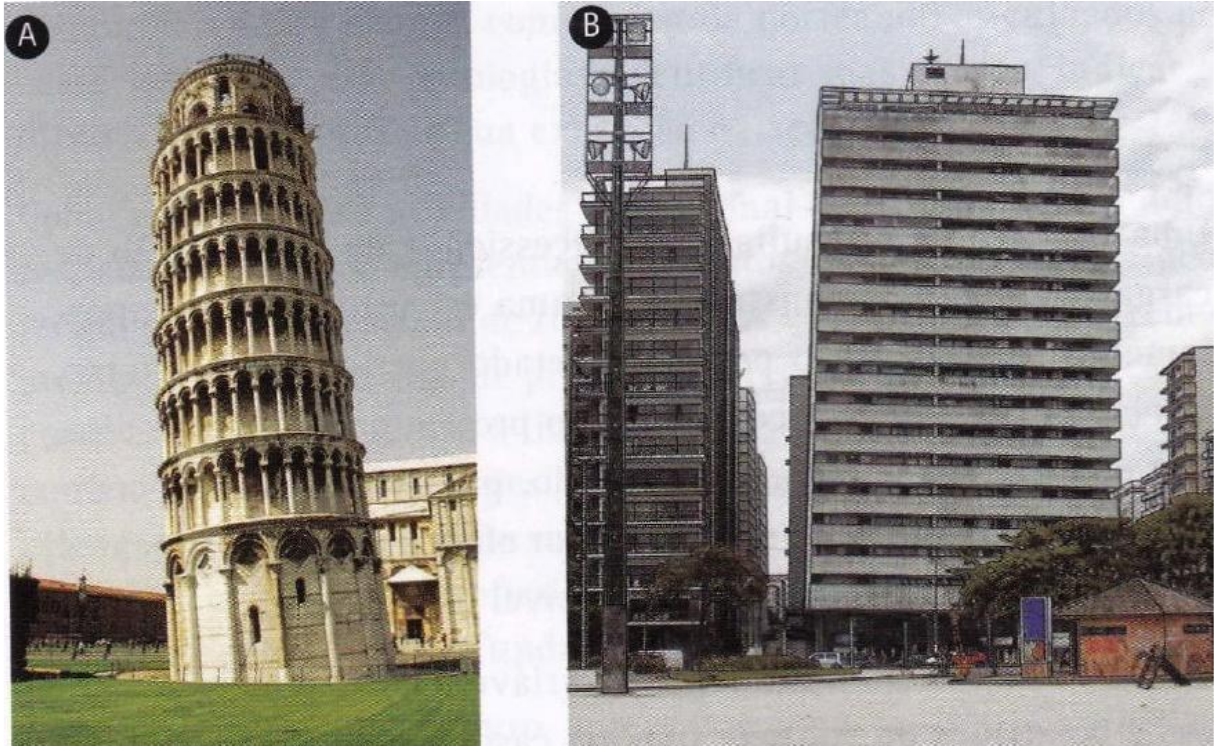
As obras de terraplenagem já foram iniciadas, mas não totalmente concluídas e hoje se encontram paradas.

O carregamento ocasionado pelas camadas de aterro depositadas sobre a área de estudo, ligado ao tempo, faz com que o solo sofra o fenômeno do adensamento.

Segundo Skempton e MacDonald (1956 *apud* Milititsky, 2008), o recalque diferencial admissível para fundações em solos argilosos é de no máximo 40mm. Milititsky (2008) comenta que as patologias em obras civis têm sido observadas e reportadas com frequência no cenário nacional e internacional. Tomam-se como

exemplos a torre de Pisa do âmbito internacional e a edificação de Santos (São Paulo), conforme mostram as figuras 1.1A, 1.1B.

Figura 1. 1 - (A) Torre de Pisa, Itália; (B) Cidade de Santos, SP.



Fonte: MILITITSKY, 2008.

As patologias mostradas nas figuras 1.1A e 1.1B indicam ser originadas pelo fenômeno do adensamento. Conforme definido por Antunes (2012), o processo de adensamento é lento e gradual, e por isso, as deformações possivelmente serão observados em longo prazo.

Para dar sequencia na obra de implantação da pista de teste, torna-se fundamental avaliar quanto do recalque por adensamento total já ocorreu, e quanto destas deformações ainda estão por ocorrer. Entender como este processo funciona, e estudar formas de acelerar este fenômeno é importante para evitar os problemas conforme mostrado nas figuras 1.1A e 1.1B.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a magnitude dos recalques por adensamento primário ocasionados pela construção do aterro da pista de testes no campus da UFSC na Curva do Arroz e a aplicabilidade de técnicas de aceleração de recalques para esta área.

## 1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO

Para atender o objetivo geral deste trabalho, os objetivos específicos traçados são:

- Avaliar os níveis de recalques já ocorridos ocasionados pela construção do aterro já executado, com base nas investigações de campo e laboratório;
- Avaliar a evolução dos recalques para situação final prevista em projeto;
- Avaliar a evolução dos recalques utilizando técnicas consagradas para aceleração de recalque, tais como: Sobrecarga temporária; drenos verticais; sobrecarga com drenos verticais.

## 1.4 METODOLOGIA E ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está organizado em 6 capítulos contendo introdução, revisão bibliográfica, caracterização do problema da área estudada, avaliação e dimensionamento para aceleração de recalque, quantificação dos materiais para os métodos empregados e conclusão.

O capítulo 1 apresenta uma introdução sobre características dos solos moles, destacando a importância e os cuidados relevantes para dar início às obras. Apresenta o objetivo principal e os objetivos específicos do trabalho.

O capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica com a finalidade de inserir os conhecimentos teóricos abordados neste trabalho. A revisão traz conhecimentos

referentes ao fenômeno de adensamento primário e métodos para aceleração de recalque através do uso de drenos verticais, sobrecarga temporária e drenos verticais com sobrecargas temporárias. O capítulo também traz exemplos de casos que fizeram uso das técnicas de aceleração de recalque por adensamento primário.

O capítulo 3 descreve a localização da pista de testes bem como suas características geológicas e geotécnicas.

No capítulo 4 é apresentada a avaliação dos recalques sofridos para situação atual e previsão para situação final de projeto, ocasionado pelo aterro. São dimensionadas as soluções consagradas de aceleração de recalque, sobrecarga temporária, drenos verticais e sobrecarga temporária com drenos verticais.

No capítulo 5 é feito o levantamento quantitativo de materiais necessários para exequibilidade das técnicas.

O capítulo 6 apresenta a conclusão e sugestões baseadas nos resultados encontrados dentre as técnicas abordadas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

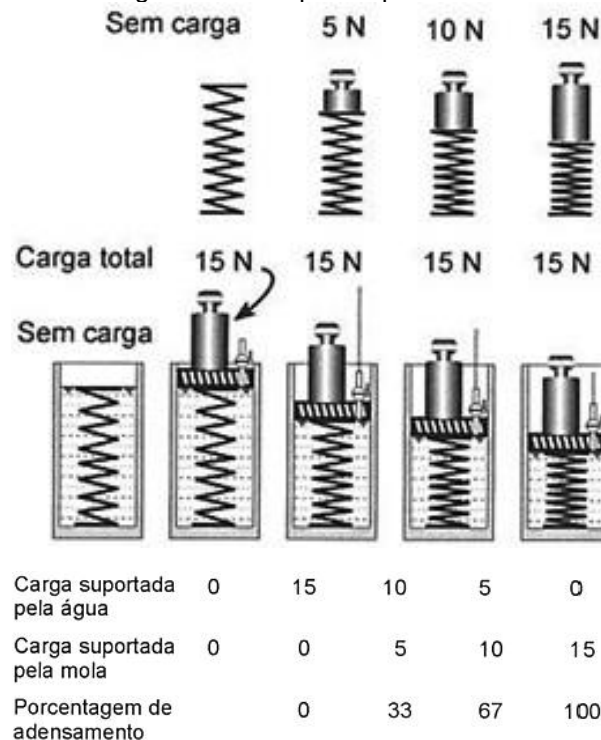
A compressibilidade de um solo pode ser definida pela variação do volume de vazios existente em seu interior, pois as tensões aplicadas usualmente nos trabalhos de engenharia não geram variação de volume significativa nas partículas sólidas resultando em índices de vazios menores e estruturas mais densas. Terzaghi (1943 *apud* Pinto, 2006) estuda o fenômeno do adensamento, que será abordado neste capítulo.

### 2.1 FENÔMENO DO ADENSAMENTO

Segundo Pinto (2006, p.113), “Com muita frequência, a água ocupa a maior parte ou a totalidade dos vazios do solo”. Este, ainda explica que o estudo da percolação da água nos solos é muito importante porque ela intervém num grande número de problemas práticos, incluindo recalque, que frequentemente está relacionado com a diminuição dos índices de vazios, que ocorre pela expulsão de água desses vazios.

Pinto (2006) explica a analogia mecânica proposta por Terzaghi para o adensamento considerando a estrutura sólida do solo semelhante a uma mola, cuja deformação é proporcional à carga sobre ela aplicada, como mostrado na figura 2.1

Figura 2. 1 - Analogia mecânica para o processo de adensamento.



Fonte: PINTO, 2006.

Na figura 2.1, a mola representa o solo, o êmbolo com furos reduzidos representa a camada drenante, o pistão exerce a carga sobre o êmbolo e a água está confinada dentro do recipiente.

No instante imediatamente a aplicação de uma carga a mola não se deforma, visto que a água é menos compressível que a mola. Neste caso, toda água ainda se encontra confinada e a carga aplicada é suportada somente pela água. Sendo a pressão externa menor, a água em carga procura sair passando pelos furos do êmbolo. Neste momento a mola irá se deformar na mesma proporção a carga aplicada (por exemplo, 5N). Nesse instante, a carga total, 15N no exemplo, será parcialmente suportada pela água 10N e parcialmente pela mola 5N. Enquanto não cessar a saída da água a mola continuará sendo comprimida e assim suportará cargas cada vez maiores. O processo continuará até que toda a carga seja suportada pela mola quando cessará a saída da água pelo embolo (PINTO, 2006).

Este autor explica como se sucede no campo a analogia apresentada:

No solo, no anel de adensamento ou no campo, sucede algo semelhante. Quando um acréscimo de pressão é aplicado, a água nos vazios suporta toda a pressão. Ou seja, a pressão neutra aumenta de um valor igual ao acréscimo de pressão aplicada, enquanto a tensão efetiva não se altera. A esse aumento de pressão neutra dá-se o nome de sobrepressão, por ser a

parcela de pressão neutra acima da pressão neutra preexistente, devido à profundidade em relação ao lençol freático. Nesse instante, não há deformação do solo, pois só variações de tensões efetivas provocam deformações do solo (como só cargas suportadas pela mola, na analogia, provocam deformações da mola) (PINTO, 2006, p.206).

Com a água em carga superior à que estabeleça equilíbrio com o meio externo, a água percola em direções mais favoráveis, ou seja, em áreas mais permeáveis, (pedra porosa ou camadas de areia). A saída da água indica uma redução do índice de vazios levando à deformação da estrutura sólida do solo. Conseqüentemente, parte da pressão aplicada passa a ser suportada pelo solo, logo há um aumento da tensão efetiva. Em qualquer instante, a soma do acréscimo de tensão efetiva com a sobrepressão neutra será igual ao acréscimo de pressão total aplicada. Como na analogia mecânica, o processo continuará até que toda pressão aplicada tenha se tornado acréscimo de tensão efetiva e a sobrepressão neutra tenha se dissipado. A maneira como ocorre essa transferência de pressão neutra para a estrutura sólida do solo, com a conseqüente redução de volume, constitui a Teoria do Adensamento, desenvolvida por Terzaghi (PINTO, 2006).

A partir dessa analogia, Caputo (2014) descreve as hipóteses básicas simplificadoras para formulação da teoria do adensamento:

- A camada compressível tem espessura constante, é lateralmente confinada e o solo que a constitui é homogêneo;
- Todos os vazios estão saturados d'água;
- Tanto a água quanto as partículas sólidas são incompressíveis;
- O escoamento da água obedece à lei de Darcy (com coeficiente de permeabilidade constante) e se processa unicamente na direção vertical;
- Uma variação na pressão efetiva no solo causa uma variação correspondente no índice de vazios.

Tais concessões às condições reais conferem um caráter aproximado, para fins práticos, às conclusões dessa teoria, embora, em geral, satisfatório (CAPUTO, 2014).

### 2.1.1 Ensaio de adensamento

É um ensaio primordial para descrever em laboratório o que ocorrerá no campo. O ensaio de adensamento, também conhecido como ensaio edométrico, é regido pela norma ABNT NBR12007(1990). Segundo a norma, o ensaio prescreve o método de determinação das propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando o solo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado. Em laboratório, o ensaio é realizado da seguinte forma:

O corpo de prova de solo é colocado dentro de um anel de metal com duas pedras porosas, uma em cima do corpo de prova e outra embaixo. Os corpos de prova possuem geralmente 64mm de diâmetro e 25mm de espessura. A carga é aplicada no corpo de prova por meio de um braço de alavanca e a compressão é medida por um extensômetro micrométrico. O corpo de prova é mantido sob a água durante o ensaio, geralmente por 24 horas. Depois disso, a carga é dobrada, o que também dobra a pressão no corpo de prova, e a medição da compressão se mantém. Ao final do ensaio, determina-se o peso seco da amostra (DAS, 2012, p.280).

Pinto (2006) lembra que o carregamento, aplicado no ensaio de adensamento, é feito por etapas, mantendo-se as cargas por tempo necessário para estabilização das deformações. Pode variar de minutos para areias, dezenas de minutos para siltes, e dezenas de horas para argilas. Ainda segundo Pinto (2006), geralmente as cargas são dobradas de valor, de um estágio a outro, o que leva a uma prática determinação do índice de compressão de argila saturada.

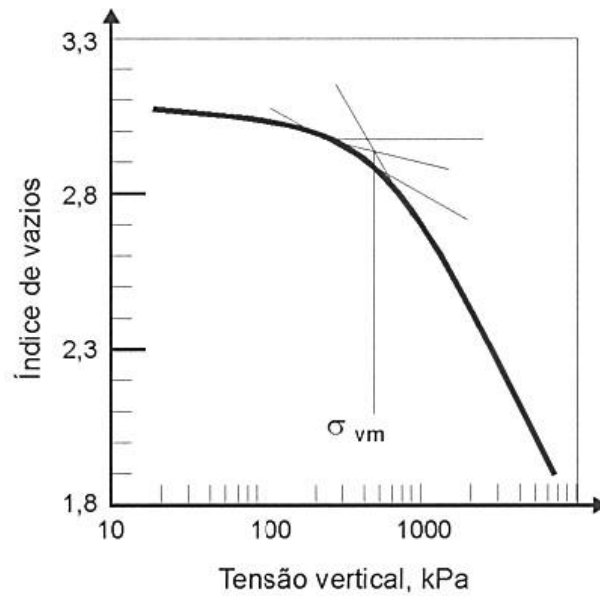
O comportamento da camada de argila saturada, quando há acréscimo de carga, dar-se-á da seguinte forma:

Quando uma camada de argila saturada compressível é submetida a um aumento de tensão, o recalque elástico ocorre imediatamente. Como a condutividade hidráulica da argila é significativamente menor que a da areia, o excesso de poropressão da água gerado pela carga gradativamente se dissipa durante um longo período. Portanto, a alteração do volume associado (ou seja, o adensamento) na argila pode continuar ocorrendo depois do recalque elástico. O recalque causado por adensamento na argila pode ser muitas vezes maior que o recalque elástico (DAS, 2012, p.277).

O resultado de um ensaio de adensamento é mostrado na figura 2.2, e Pinto (2006) ensina como interpreta-lo, e quais dados pode-se extrair desse ensaio:



Figura 2. 2 - Curva obtida pelo ensaio de adensamento de um solo, qualquer, argiloso.



O valor de  $\sigma'_{vm}$ , conforme visto na figura 2.2, é interpretado com sendo a máxima tensão que o solo já experimentou. Este também afirma que os métodos mais empregados no Brasil para determinação de  $\sigma'_{vm}$ , são os métodos de Casagrande, e o de Pacheco e Silva, adotados mundialmente.

Como pôde ser visto na figura 2.2, a tensão vertical é expressa na escala logarítmica, e um dos motivos é a caracterização de um trecho aproximadamente retilíneo, à esquerda da tensão de pré-adensamento, podendo ser expresso pela equação:

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (1)$$

Sendo:

- $C_r$  - coeficiente de recompressão do solo;
- $e_1$  - índice de vazios inicial, antes da tensão de pré-adensamento;
- $\sigma_1$  - tensão inicial, referente à  $e_1$ ;
- $e_2$  - índice de vazios final, antes da tensão de pré-adensamento;
- $\sigma_2$  - tensão final, referente à  $e_2$ ;

De outra parte, ao trecho da curva a direita de  $\sigma'_{vm}$ , costuma-se também, associar uma reta. Dela resulta a expressão:

$$Cc = \frac{e1 - e2}{\log \sigma2 - \log \sigma1} \quad (2)$$

Sendo:

- $Cc$  - o coeficiente de compressão do solo;
- $e1$  - índice de vazios inicial, após a tensão de pré-adensamento;
- $\sigma1$  - tensão inicial, referente à  $e1$ ;
- $e2$  - índice de vazios final, após a tensão de pré-adensamento;
- $\sigma2$  - tensão final, referente à  $e2$ ;

Estes parâmetros são úteis para a estimativa de recalques de camadas submetidas a carregamentos que provocam deformações semelhantes à edométrica, pela equação:

$$\rho = \frac{H}{1 + e} \cdot (Cr \cdot \log \frac{\sigma'vm}{\sigma'1} + Cc \cdot \log \frac{\sigma'2}{\sigma'vm}) \quad (3)$$

Sendo:

- $\sigma'1$  e  $\sigma'2$  - respectivamente, as tensões efetivas antes e após o carregamento;
- $H$  - é a espessura da camada comprimida.
- $e$  - Índice de vazios inicial referente à camada comprimida, H.

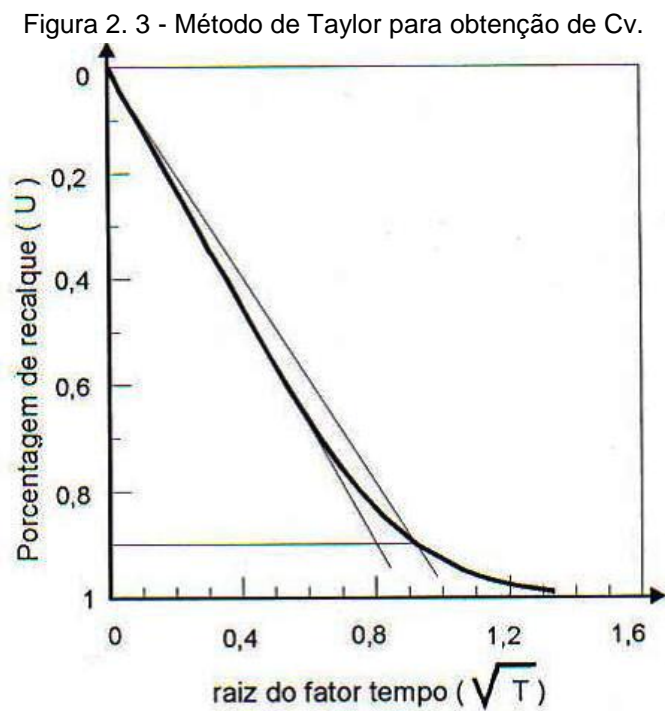
Pinto (2006) ainda menciona que outro ensaio importante para determinar a deformabilidade do solo é o ensaio de compressão axial confinado, também conhecido como ensaio de compressão triaxial. Entretanto, não será abordado neste trabalho por se tratar de um ensaio voltado a deformações elásticas. Contudo, torna-se indispensável quando o objetivo é calcular o recalque total que um solo possa vir a sofrer.

## 2.2 EVOLUÇÃO DOS RECALQUES COM O TEMPO

Segundo Caputo (2014), como resultado de um ensaio de adensamento, é possível estimar os coeficientes de adensamento ( $Cv$ ) e permeabilidade ( $K$ ) do solo, os quais desempenham um importante papel no cálculo dos recalques. Tais

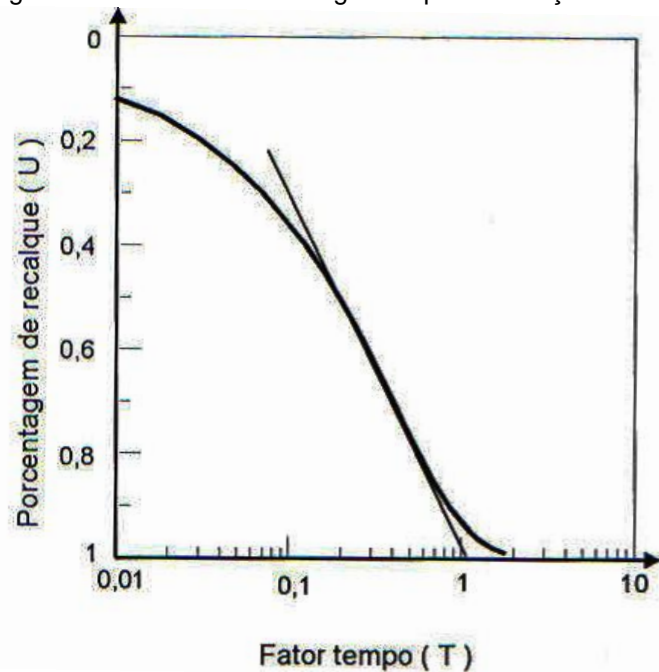
coeficientes são obtidos através dos métodos do logaritmo do tempo, proposto por Casagrande e Fadum, e da raiz quadrada do tempo proposto por Taylor, com ambos os processos conduzindo praticamente ao mesmo resultado.

Marangon (2009) apresenta nas figuras 2.3 e 2.4 as curvas resultantes dos ensaios gerados pelas duas metodologias. Das (2012) explica como é extraído o coeficiente de adensamento dos ensaios.



Para o método proposto por Taylor, (1942 *apud* Das, 2012), o gráfico apresenta uma deformação do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo com grau médio de adensamento de 90%, do qual  $Tv = 0,848$ , para um determinado incremento de carga. A formulação para este método é:

$$Cv = \frac{0,848 \cdot H^2}{t_{90}} \quad (4)$$

Figura 2. 4 - Método de Casagrande para obtenção de  $C_v$ .

Fonte: MARANGON, 2009.

Com relação à metodologia de Casagrande e Fadum, o gráfico apresenta uma deformação do corpo de prova em função do logaritmo do tempo, levando em consideração um grau médio de adensamento de 50% do qual  $T_v = 0,197$ , para um determinado incremento de carga. A formulação para este método é:

$$C_v = \frac{0,197 \cdot H^2}{t_{50}} \quad (5)$$

Segundo Terzaghi (1925 *apud* Das, 2012), com base nos valores de coeficiente  $C_v$  apresentados, a fórmula que determina o percentual de recalque ocorrido em um determinado tempo, levando em consideração a altura de drenagem ( $Hd$ ) e a espessura da camada é:

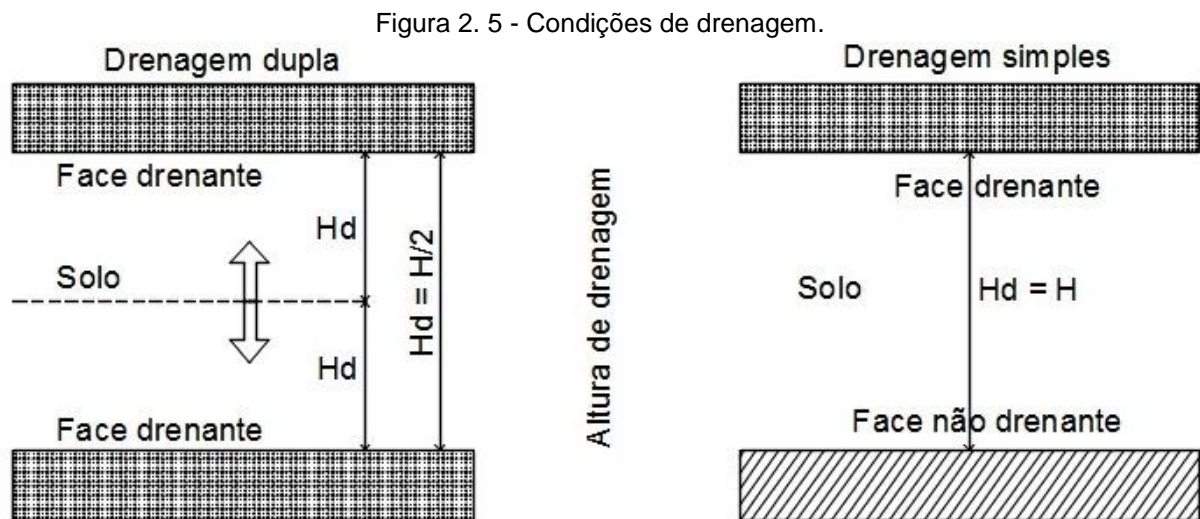
$$T = \frac{C_v \cdot t}{Hd^2} \quad (6)$$

O fator tempo  $T$  correlaciona os tempos de recalque às características do solo, através do  $C_v$ , e às condições de drenagem do solo, através do  $Hd$ . O termo  $Hd$  refere-se à distância de drenagem da camada de solo e é igual a maior distância

que a água tem que percorrer para alcançar uma camada drenante. O seu valor dependerá das condições de drenagem (MARANGON 2009).

Se a camada adensável pode drenar tanto pela face superior como inferior, é considerada drenagem dupla e sua espessura é representada por  $Hd = H/2$ . Entretanto, há casos na natureza em que a água só pode ser drenada pela superfície superior (drenagem simples), estando à outra em contato com um leito impermeável de rocha (CAPUTO, 2014).

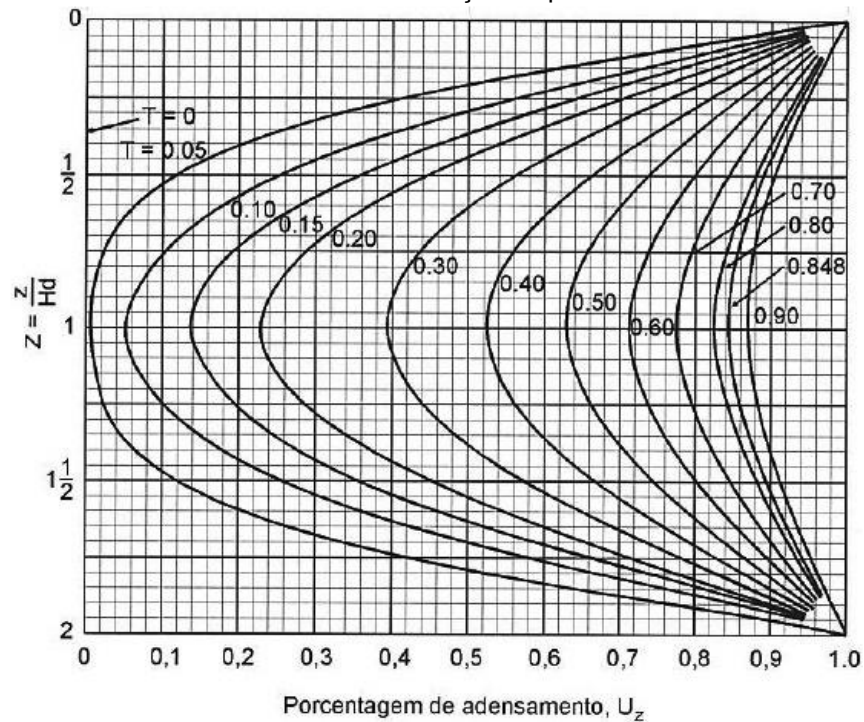
As condições de drenagem são apresentadas na figura 2.5.



Fonte: Adaptado de MARANGON, 2009.

Caputo (2014) explica que os valores da porcentagem de adensamento, de pressão neutra dissipada ( $U_z$ ) para uma determinada profundidade, podem ser obtidos atribuindo-se valores a  $Z/H$  e  $T$  conforme indica a figura 2.6. Observa-se que o adensamento ocorre mais rapidamente nas proximidades das faces drenantes e mais lentamente no centro da camada.

Figura 2.6 - Grau de adensamento em função da profundidade e do fator tempo.

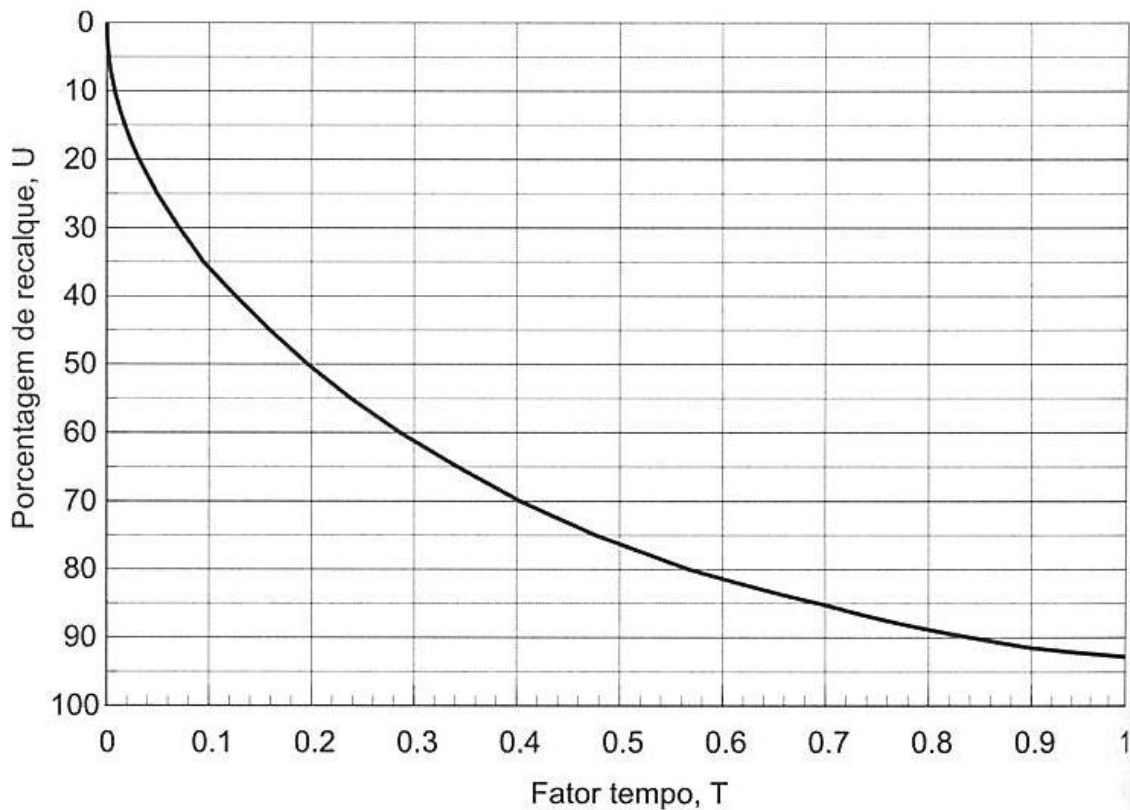


Fonte: PINTO, 2006.

Ou seja, este é um valor de poropressão neutra dissipada ( $U_z$ ) relacionada diretamente com uma profundidade qualquer, onde os parâmetros de entrada correspondem pela razão da altura da camada a drenar ( $z$ ) em função da condição drenante da camada do solo ( $Hd$ ), que pode ser ( $Hd = H$ ) ou ( $Hd = H/2$ ). Já os parâmetros correspondentes à curva ( $T$ ), podem ser calculados através da equação 6 (CAPUTO, 2014).

Para recalque total da camada compressível é analisado o ábaco da figura 2.7, que apresenta valores de poropressão dissipada para recalque total da camada compressível.

Figura 2.7 - Curva de adensamento (porcentagem de recalque em função do fator tempo).



Fonte: PINTO, 2006.

De acordo com Das (2012), a variação no grau médio de adensamento com o fator de tempo ( $Tv$ ), fornecida na figura 2.7, representa o caso na qual ( $U$ ) é o mesmo para toda a profundidade da camada de adensamento. A magnitude do recalque em qualquer tempo ( $t$ ) poderá ser calculada multiplicando o grau de adensamento médio (o percentual médio de adensamento já sofrido pela camada) pelo recalque total previsto.

$$\rho = \rho(T) \cdot U \quad (7)$$

Sendo ( $U$ ) o recalque total por compressão primária, extraído do ábaco da figura 2.7.

## 2.3 MÉTODOS PARA ACELERAÇÃO DE RECALQUES

Alguns métodos existentes para aceleração de recalque por adensamento serão abordados neste trabalho, dentre os quais:

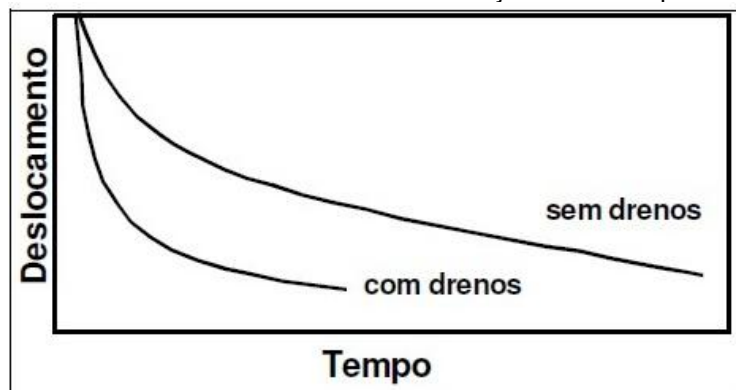
- Drenos verticais de areia;
- Geodrenos;
- Sobrecarga temporária;
- Sobrecarga temporária com drenos verticais.

### 2.3.1 Drenos verticais

Segundo Almeida e Marques (2010), a técnica dos drenos verticais é muito utilizada na construção de aterros sobre solos moles, com o objetivo de acelerar o processo de adensamento primário desses solos.

Perboni (2003), explica que o princípio da teoria dos drenos verticais consiste na redução das trajetórias de fluxo das partículas de água, sem alteração do valor do recalque final, mas com redução substancial do tempo necessário para a sua estabilização. A figura 2.8 traz um comparativo da evolução dos recalques com e sem drenos.

Figura 2. 8 - Influência dos drenos verticais na evolução dos recalques com o tempo.



Fonte: PERBONI, 2003.



Caputo (2014, p.422) explica como executar a técnica de drenos verticais de areia: “Os drenos verticais de areia, em geral, são executados cravando-se um tubo aberto no solo e limpando-o; o tubo, com diâmetro de 20 a 60 cm, é retirado à medida que vai sendo cheio com material permeável (areia) e de granulometria adequada.”. Este, ainda explica que o processo de adensamento com drenos verticais é mais complexo do que o exposto por Terzaghi, e é chamado *tridimensional*, pois além de persistir o fluxo de água vertical os drenos promovem a um fluxo horizontal radial.

De acordo com Barron (1948 *apud* Almeida e Marques, 2010), a equação para adensamento radial, a partir da figura 2.9, resulta nas seguintes equações:

$$U_h = 1 - e^{-\left(\frac{8Th}{F(n)}\right)} \quad (8)$$

Onde:

$$Th = \frac{Ch \cdot t}{de^2} \quad (9)$$

$$F(n) \sim \ln(n) - 0,75 \quad (10)$$

$$n = \frac{de}{dw} = \frac{re}{rw} \quad (11)$$

Sendo:

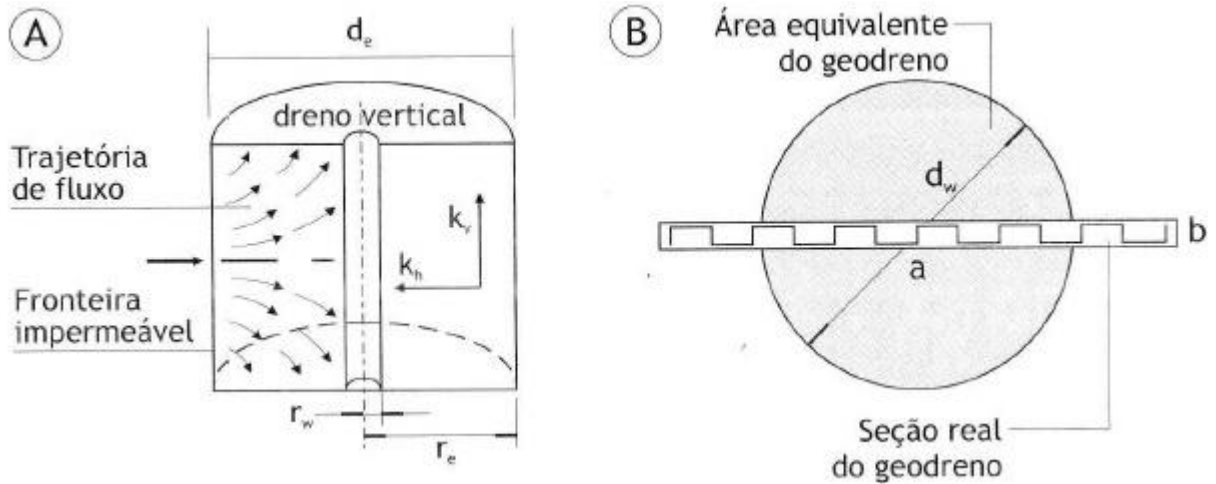
$de$ - diâmetro de influência de um dreno, figura 2.9A. Determinado pelo ábaco da figura 2.10;

$dw$ - diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente para um geodreno de seção retangular figura 2.9B;

$Th$ - Fator de tempo para drenagem horizontal, radial;

$F(n)$ - função da densidade de drenos;

Figura 2. 9 - Parâmetros geométricos de drenos: (A) Área de influência do dreno; (B) diâmetro equivalente de um geodreno.



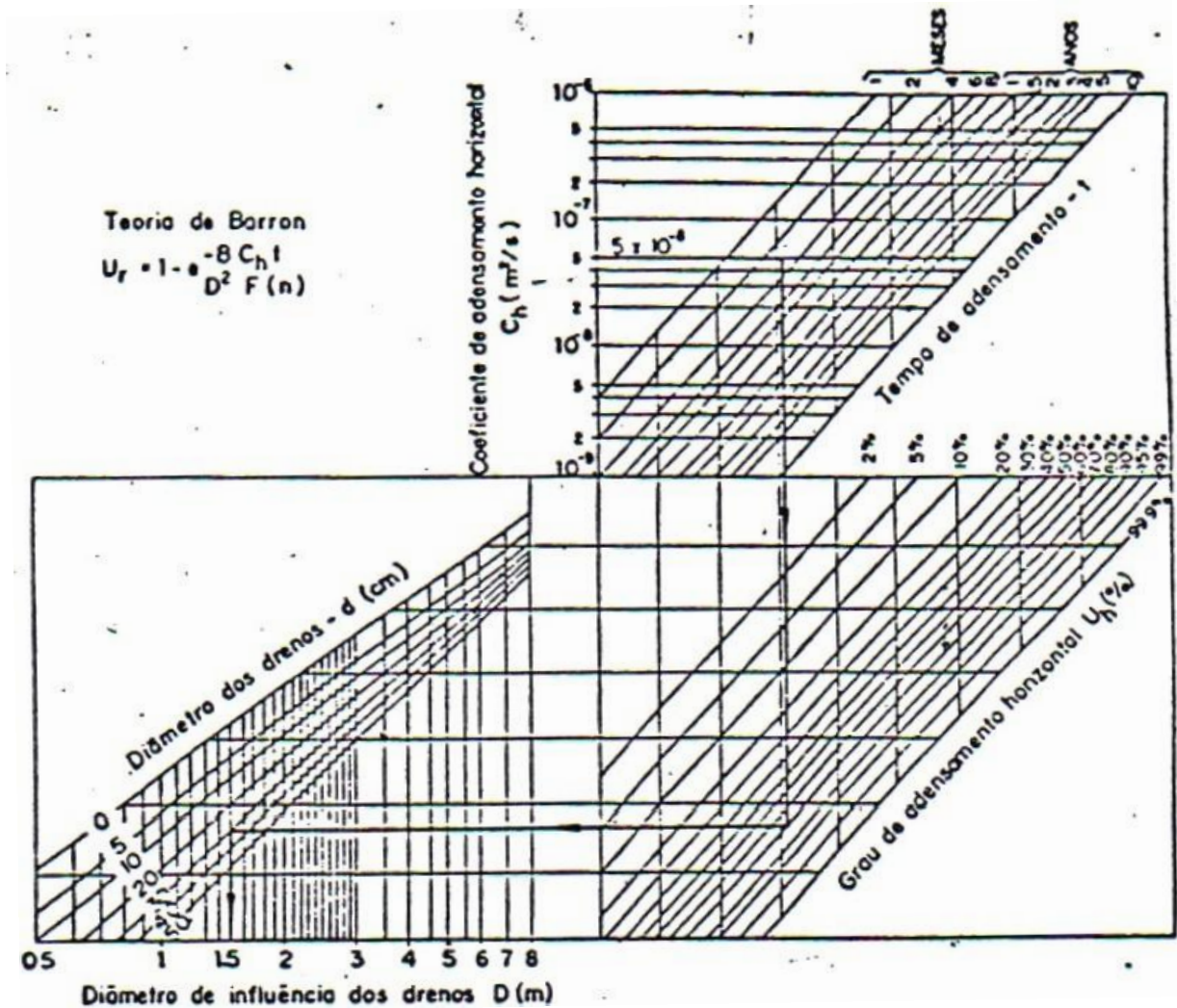
Fonte: ALMEIDA E MARQUES, 2010.

Para camadas de espessuras relativamente pequenas, Carrillo (1942 *apud* Caputo, 2014) recomenda considerar, além da drenagem radial, a drenagem vertical resultando num grau de consolidação global  $U$  dado pela fórmula de:

$$(1 - U) = (1 - U_h) \cdot (1 - U_z) \quad (12)$$

Sendo  $U_h$  e  $U_z$ , respectivamente, os percentuais de adensamento devidos às drenagens radial e vertical.

Figura 2. 10 - Teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi.

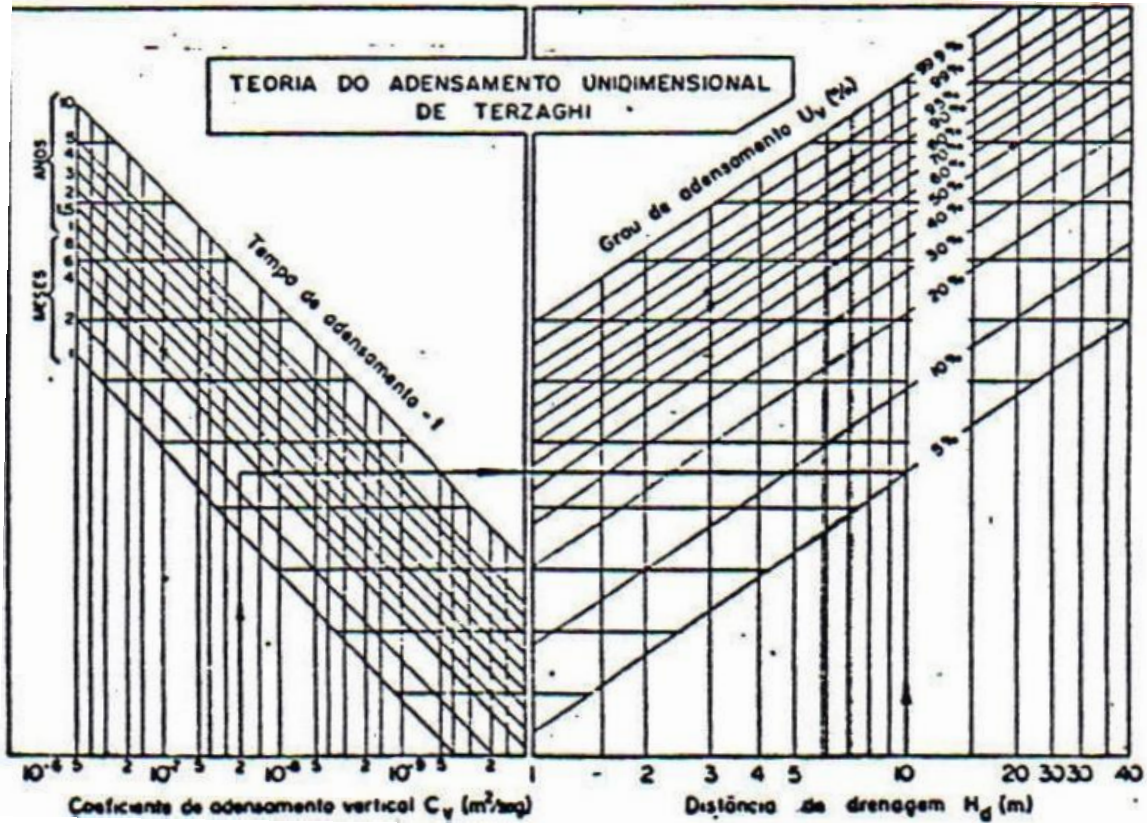


Fonte: MARANGON, 2009.

De acordo com Almeida e Marques (2010, p.88), “O cálculo do recalque *versus* tempo, para casos de drenagem vertical, é realizado segundo a Teoria de Terzaghi” usando a equação 6.

Marangon (2009) apresenta um ábaco na figura 2.11, relacionando as três variáveis da equação 6, referente a teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, do qual é possível extrair diretamente o percentual de adensamento vertical.

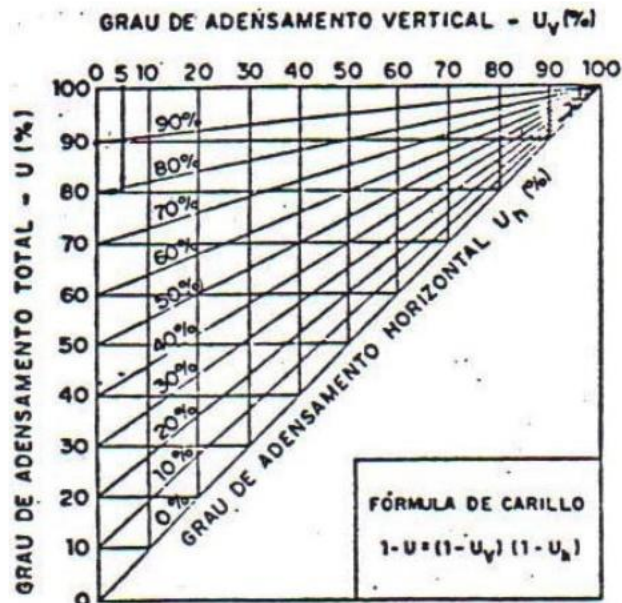
Figura 2. 11 - Valores para graus de adensamento.



Fonte: MARANGON, 2009.

Estabelecendo um grau de consolidação global  $U$ , é determinado o grau de adensamento horizontal  $U_h$ , utilizando o ábaco da figura 2.12, ou pela equação 12.

Figura 2. 12 - Valores para graus de adensamento.



Fonte: MARANGON, 2009.

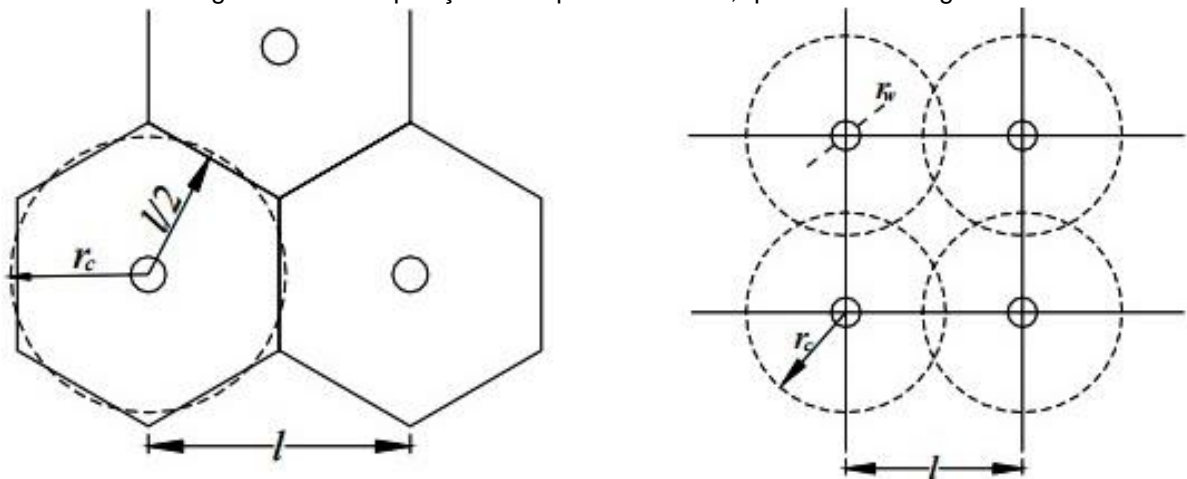
Como se verifica, o cálculo depende fundamentalmente do conhecimento, obtido experimentalmente, dos coeficientes de adensamento  $C_v$  e  $C_h$ , e a eficiência da instalação dos drenos nos processos de adensamento poderá ser avaliada pela comparação dos valores de  $U\%$  e  $U_z\%$  (CAPUTO, 2014).

Barron (1948 *apud* Caputo, 2014) inclui no cálculo a eficiência da perturbação causada no solo adjacente aos drenos, durante a sua execução. Esta região amolgada e periférica ao dreno, chamada *smear*, reduz o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal e, conseqüentemente, afeta a eficiência do dreno.

Segundo Almeida e Marques (2010), as distribuições mais econômicas dos drenos verticais de areia, em planta, são em *malha quadrada* ou *triangular*, de lado  $l$ , conforme mostrado na figura 2.13, e os raios de influência para essas distribuições são  $r_c = 0,564l$  (malha quadrada) e  $r_c = 0,525l$  (malha triangular), onde:

$$de = 2 \cdot r_c;$$

Figura 2. 13 - Disposição dos tipos de malhas, quadrada e triangular.



Fonte: BEDESCHI, 2004.

Ao acelerar o processo de adensamento, os drenos promovem mais rápida mobilização da resistência ao cisalhamento do solo e conseqüentemente melhor condição de estabilidade do aterro (CAPUTO, 2014).

### 2.3.1.1 Geodrenos

O emprego de geodrenos é uma técnica que vem ganhando espaço desde o fim do século XX utilizada para o processo de adensamento do solo (ALMEIDA E MARQUES, 2010).

Conforme visto no tópico 2.2, a velocidade do recalque acontece muito em função das condições de drenagem a que o solo compressível está sujeito, isto é, se simples (uma face drenante) ou dupla (duas faces drenantes). Os drenos proporcionam caminhos preferenciais para escoamento da água, encurtando a distância até a face drenante, que passam a serem os drenos e não mais os extremos do solo.

Dentre os tipos de drenos verticais existentes, para acelerar os recalques oriundos de solos moles, destacam-se os drenos verticais de areia. Estes foram muito utilizados no início do século XX, que perderam espaço devido a pouca disponibilidade de jazidas de areias e problemas causados por sua constante extração. Posteriormente, os drenos geossintéticos ganharam espaço, devido à sua eficiência na instalação e elevada resistência mecânica, garantindo sua integridade durante a instalação (BATISTA, 2007).

Segundo Almeida e Marques (2010), o dimensionamento dos drenos pré-fabricados, segue a metodologia dos drenos verticais de areia fazendo uso das (equações 8, 9, 10, 11 e 12) e na determinação dos seguintes parâmetros:

- Zona de influência dos drenos pré-fabricados;
- Diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- Eficiência dos drenos verticais pré-fabricados;

Almeida e Marques (2010) explicam como determinar tais parâmetros.

A zona de influência dos drenos verticais pré-fabricados é analisada equitativamente aos drenos verticais de areia, podendo dispor de um sistema em malha quadrada ou triangular de lado igual a  $l$  conforme visto no tópico 2.3.1.

O diâmetro de equivalência dos drenos pré-fabricados, é calculado em função do seu perímetro geralmente de formato retangular e dimensões “ $a$ ” e “ $b$ ” com 10cm de largura e 0,5cm de espessura. Ao cravá-los no terreno, estes representam um diâmetro de drenagem equivalente “ $d_w$ ”, como disposto na figura 2.9b.

Hansbo (1979 *apud* Almeida e Marques, 2010) assume que o perímetro do geodreno é o mesmo que a seção circular. Desta forma, o diâmetro é representado por:

$$dw = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (13)$$

Segundo estes autores, a eficiência dos drenos verticais pré-fabricados leva em consideração o amolgamento (*efeito smear*) em sua instalação, a resistência hidráulica dos drenos e o tapete drenante.

Assim como os drenos verticais de areia, os drenos pré-fabricados também sofrem amolgamento, ocasionado pela sua cravação, e por isso a cravação deve ser hidráulica, e não por impacto ou vibração, que amolgam um maior volume de solo. Este efeito deve ser integrado aos cálculos considerando um espaço anelar concêntrico ao dreno (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Hansbo (1981 *apud* Almeida e Marques, 2010) recomenda somar o valor do amolgamento  $F_s$  ao valor  $F_n$ , da equação 10. Ao somar as duas expressões, a resultante torna-se:

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0,75 + \frac{kh}{k'h} \cdot \ln(s) \quad (14)$$

Onde:

$$F(s) = \left(\frac{kh}{k'h} - 1\right) \cdot \ln(s) \quad (15)$$

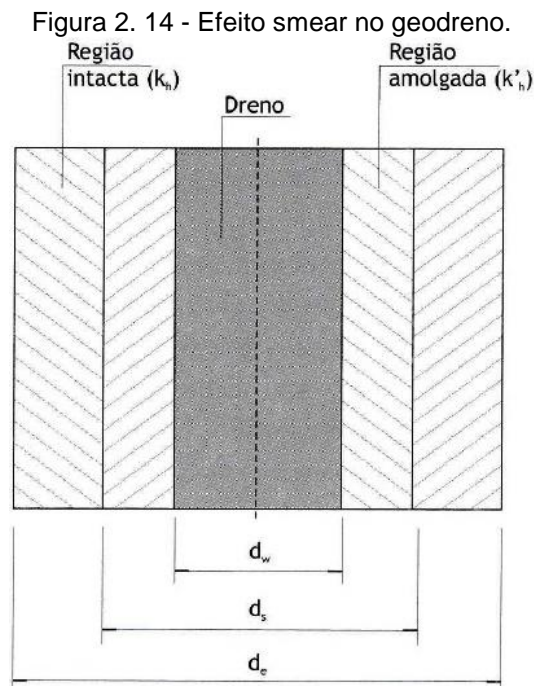
$s = ds/dw$  - índice de zona amolgada, sendo 1,5 para drenos pré-fabricados, 1,0 para drenos de areia jateados e 2,0 para drenos de areia;

$ds$  - diâmetro da área amolgada;

$kh$  - coeficiente de permeabilidade da região intacta;

$k'h$  - coeficiente de permeabilidade da região amolgada;

A figura 2.14 apresenta o efeito *smear* causado pela cravação do dreno.



Fonte: ALMEIDA E MARQUES, 2010.

Segundo Hansbo (1987 *apud* Almeida e Marques, 2010), o diâmetro da área amolgada é dado por  $d_s = 2dm$ , onde,  $dm$  é o diâmetro equivalente do mandril de cravação, que pode ser calculado como:

$$dm = \sqrt{\frac{4 \cdot w \cdot l}{\pi}} \quad (16)$$

Sendo,  $w$  e  $l$  - as dimensões de um mandril retangular.

De acordo com Almeida e Marques (2010), o valor de  $k'h$  deve ser determinado por ensaios especiais que raramente são realizados. Na falta deles, recomendam adotar:

$$\frac{kh}{k'h} = \frac{kh}{kv} \quad (17)$$



A razão de permeabilidade  $kh/kv$  varia, em geral, entre 1,5 a 2,0 para argilas moles brasileiras (COUTINHO, 1976 *apud* ALMEIDA e MARQUES, 2010). Estudos apontaram  $kh/k'h$  com valores variando entre 1 e 6 com média de 2,5.

Barron (1948 *apud* Almeida e Marques, 2010) reconhece que os geodrenos podem não apresentar permeabilidade infinita, com isso Orleach (1983 *apud* Almeida e Marques, 2010), através das equações de Hansbo (1981), propôs que a resistência hidráulica dos geodrenos seja:

$$Wq = 2\pi \cdot \frac{kh}{qw} \cdot L^2 \quad (18)$$

Onde:

$qw$  é a capacidade de descarga ou vazão do geodreno medida em ensaio, para um gradiente unitário  $i = 1,0$ ;

$L$  é o comprimento característico do geodreno para drenagem simples, e a metade quando a drenagem é dupla;

Para  $Qw < 0,1$ , pode-se desprezar estas perdas, caso contrário aconselha-se somar ao valor  $F(n)$  o valor  $F(q)$ . Como  $F(q)$  é função de  $z$ , tem-se  $Uh = f(z)$  portanto, adota-se um valor médio de  $Uh$  (ALMEIDA E MARQUES, 2010). Resultando, então, em  $Fq(n)$  definido por:

$$Fq(n) = \ln(n) - 0,75 + \pi z(L - z) \frac{kh}{qw} \quad (19)$$

É importante salientar que quando se usa geodreno para aceleração de recalques, deve-se usar um tapete drenante, ou colchão drenante, adequadamente dimensionado, para evitar o retardamento do adensamento do solo (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Sandroni (2006 *apud* Batista, 2007) descreve que para garantir a eficiência do sistema de drenos, é necessário que o sistema de escape da água captada pelo tapete drenante seja em direção a um ponto de saída com a menor carga hidráulica possível.

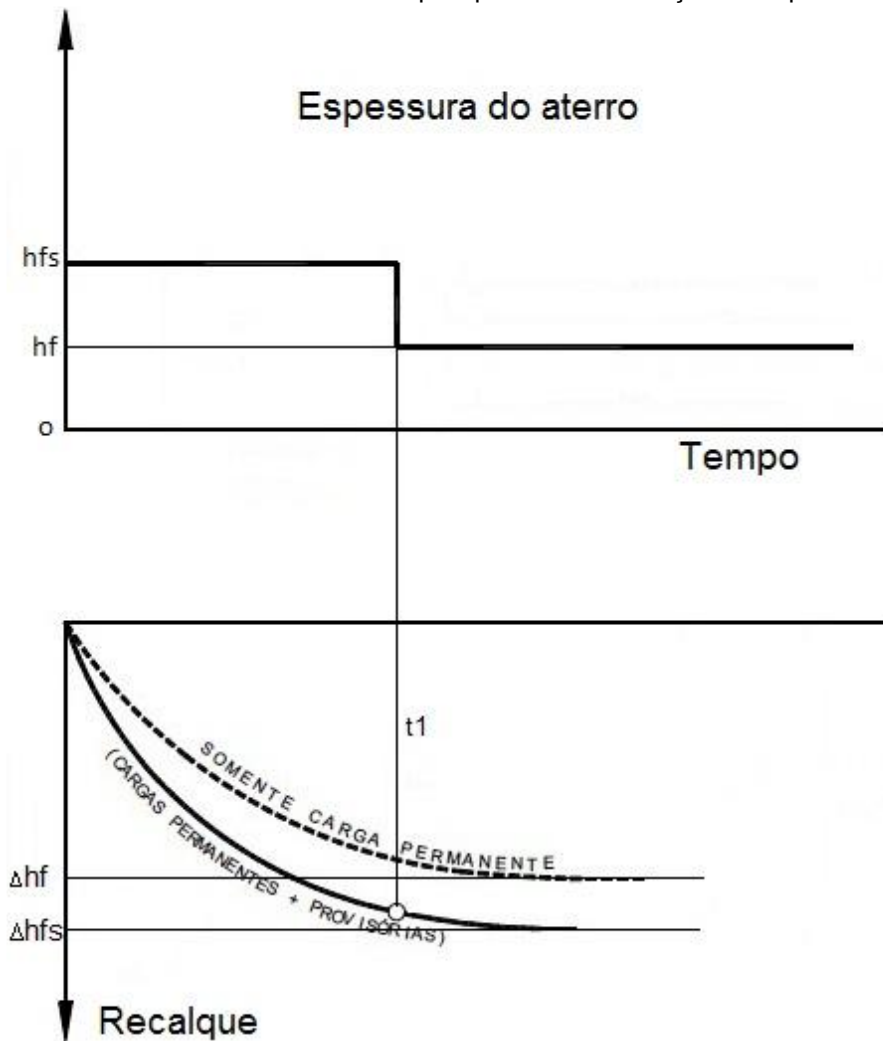
### 2.3.2 Sobrecargas

A sobrecarga é uma técnica utilizada para aceleração dos recalques por adensamento. Almeida e Marques (2010) descrevem os objetivos desta técnica:

A sobrecarga tem dois objetivos fundamentais: a aceleração de recalques por adensamento primário e a compensação dos recalques por compressão secundária, de forma a minimizar os recalques pós-construtivos. A parcela da sobrecarga utilizada para compensação de recalques pode ser considerada permanente, pois vai ser incorporada ao corpo do aterro na sua configuração final, e a sobrecarga temporária é aquela removida após o tempo previsto em projeto (ALMEIDA e MARQUES, 2010, P.120).

Ou seja, este mecanismo consiste na aplicação de uma carga temporária acrescida à carga permanente de projeto. Assim serão gerados recalques superiores aos desenvolvidos caso somente a carga permanente fosse aplicada. Quando a camada compressível apresentar o recalque desejado, a sobrecarga poderá ser removida. A retirada da sobrecarga pode ser realizada mesmo com o desenvolvimento parcial das deformações, uma vez que a intenção da solução é antecipar os recalques estimados para a situação de carga permanente de utilização (NOGUEIRA, 2010). A técnica pode ser exemplificada com a figura 2.15.

Figura 2. 15 - Desenvolvimento dos recalques primários em função da espessura da camada.



Fonte: Adaptado de NOGUEIRA, 2010.

Segundo Almeida e Marques (2010), para um caso simplificado (sem considerar submersão) de uma camada de argila normalmente adensada, os recalques ocasionados pela carga provisória e carga permanente podem ser definidos, respectivamente, por:

$$\Delta h_f = \frac{h_{arg}}{1 + e_i} \cdot C_c \cdot \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_{vf}}{\sigma'_i} \right) \quad (20)$$

$$\Delta h_{fs} = \frac{h_{arg}}{1 + e_i} \cdot C_c \cdot \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_{vfs}}{\sigma'_i} \right) \quad (21)$$

Para fins de cálculo do tempo ( $t_1$ ) de remoção da sobrecarga, pode-se definir, para uma tensão total aplicada igual a  $\Delta\sigma v f s$ , um grau de adensamento de  $U_s$  igual a:

$$U_s = \frac{\Delta h f}{\Delta h f s} \quad (22)$$

Que substituindo as equações (20) e (21), vem:

$$U_s = \frac{\log \left( 1 + \frac{\Delta\sigma v f}{\sigma'_i} \right)}{\log \left( 1 + \frac{\Delta\sigma v f s}{\sigma'_i} \right)} \quad (23)$$

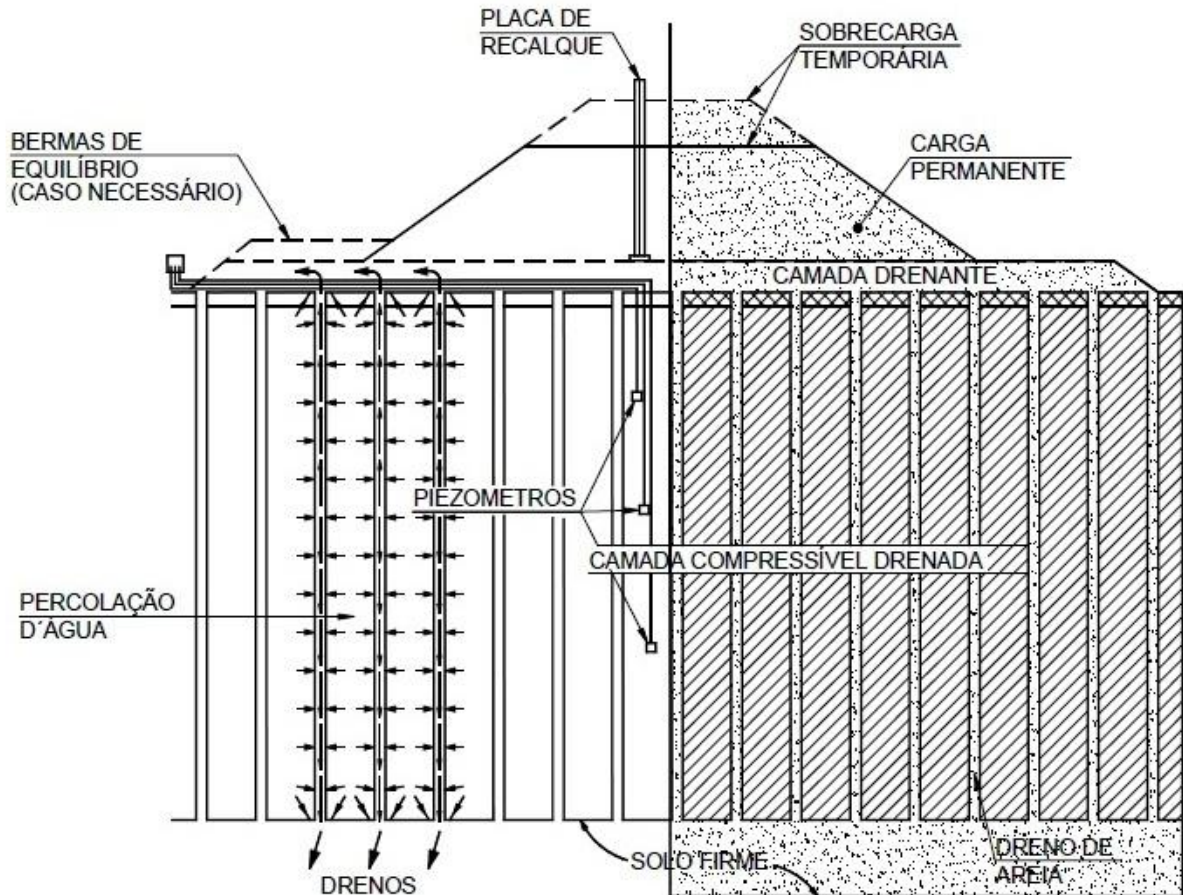
### 2.3.3 Sobrecargas + Drenos verticais

Segundo Vargas (1949 *apud* Nogueira, 2010), esta técnica foi aplicada no Brasil na década de 70 e foi marcada pelo aperfeiçoamento dos métodos de instalação dos drenos de areia, com o intuito de minimizar o amolgamento provocado no solo devido à cravação do dreno.

Nogueira (2010) diz que a utilização dos drenos não se faz necessária quando o solo está muito sobreadensado, uma vez que o recalque será pequeno e ocorrerão rapidamente. Porém, é indicado para solos normalmente adensados já que os recalques acontecerão de forma mais lenta.

Para auxiliar a eficiência da solução de drenos verticais associadas com a aplicação de uma sobrecarga é recomendada a construção de uma camada drenante posicionada na superfície da camada mole a ser tratada. Sua função é conduzir a água coletada pelos drenos para fora do terrapleno (NOGUEIRA, 2010). A figura 2.16 ilustra uma camada com drenos verticais e sobrecargas.

Figura 2. 16 - Instalações típicas de drenos verticais com carga temporária.



Fonte: NOGUEIRA, 2010.

O dimensionamento, segundo Almeida e Marques (2010), para casos em que se associam drenos verticais com sobrecarga temporária utiliza o procedimento de cálculo de drenos descritos na seção 2.3.1, devendo-se então comparar as curvas Recalque x Tempo para diferentes espaçamentos de drenos, associados a diferentes sobrecargas.

#### 2.4 ESTUDOS DE CASO ENVOLVENDO AS TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DE RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO

Este tópico aborda alguns casos que fizeram uso das técnicas de aceleração dos recalques em solos moles. Sendo este trabalho teórico, o objetivo da pesquisa é buscar comprovação e eficiência das técnicas aqui estudadas.

### 2.4.1 Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da Barra da Tijuca - RJ

Teixeira (2012) analisou os recalques de um aterro construído sobre um depósito de solos muito moles na Barra da Tijuca, Baixada de Jacarepaguá, que pertence a uma planície costeira do Rio de Janeiro (RJ). O perfil do solo muito mole possuía até 17 m de espessura, caracterizado por  $N_{SPT} = 0$ .

O aterro foi construído em etapas e os tempos adotados são apresentados na tabela 2.1

Tabela 2. 1 - Períodos de carregamento.

Etapa construtiva	Tempo (dias)
Aterro de Conquista	200
Adensamento 1	53
1º etapa de alteamento do corpo	20
Adensamento 2	63
2º etapa de alteamento do corpo	4
Adensamento 3	39
3º etapa de alteamento do corpo	14
Adensamento 4	220

Fonte: TEIXEIRA, 2012.

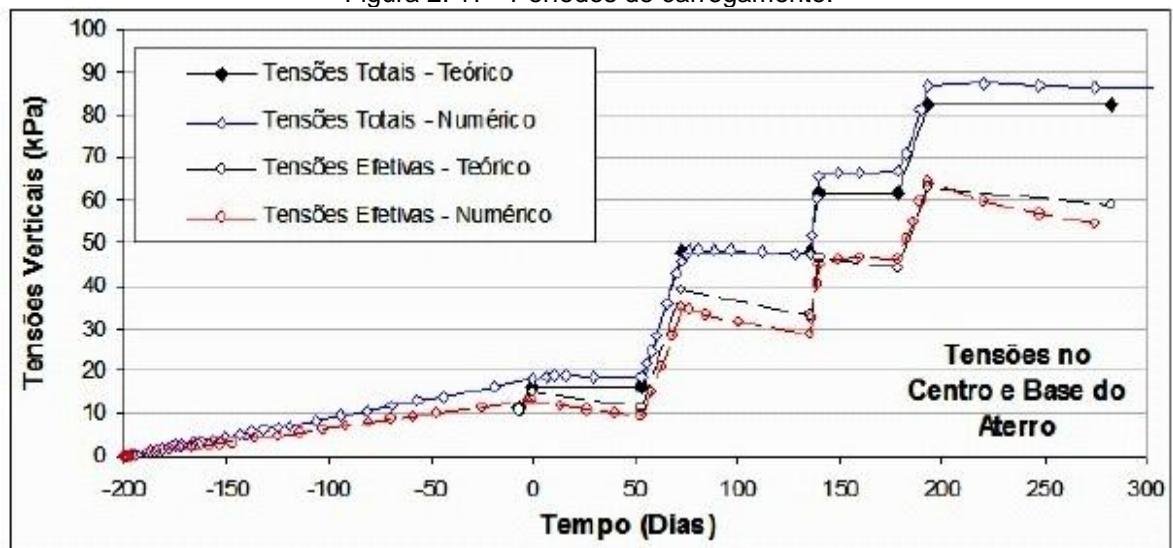
O Software Plaxis foi aplicado como ferramenta, para realização das análises numéricas. Segundo Teixeira (2012), em problemas de adensamento, as soluções numéricas seguem a teoria tridimensional de Biot (1941) e o fluxo através do solo é governado pela lei de Darcy.

No campo, foram instalados drenos aceleradores de recalque, com padrão triangular de espaçamentos que distam 1,4 m entre si, e que promovem a drenagem interna da fundação.

O acompanhamento da instrumentação durou cerca de 500 dias após o início da construção do aterro de conquista, primeira etapa de aterro.

As tensões ocorridas ao longo do tempo são comparadas com os resultados das previsões numéricas e o resultado pode ser visto na figura 2.17

Figura 2. 17 - Períodos de carregamento.



Fonte: TEIXEIRA, 2012.

As previsões numéricas resultaram em valores de recalques que são da ordem de até 1,2 vezes os valores reais dos recalques medidos, quando avaliados após 300 dias da implantação do aterro. Segundo o autor, diante das dificuldades envolvidas, os resultados se mostraram muito bons. No caso avaliado, Teixeira (2012) considera que os resultados das análises numéricas reproduziram o comportamento do aterro razoavelmente bem.

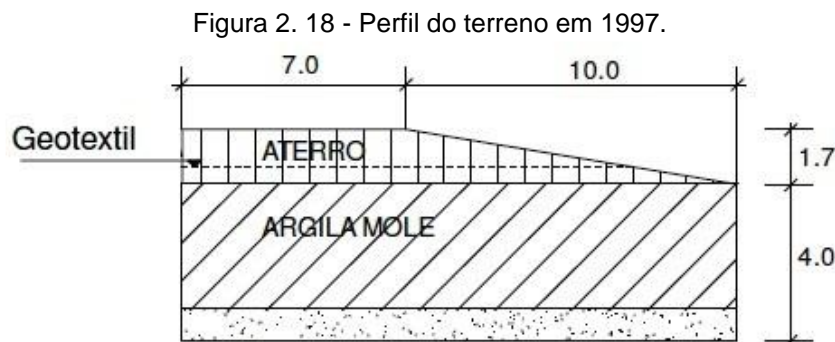
#### 2.4.2 Influência de 15 anos de sobrecarga de aterro na caracterização geotécnica de um depósito de argila mole

Baldez et al. (2015) relatam a influência de sobrecarga de aterro de um depósito de argila mole após 15 anos. Este artigo confronta resultados de ensaios de duas campanhas realizadas em 1997 e 2012 de um mesmo depósito de argila mole, localizado na Baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro.

Da caracterização geotécnica em 1997, de acordo com Baldez et al. (2015), ensaios apontaram um material com umidade de cerca de 500% na superfície até 1,00 m e entre 3,00 e 4,00 m de profundidade. Nas camadas entre 1,00 e 3,00 m a umidade era de 200%. Os índices de vazios apresentavam valores variando entre 6

a 13 e peso específico natural de  $12 \text{ kN/m}^3$ . Observou-se também uma crosta superficial com OCR superior a 4 e uma tendência de  $\text{OCR} = 1$  na base da camada mole. Os valores médios dos coeficientes de compressibilidade e recompressibilidade na ordem de 5 e 1, respectivamente.

O projeto previa uma camada de aterro com 1,70 m de areia limpa. Entre o aterro e o solo natural foi instalada uma manta de geotêxtil. O recalque estimado para a camada de argila mole contendo 4,00m de espessura era de 1,20 m (BALDEZ et al., 2015). O perfil do terreno pode ser observado na figura 2.18.

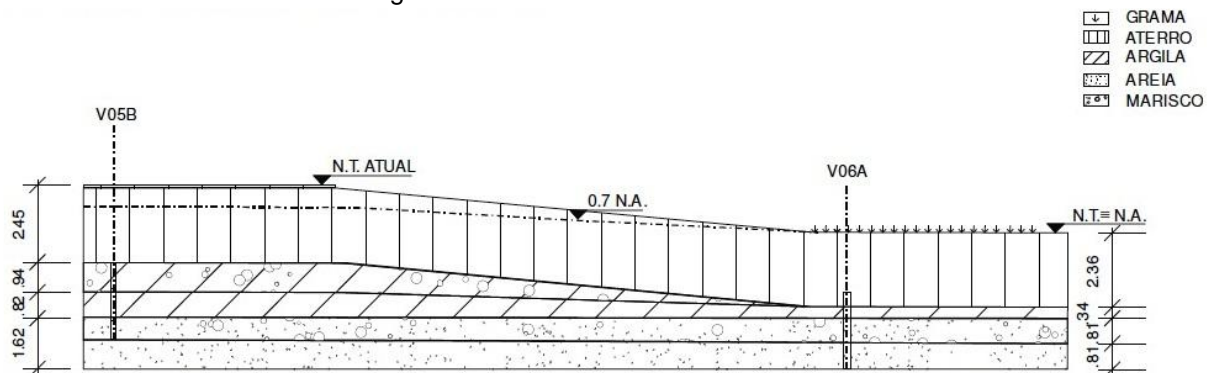


Fonte: BALDEZ et al., 2015.

Baldez et al. (2015) explicam que em 1997 foi executado um aterro de 1,70 m, incluindo 0,50 m de colchão drenante, e em 2012, depois de retiradas de amostragens Shelby's, a cota havia se elevado para ordem de 2,40 m. Acredita-se que a camada drenante (0,50 m) tenha sido somada a espessura final (1,70 m) de projeto de aterro. Segundo o contratante, não houve nenhum trabalho de recolocação de aterro após a sua construção. A figura 2.19 apresenta o perfil do terreno no ano de 2012.



Figura 2. 19 - Perfil do terreno em 2012.



Fonte: BALDEZ et al., 2015.

Da caracterização geotécnica em 2012, de acordo com Baldez et al. (2015), ensaios apontaram uma redução, na umidade para 110%, e os índices de vazios para 3. Já o peso específico natural apresentou um aumento pouco expressivo e os valores de OCR tendendo a 1, como já era esperado. A tensão efetiva de pré-adensamento subiu de aproximadamente 8 kPa para 40 kPa, compatível com a sobrecarga do aterro.

### 2.4.3 Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura

Oliveira (2006) analisou o comportamento de aterros reforçados executados sobre fundações em argila mole em regime de construção rápida. O trabalho contemplou três aterros experimentais, são eles:

- Um aterro com reforço sintético e com drenos verticais, designado AE1;
- Um aterro com reforço sintético e sem drenos verticais, designado AE2;
- Um aterro sem reforço sintético e sem drenos verticais, designado AE3;

Os aterros foram executados sobre um depósito de argila mole, localizado no interior da Baía Sul da Ilha de Santa Catarina, mais precisamente junto à costeira do Pirajubaé e nas proximidades da Foz do Rio Tavares, no município de Florianópolis. A figura 2.20 mostra a localização dos aterros sobre a área estudada.

Segundo Oliveira (2006), ensaios indicaram resistência não-drenada tendo praticamente o mesmo perfil ao longo do depósito, variando apenas a espessura da camada mole e as resistências não drenadas próximas ao seu limite inferior. Algumas características e propriedades encontradas foram:

- Um solo constituído por argila orgânica siltosa de cor cinza;
- Peso específico natural variou entre 13,2 e 14,2 KN/m<sup>3</sup>;
- Índices de vazios entre 2,8 e 4,7;
- Índices de compressão ( $C_c$ ) variando de 0,8 a 1,8;
- Coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) entre  $1 \times 10^{-8}$  e  $5 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s;
- Ensaio de palheta indicou resistência não-drenada na ordem de 4 a 8 kPa, crescendo com a profundidade;
- Pequenas e delgadas lentes de areia, próximas à superfície, foram detectadas em pontos esparsos;

Os instrumentos utilizados para obter os dados dos aterros experimentais foram: Inclinômetros, extensômetros magnéticos verticais e placas de recalques.

Figura 2. 20 - Localização dos aterros sobre a área estudada.



Fonte: OLIVEIRA, 2006.

A tabela 2.2 mostra uma comparação entre as espessuras médias e os recalques médios da região frontal dos aterros AE1, AE2 e AE3.

Tabela 2. 2 - Comparação entre os aterros.

Aterro	Camada	8ª camada	10ª camada	12ª camada
AE 1	Recalque médio (m)	0,48	0,68	1,15
	Espessura de aterro (m)	3,38	4,03	5,01
	Estágio de ruptura	Antes Estágio 1	Início Estágio 2	Estágio 2 - avançado
	Tensão vertical atuante $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	54,4	63,8	77,7
	Altura útil (m)	2,90	3,24	3,55
AE 2	Recalque médio (m)	0,23	0,38	0,58
	Espessura de aterro (m)	3,07	3,73	4,39
	Estágio de ruptura	Antes Estágio 1	Início Estágio 2	Estágio 2 - avançado
	Tensão vertical atuante $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	51,5	61,4	71,5
	Altura útil (m)	2,84	3,29	3,69
	Camada	11ª camada	13ª camada	
AE 3	Recalque médio (m)	0,24	0,41	
	Espessura de aterro (m)	4,5	5,08	
	Estágio de ruptura	Antes Estágio 1	Colapso	
	Tensão vertical atuante $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	76,6	84,8	
	Altura útil (m)	4,26	4,67	

Fonte: OLIVEIRA, 2006.

Com o experimento Oliveira (2006) concluiu que os aterros reforçados AE1, com, e AE2, sem drenos verticais, apresentaram comportamentos frente à estabilidade semelhantes. O recalque por adensamento no centro do aterro AE1, contendo drenos verticais, apresentou um valor na ordem 2,25 vezes maior que o aterro AE2, sem drenos verticais. Já o AE3 suportou maior carregamento devido à maior resistência não-drenada de sua camada de fundação. Este, ainda continha a menor espessura de camada argilosa com presença de lente de areia, que ao reduzir a distância de drenagem, acelerou o adensamento.

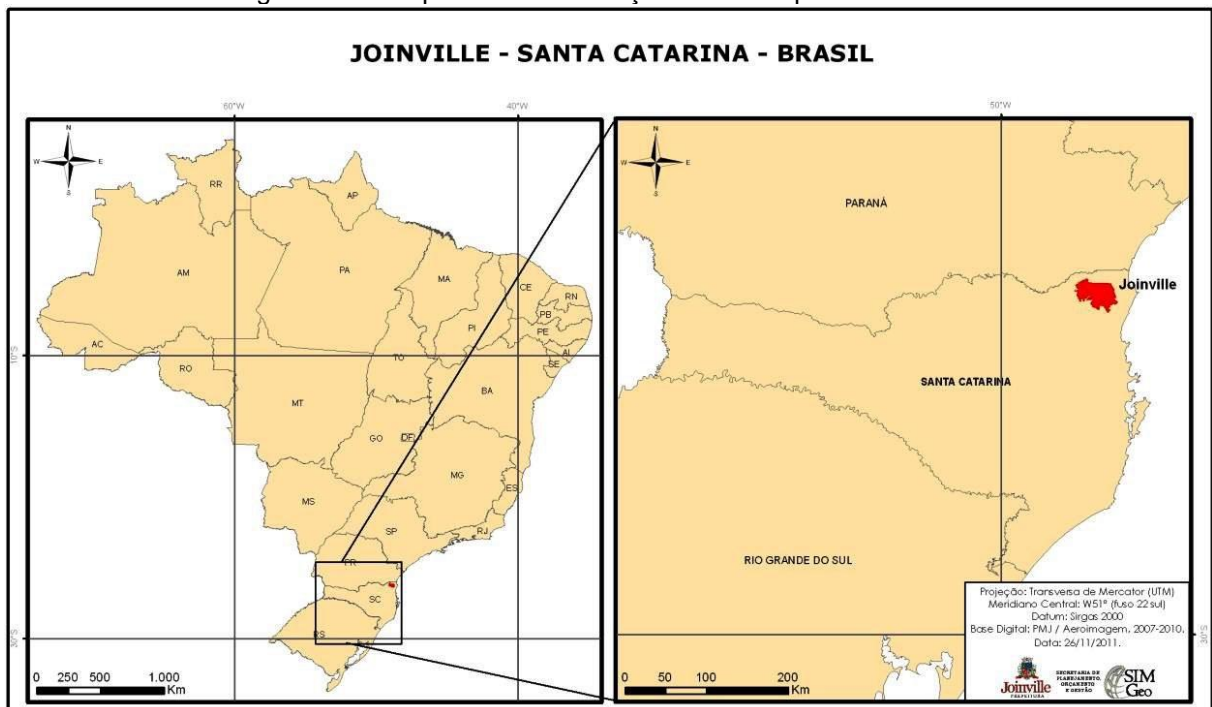
### 3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA DA ÁREA ESTUDADA

Este capítulo descreve a localização, aspectos geológicos e geotécnicos sobre o terreno do campus universitário da UFSC em Joinville.

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO DO TERRENO DA UFSC

O terreno do campus universitário da UFSC está situado na região sul do país a nordeste do estado de Santa Catarina na cidade de Joinville. A figura 3.1 apresenta o mapa com a localização do município de Joinville.

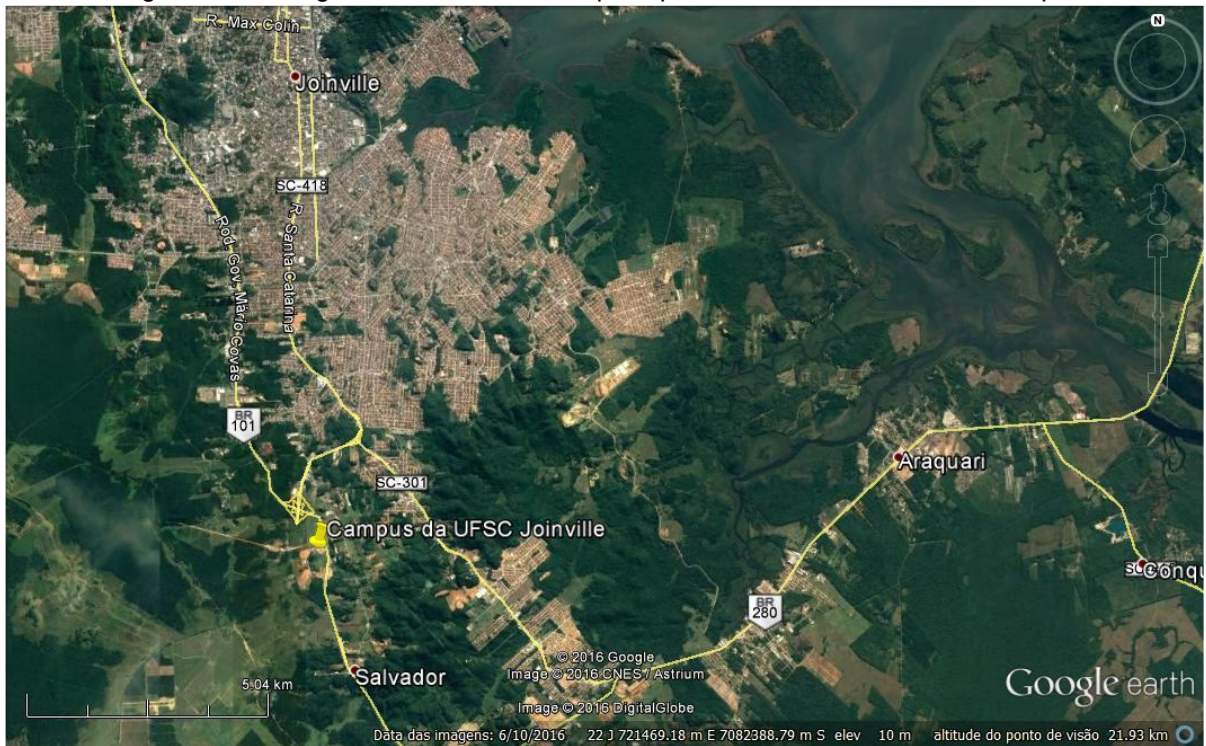
Figura 3. 1 - Mapa com a localização do município de Joinville.



Fonte: UBERTI, 2011.

O centro do Campus tem como coordenadas geográficas UTM 715250E, 7078750N, e está distante cerca de 10 km dos centros das cidades de Joinville e Araquari, às margens do Km 52 da BR 101. A figura 3.2 apresenta as principais rodovias de acesso ao campus.

Figura 3. 2 - Imagem de satélite com as principais rodovias de acesso ao campus.

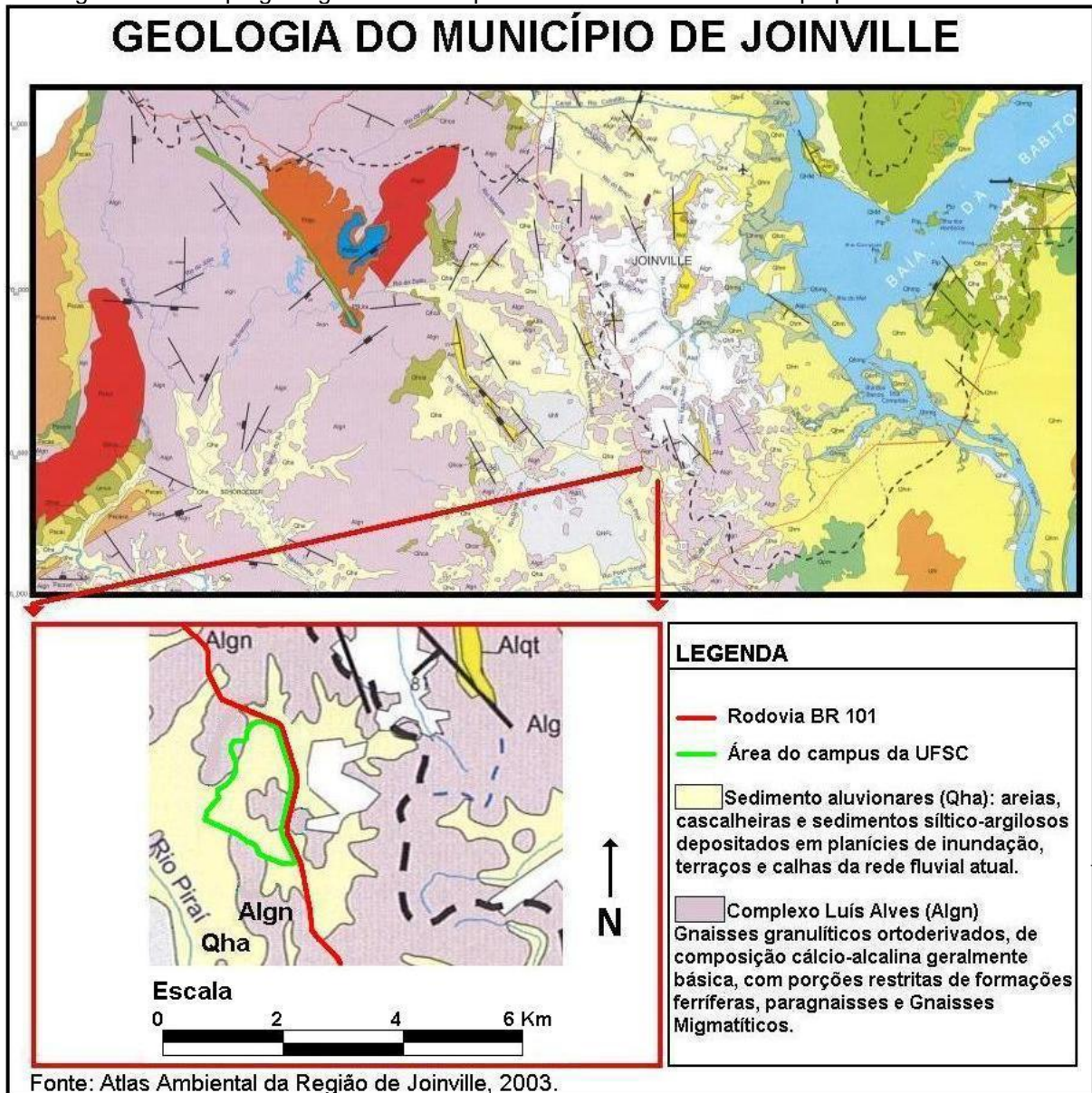


Fonte: Adaptado do GOOGLE EARTH, 2016.

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DA REGIÃO ESTUDADA

A geologia encontrada na região de Joinville, onde se pretende a implantação do campus universitário da UFSC, é constituído por dois domínios: Como pode ser observado na figura 3.3, o domínio do embasamento cristalino e o domínio dos sedimentos continentais.

Figura 3.3 - Mapa geológico do município de Joinville com a área da propriedade da UFSC.



Os solos formados nas áreas correspondentes ao embasamento cristalino dizem respeito a solos residuais, (autóctones) oriundos da alteração dos gnaisses que regionalmente compõem o complexo granulítico de Santa Catarina. Nas áreas relativas ao domínio dos sedimentos continentais, tem-se a formação de solos alóctones, que segundo Uberti (2011) coloca em cena a sedimentação recente de origem argilosa, arenosa e orgânica, todas do período quaternário, podendo ocorrer isolada ou simultaneamente.

Segundo EAS (2010), o embasamento cristalino, conhecido como terras altas, com domínio dos solos de origem autóctone com idade arqueozóica, ocorre a ausência de sedimentos recentes do período quaternário, constitui

aproximadamente entre 20% e 25% da área mapeada, caracterizando as terras altas no setor central e sudeste da área da propriedade, destacando-se as elevações ou colinas cristalinas com altitudes menores de 50 m conforme mostra a figura 3.4.

Figura 3. 4 - Vista a partir da BR 101, para o relevo de colinas do embasamento granulítico.



Fonte: EAS, 2010.

Já no domínio dos sedimentos continentais, conhecido como terras baixas, verificam-se materiais com origem recente que remetem ao período quaternário, são depósitos aluvionares podendo conter areias finas e grossas, cascalho, silte e argila, além de material de origem orgânica. Seu relevo geralmente é plano, podendo surgir suavemente ondulado em depósitos argilo-siltosos. Neste cenário, os solos encontrados são jovens podendo ser bem ou mal drenados (UBERTI, 2011).

EAS (2010) classifica estas áreas de baixa elevação, representadas pelas superfícies das zonas planas, como de várzea, que contemplam cerca de 70% a 75% da área da propriedade. A figura 3.5 apresenta uma vista do terreno a partir da BR101.



Figura 3. 5 - Vista a partir da BR 101, para a zona de várzea com terrenos sedimentares.



Fonte: EAS, 2010.

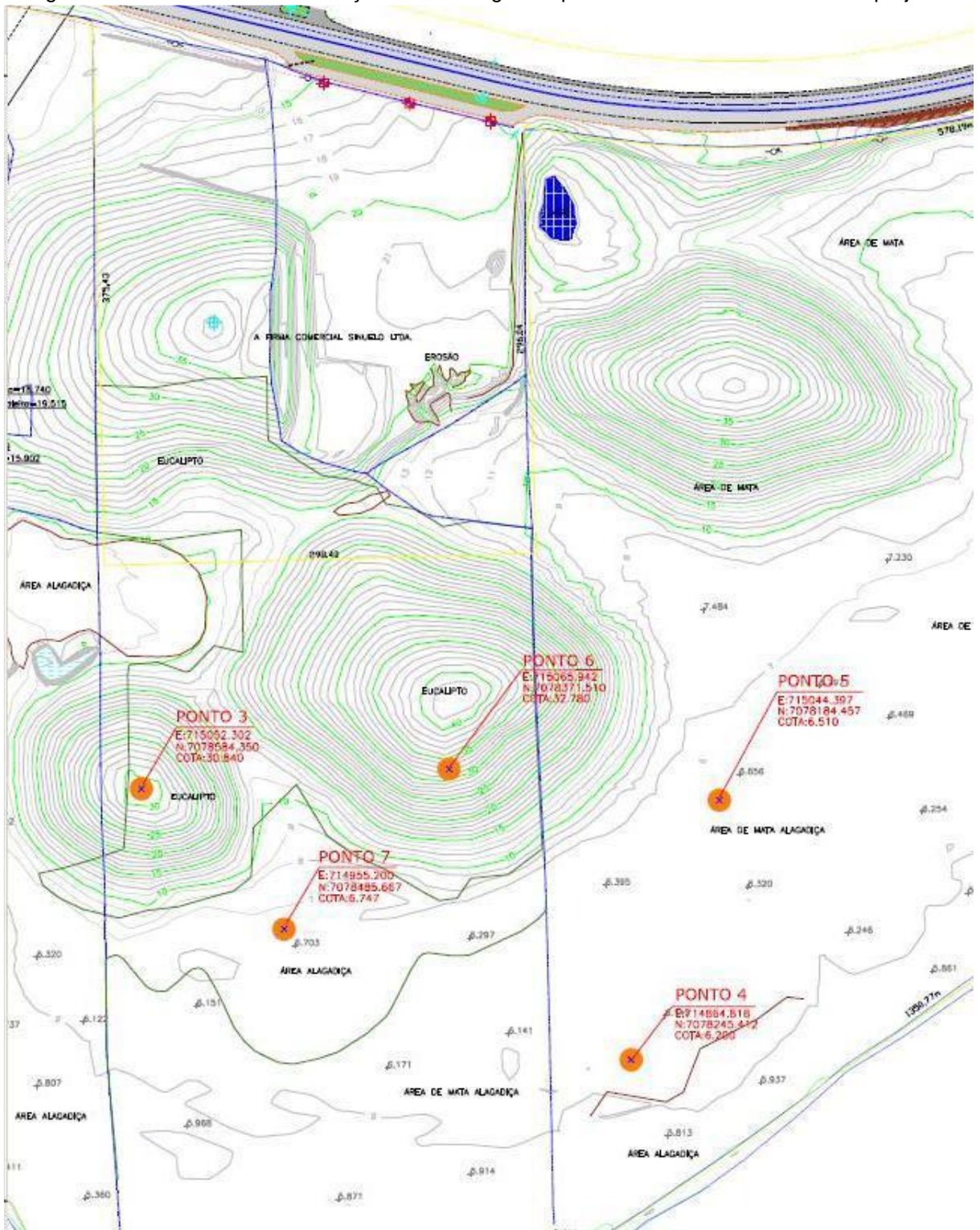
### 3.3 INVESTIGAÇÃO NA ÁREA DE EMPRÉSTIMO PARA ATERRO DA PISTA DE TESTE

Visto que o terreno é composto por topografia tanto plana quanto um relevo de colinas fruto do embasamento granulítico, tornou-se necessário a realização de obras de terraplenagem. Parte do material retirado das áreas de terras altas serviu de empréstimo para aterrar e elevar a cota das áreas de terras baixas.

Para caracterização da estratigrafia do terreno, empresas terceirizadas realizaram algumas sondagens a percussão SPT. A figura 3.6 apresenta detalhe da planta com a localização das sondagens à percussão efetuada na área do projeto. O boletim da sondagem SP-04, sondagem de maior relevância para este trabalho, está disponível no ANEXO A.

Os ensaios foram distribuídos de modo a investigar o solo presente tanto nas elevações quanto nas áreas baixas do terreno. As sondagens SP-03 e SP-06 estão localizadas nas elevações do terreno com o objetivo de investigar a qualidade do solo de empréstimo.

Figura 3.6 - Planta com a localização das sondagens a percussão efetuadas na área do projeto.



Fonte: EAS, 2010.

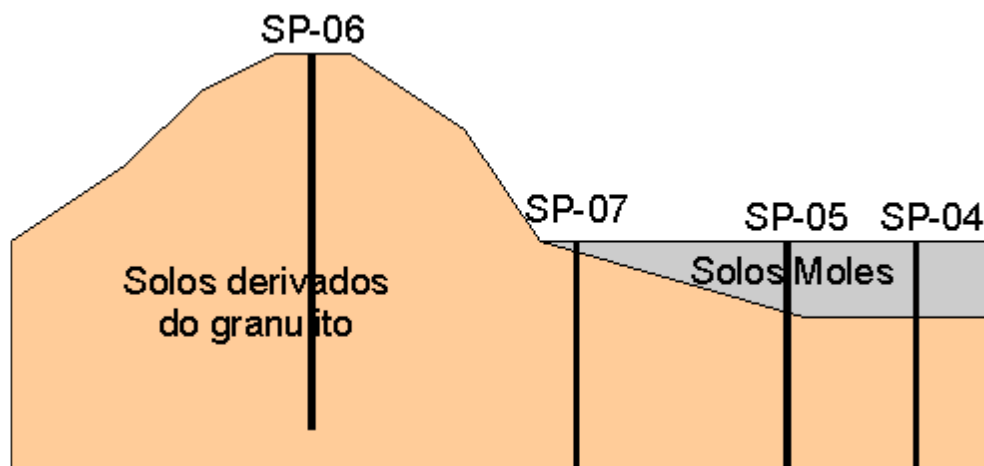
### 3.4 INVESTIGAÇÃO NA ÁREA BAIXA PRÓXIMO À PISTA DE TESTE

De acordo com a figura 3.6, as sondagens SP-04, SP-05 e SP-07 estão localadas na região de área de terra baixa provenientes do sedimento quaternário.

Segundo EAS (2010), os resultados das sondagens SP-04 e SP-05 permitem concluir que na área baixa, situada a sudoeste da área do campus, ocorre uma camada de solo mole orgânico. No furo de sondagem SP-04 esta camada se estende entre as cotas 0,00 e 9,8 m, e no SP-05 entre as cotas 0,00 e 8,8 m.

Por estar próximo a uma das colinas, fruto do embasamento granulítico, a sondagem SP-07 apresenta resultados diferentes das sondagens SP-04 e SP-05. Por ser uma região de transição, o solo encontrado pode conter tanto material do complexo granulítico quanto do sedimento quaternário. A figura 3.7 mostra um esquema relacionando as espessuras dos solos destas sondagens.

Figura 3. 7 - Seção esquemática mostrando a relação de espessuras dos solos derivados do granulito e os solos moles.



Fonte: EAS, 2010.

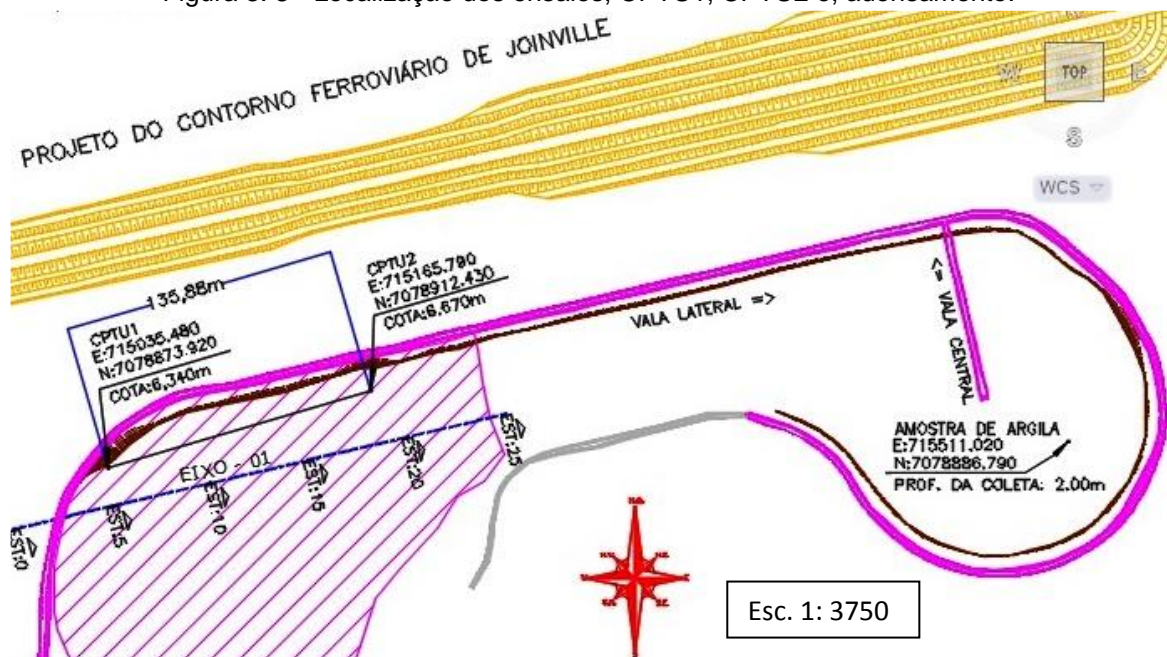
Em virtude disso, o ensaio SP-04 torna-se o mais representativo para ser analisado. Este ensaio além de estar em área de terra baixa é o mais próximo da área onde será implantada a pista de teste. O perfil da sondagem SP-04 está disponível no Anexo A.

### 3.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DO SUB-LEITO DA PISTA DE TESTE

Algumas considerações foram tomadas para obtenção do perfil estratigráfico do terreno da pista de teste do campus universitário da UFSC em Joinville:

- Além das sondagens SPT, no ano de 2011, foram realizadas sondagens CPTU que foram empregadas na elaboração do perfil estratigráfico;
- As sondagens SPT e CPTU foram realizadas antes das operações de terraplenagem, corte ou aterro, quando o terreno se encontrava em condições naturais;
- A sondagem a percussão SP-04 servirá de piloto para determinar o tipo de solo presente sob a área de implantação da pista de teste, este é o ensaio que mais se aproxima da área da pista de teste e situa-se nas áreas baixas do terreno;
- O perfil estratigráfico analisado tem, em sua extensão longitudinal, aproximadamente 136 m, distância que compreende os ensaios CPTU1 e CPTU2 (ensaios dispostos no ANEXO B), próximos ao trecho retilíneo da pista conforme indica a figura 3.8. Estes ensaios conciliados ao ensaio SP-04 definirão o perfil neste trecho.

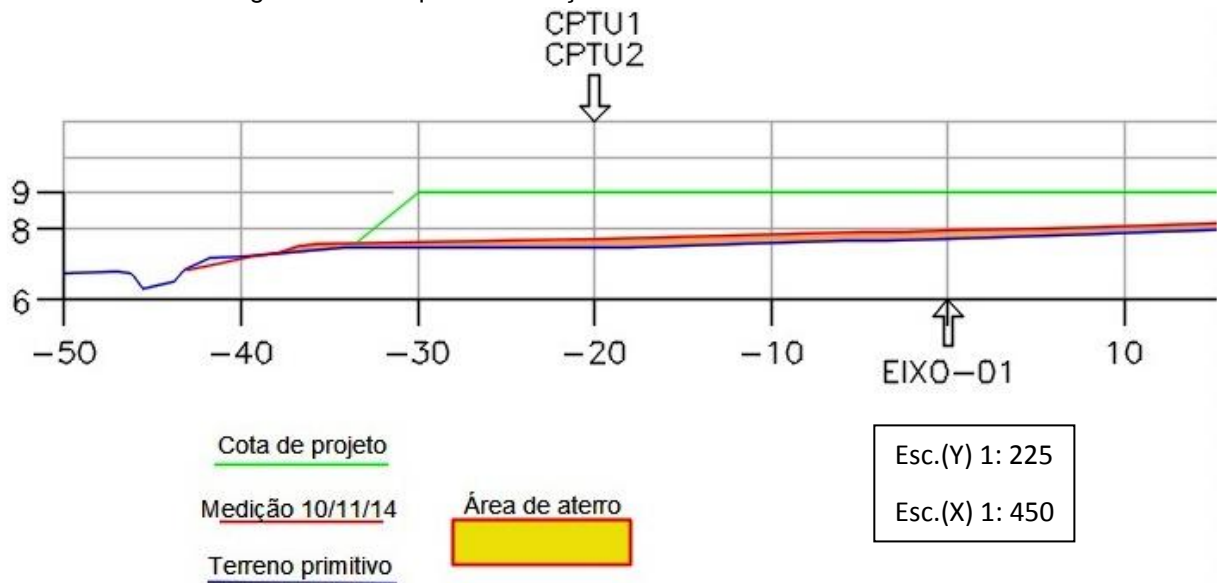
Figura 3. 8 - Localização dos ensaios, CPTU1, CPTU2 e, adensamento.



Fonte: Modificado de AZIMUTE, 2014.

O EIXO – 01 da figura 3.8, representa o eixo das estacas 0 a 25, espaçadas entre si em 10 m, compreendendo uma extensão total de 250 m. Os ensaios CPTU1 e CPTU2 estão contidos entre as estacas 5 a 19 e estão a uma distância de aproximadamente 20 m do EIXO – 01 conforme mostra a figura 3.9.

Figura 3.9 - Esquema da seção transversal do trecho estudado.



Fonte: Modificado de AZIMUTE, 2014.

Ao definir que o perfil estratigráfico do trecho que será analisado está entre as estacas 5 e 19, estas serão usadas para fazer a leitura das camadas de aterro já executadas atualmente. Foi disponibilizada pela UFSC uma planta baixa georreferenciada, na extensão (.dwg), com os perfis das estacas até a última etapa de aterro que o terreno da pista de teste recebeu. Esta planta baixa foi usada para medir as cotas em que se encontram as estacas. Porém, o perfil que será traçado está deslocado 20 m do EIXO – 01. Por este motivo, para traçar o perfil da camada de aterro, do trecho que liga os ensaios CPTU1 e CPTU2, as cotas também foram tomadas respeitando esta distância.

Na figura 3.9, as linhas, medição 10/11/14 e terreno primitivo, representam as médias das leituras compiladas dentre as estacas 5 a 19. A linha “cota de projeto” indica a cota final de projeto desejada. A tabela 3.1 apresenta as cotas, das estacas 5 a 19, necessárias para traçar o perfil da camada de aterro.

Tabela 3. 1 - Levantamento topográfico realizado pela empresa Azimute em 2014.

Estaca	Terreno primitivo (m)	Medição 10/11/14 (m)	Espessura da camada (m)
5	6,89	6,91	0,02
6	7,00	7,23	0,23
7	7,12	7,31	0,19
8	7,23	7,43	0,20
9	7,42	7,53	0,11
10	7,50	7,62	0,12
11	7,43	7,65	0,22
12	7,45	7,70	0,25
13	7,55	7,73	0,18
14	7,63	7,87	0,24
15	7,71	7,91	0,20
16	7,87	7,99	0,12
17	7,92	8,02	0,10
18	7,91	8,05	0,14
19	7,79	7,97	0,18

Fonte: AUTOR, 2016.

No ANEXO C estão disponíveis os perfis transversais das estacas, usados para obtenção da espessura da camada de aterro já executado sobre o terreno da pista de teste, conforme mostra a tabela 3.1. Estes dados são oriundos de levantamento topográfico realizado pela empresa Azimute no ano de 2014.

Ao fazer uma seção de corte na distância -20 m observada na figura 3.9, dá-se origem a figura 3.10 ligando os ensaios CPTU1 com CPTU2, conforme ilustra a figura 3.8. O perfil deste corte foi traçado a partir de uma linha tomada como referência denominada de Cota zero. A partir desta cota, foram traçadas as cotas do terreno primitivo, medição 10/11/14 e a cota de projeto final desejada, juntamente com as cotas das sondagens CPTU.

Figura 3. 10 - Perfil de aterro, trecho entre os ensaios CPTU1 e CPTU2.



Fonte: AUTOR, 2016.

Estas sondagens distam, na vertical, a partir da Cota zero, 6,34 m e 6,67 m respectivamente. Por estar locado próximo, mas não exatamente na mesma região que se encontram os ensaios CPTU, a sondagem SP-04 está a 6,20m desta referência.

Nota-se, ainda, da tabela 3.1 que a cota do terreno primitivo da estaca 5 m é 6,89 m e da estaca 19 m é 7,79 m. Estas são as estacas que circundam as sondagens CPTU1 e CPTU2 respectivamente, conforme a figura 3.8.

A divergência existente entre as cotas dos ensaios e o levantamento topográfico das estacas, leva a supor que o chamado "terreno primitivo", assim denominado pela empresa Azimute, não é o terreno virgem, mas sim o terreno já aterrado até o momento da medição feita em 2014. Sendo assim, a medição 10/11/14 com suas respectivas espessuras são na verdade uma das etapas de aterro, já havendo etapas anteriores realizadas. Ao ampliar a imagem da figura 3.10 nas regiões dos ensaios CPTU, pode-se observar a divergência com maior clareza. As figuras 3.11 e 3.12 apresentam maiores detalhes sobre o ocorrido.

Figura 3. 11 - Divergência encontrada na cota do ensaio CPTU1 com o terreno primitivo.

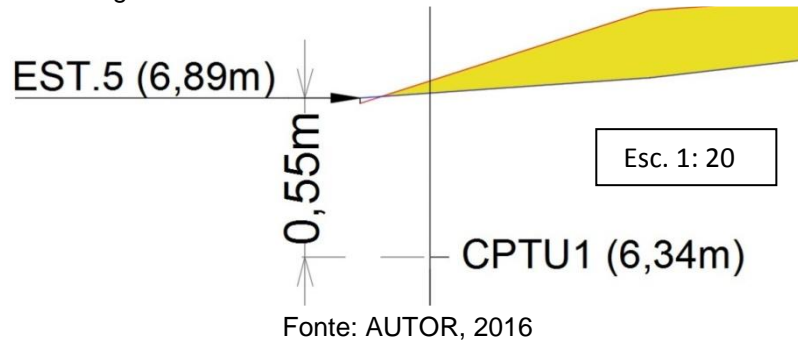
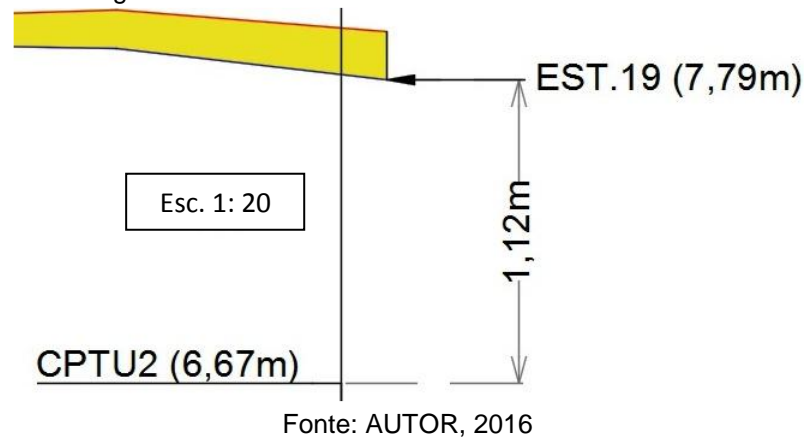


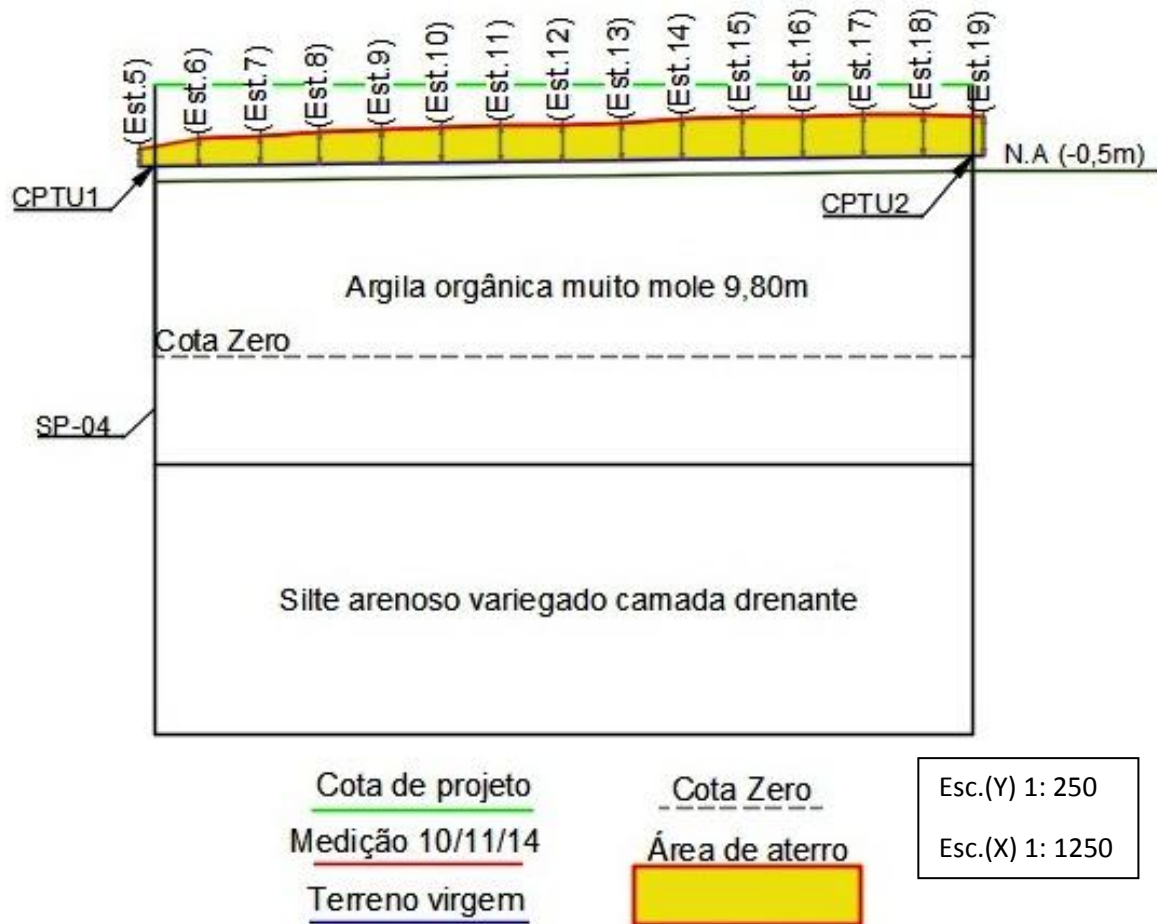
Figura 3. 12 - Divergência encontrada na cota do ensaio CPTU2 com o terreno primitivo.



Na carência das plantas baixas pioneiras, a fim de tornar mais representativa à camada total de aterro depositado até o presente momento, uma vez que a última etapa executada foi em 2014, criou-se um perfil que liga as cotas dos ensaios CPTU1 com o CPTU2, assumindo que estas cotas estavam posicionadas na camada superficial do solo em estado virgem. A figura 3.13 representa o perfil estratigráfico do trecho do terreno entre os ensaios CPTU1 e CPTU2, com os valores corrigidos.



Figura 3. 13 - Perfil estratigráfico do terreno com espessuras corrigidas.



Fonte: AUTOR, 2016.

A tabela 3.2 apresenta os valores das novas espessuras, que reproduzem o aterro total já depositado sobre o terreno da pista de teste, bem como suas cotas, em estado virgem e, na medição 10/11/14.

Tabela 3. 2 - Cotas do terreno em estado virgem e espessuras totais corrigidas.

Estaca	Terreno virgem (m)	Medição 10/11/14 (m)	Camada já depositada (m)
5	6,34	6,91	0,57
6	6,36	7,23	0,87
7	6,39	7,31	0,92
8	6,41	7,43	1,02
9	6,43	7,53	1,10
10	6,46	7,62	1,16
11	6,48	7,65	1,17
12	6,51	7,70	1,20
13	6,53	7,73	1,20
14	6,55	7,87	1,32
15	6,58	7,91	1,33
16	6,60	7,99	1,39
17	6,62	8,02	1,40
18	6,65	8,05	1,40
19	6,67	7,97	1,30

Fonte: AUTOR, 2016.

Em relação à figura 3.13, os tipos de solos presentes nas camadas foram determinados a partir da sondagem a percussão SP-04 que está disponível no Anexo A.

A primeira camada, argila orgânica muito mole, divide-se em 4 subcamadas. De acordo com EAS (2010), as subcamadas são:

- 00,00 a 01,60 m – Argila orgânica cinza escura, muito mole (0 golpes/90 cm).
- 01,60 a 03,00 m – Argila orgânica cinza clara, muito mole (0 golpes/70 cm);
- 03,00 a 05,00 m – Turfa (0 golpes/100 cm);
- 05,00 a 09,80 m – Argila cinza clara, muito mole (0 golpes/80 cm a 0 golpes/100 cm)

Como ambas as camadas são argilas muito moles e turfa na camada de 3 a 5 metros do perfil geotécnico, não havendo variações significativas de penetração no solo em relação ao número de golpes (Nspt), para este caso em específico, é possível agrupar classificando essas quatro camadas como argila muito mole. Segundo a norma ABNT NBR6484 (2001), para sondagens de simples

reconhecimento com SPT, é possível classificar a consistência da argila através do índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ). Conforme se observa na tabela 3.3.

Tabela 3. 3 - Classificação das argilas.

N(spt)	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito Mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: ABNT NBR6484, 2001.

Por tratar-se de siltes arenosos as camadas subjacentes não apresentam níveis de recalques por adensamento primário significativo, e serão tratados apenas como camada drenante.

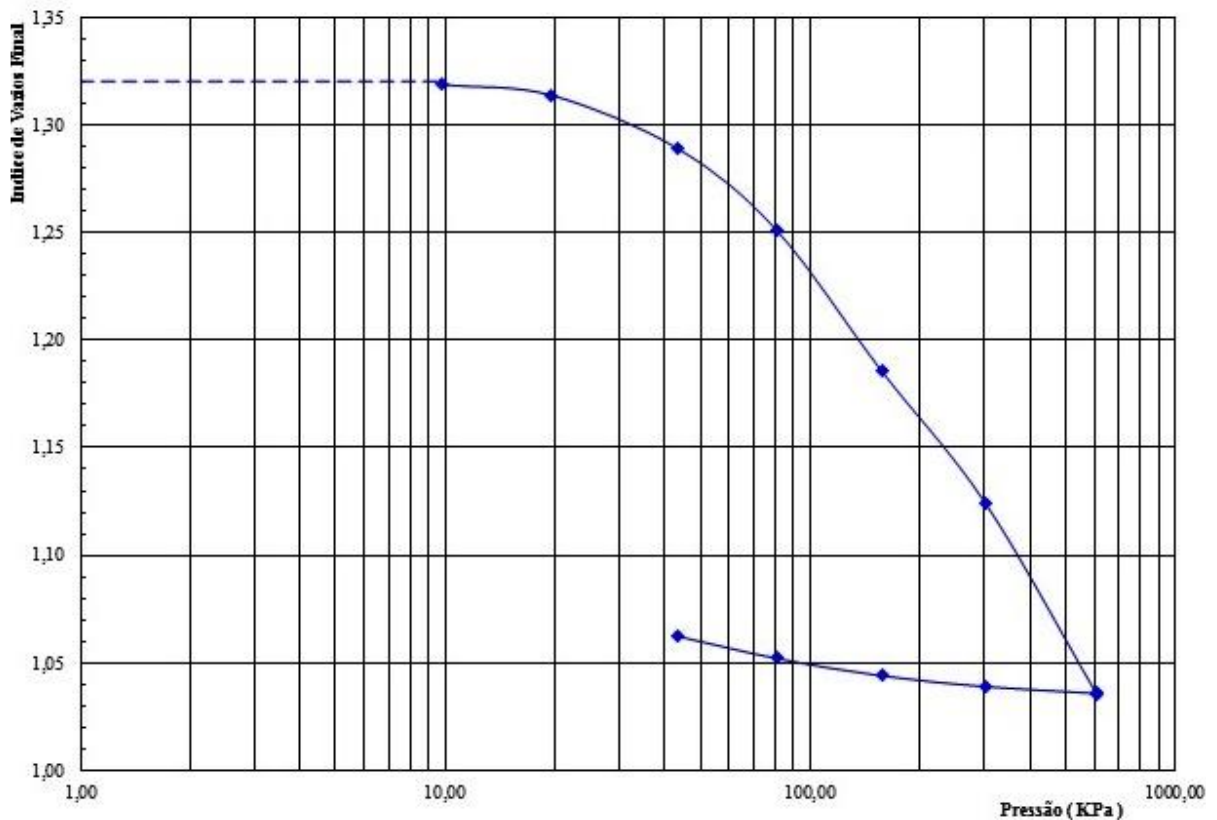
### 3.6 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para estimar o recalque por adensamento que o solo sofrerá, seja, por drenos verticais, sobrecargas ou sobrecargas com drenos verticais, e conhecendo a equação que rege o adensamento primário de um solo, (equação 3), deve-se definir os seguintes parâmetros geotécnicos:

- Índice de vazio inicial,  $e_i$ ;
- Coeficiente de recompressão,  $C_r$ ;
- Coeficiente de compressão,  $C_c$ ;
- Coeficiente de adensamento,  $C_v$ ;
- Tensão de pré-adensamento,  $\sigma'_{vm}$ ;

Estes parâmetros foram obtidos a partir de um ensaio de adensamento realizado em um corpo de prova obtido de uma amostra indeformada, oriunda da área analisada. A figura 3.14 apresenta a curva de adensamento gerada pelo ensaio.

Figura 3. 14 - Curva de adensamento.



Fonte: AUTOR, 2016.

Para realizar este ensaio de adensamento, mostrado na figura 3.14, a amostra foi coletada a uma profundidade de 2,00 m nas seguintes coordenadas UTM: E:715511.020 e N:7078886.790, conforme mostrado na figura 3.8. Vale salientar, que tal ponto, encontrava-se fora da área aterrada. Na tabela 3.4 são apresentados os parâmetros de comportamento geotécnico e na tabela 3.5 encontram-se os índices físicos do material gerados pelo ensaio de adensamento. As curvas geradas para obter os valores do coeficiente de adensamento  $C_v$ , encontram-se no Anexo D.

Tabela 3. 4 - Parâmetros de comportamento geotécnicos da argila.

Estágio	Pressão (kPa)	cv (cm <sup>2</sup> /s)	ei	av (cm <sup>2</sup> /kg)	k (cm/s)
1 <sup>o</sup>	9,807	5,00E-02	1,320	0,015	3,20E-07
2 <sup>o</sup>	19,613	3,50E-02	1,319	0,050	7,49E-07
3 <sup>o</sup>	43,149	1,50E-02	1,314	0,102	6,74E-07
4 <sup>o</sup>	80,415	1,30E-03	1,289	0,099	5,76E-08
5 <sup>o</sup>	156,906	7,30E-04	1,251	0,084	2,73E-08
6 <sup>o</sup>	301,064	6,40E-04	1,186	0,042	1,23E-08
7 <sup>o</sup>	608,993	6,50E-05	1,124	0,028	8,65E-09

## Resultados

Pressão de pré-adensamento (kPa)	58,84
Coefficiente de recompressibilidade (cr)	0,02
Coefficiente de compressibilidade (cc)	0,25

Fonte: AUTOR, 2016.

Tabela 3. 5 - Índices físicos da argila.

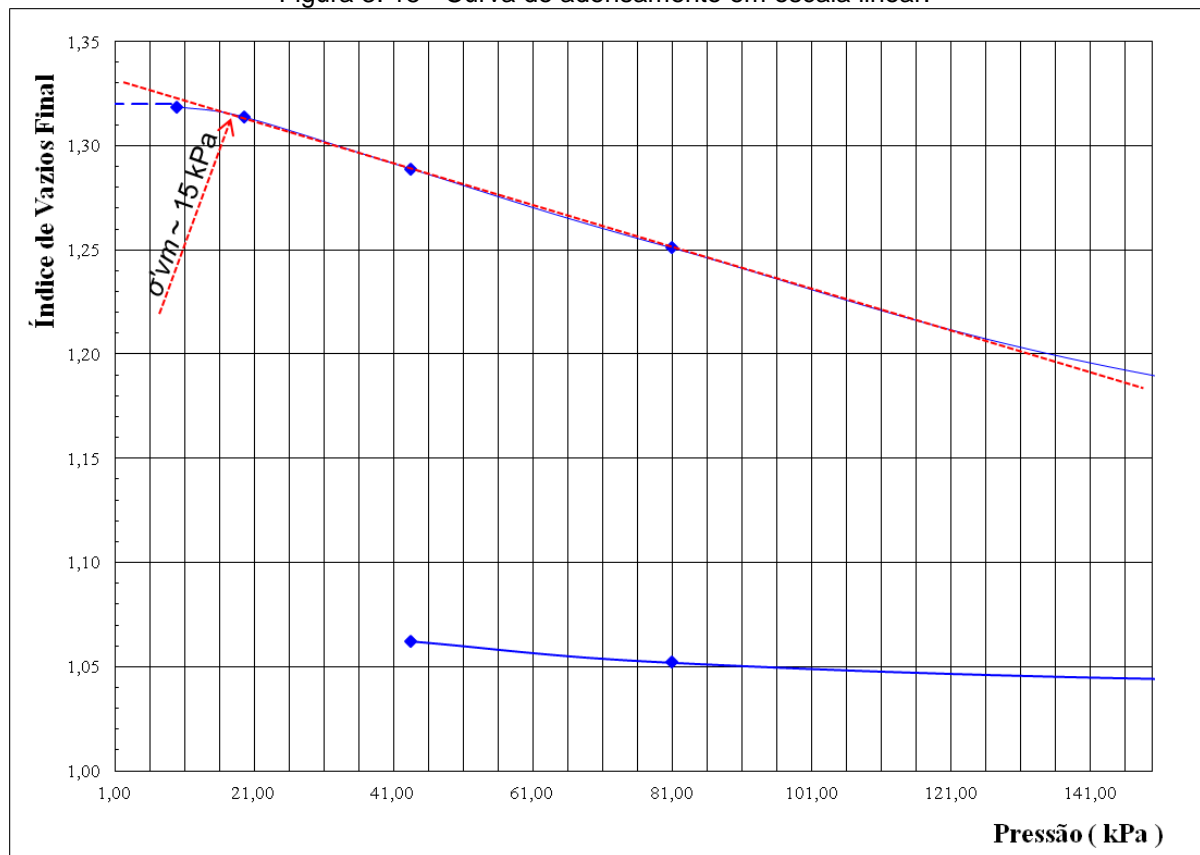
Teor de Umidade médio	31,50%
Densidade dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,65
Peso específico natural seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,14

Fonte: AUTOR, 2016.

Quanto a determinação da tensão de pré-adensamento, verificou-se que a mesma fora feita com base no método de Casagrande, empregando-se um gráfico com as tensões plotadas em escala logarítmica, o que conduziu a um valor de  $\sigma'_{vm} = 58,8 \text{ kPa}$ . Este valor, no entanto, pouco representa o estado em que o solo local se encontra, levando a um OCR da ordem de 4.

A curva de tensões *versus* índice de vazios foi plotada com as tensões em escala natural na figura 3.15. Nesta, percebe-se que na faixa de tensões de 60 kPa não há mudanças na tendência de compressibilidade do material. Na realidade o aumento de compressibilidade que remete à tensão de pré-adensamento ocorre muito antes, em torno de 15 kPa, como mostrado na figura 3.15.

Figura 3. 15 - Curva de adensamento em escala linear.



Fonte: AUTOR, 2016.

Os recalques variam em função da condição de carregamento, índices físicos da argila e da espessura da camada comprimida. Assim é fundamental determinar a variação de tensão efetiva que dá origem ao fenômeno de adensamento, obtida a partir da determinação da tensão efetiva inicial ( $\sigma'_i$ ) e tensão efetiva final ( $\sigma'_f$ ). Ambas dependem das características físicas do solo argiloso e do material que compõe o aterro.

A obtenção da tensão de pré-adensamento,  $\sigma'_{vm}$ , no centro da camada comprimida foi feita com base no valor OCR, uma vez que o ensaio de adensamento não foi realizado em corpo de prova extraído do centro da camada comprimida. A amostra foi coletada na cota -2,00 m e o centro da camada comprimida está na cota -4,90 m. A razão OCR é dada por:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_i} \sim 1;$$

Onde:

$\sigma'_{vm}$  - é a tensão de pré-adensamento do solo, igual a 15 kPa, conforme mostra a figura 3.15;

$\sigma'_i$  - é a tensão efetiva inicial do solo na cota -2,00 m, igual a 14,4 kPa;

O valor  $OCR = 1$  indica que esta argila é normalmente adensada, ou seja, a tensão de pré-adensamento é a máxima já experimentada pelo solo e é equivalente a tensão efetiva inicial.

Para estabelecer a  $\sigma'_i$  no centro da camada, deve-se observar as seguintes propriedades físicas do solo:

Peso específico natural seco da argila,  $\gamma = 1,14 \text{ g/cm}^3$ ;

Teor de umidade médio, 31,5%;

Peso específico natural da argila,  $\gamma = 1,5 \text{ g/cm}^3$  ou  $\gamma = 14,70 \text{ KN/m}^3$ ;

Peso específico da água,  $\gamma = 10,00 \text{ KN/m}^3$ ;

Para o peso específico do solo da camada de sobrecarga, quando necessário, será adotado o mesmo peso específico do solo de aterro. Isto porque não houve camada de sobrecarga temporária disposta sobre o terreno em estudo.

O peso específico natural do solo compactado foi determinado fazendo a média entre os valores obtidos pelos ensaios, de frasco de areia *in situ*, executados durante as obras de terraplenagem na etapa de aterro. Tais valores estão registrados no caderno de RELATÓRIO PERIÓDICO – RP – 01, realizado pela empresa Azimute no ano de 2014. A Tabela com todos os valores dos ensaios realizados pela empresa Azimute está disponível no APÊNDICE A.

O peso específico natural médio do aterro obtido com base nos ensaios supracitados é  $\gamma_a = 1,84 \text{ g/cm}^3$ ;

Já, a espessura da camada de argila comprimida pode ser observada no perfil estratigráfico do terreno disposto na figura 3.13.

## **4 AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DE RECALQUES**

Neste capítulo serão feitas análises de recalques por adensamento primário abordando desde os níveis de recalques ocorridos para situação atual, bem como os níveis de recalques que seriam atingidos caso o aterro estivesse na cota de projeto desejada. Para isso, serão dimensionadas e analisadas técnicas consagradas de aceleração de recalque.

### **4.1 ANÁLISE DOS RECALQUES**

As obras de limpeza e terraplenagem, no terreno da UFSC localizado na Curva do Arroz, tiveram início no ano de 2011. Passados 5 anos até o presente momento, camadas de aterro foram construídas com solo oriundo da alteração do embasamento granulítico, presente no terreno, conforme visto no capítulo 3. Considerando o fenômeno de adensamento, espera-se que o solo já tenha sofrido algum adensamento primário ocasionado pelo carregamento já imposto pelo aterro.

#### **4.1.1 Recalques para a situação atual**

Por não haver o controle das etapas de execução do aterro (datas e alturas de aterro), será considerado que o aterro, em sua altura atual, encontra-se em repouso há 3 anos. Deste período, dois anos são referentes ao repouso desde o último levantamento topográfico, feito no mês de novembro de 2014 até o presente momento, e um ano adotado como estimativa do tempo em que este aterro esteve depositado antes do referido levantamento topográfico, estimado em função dos poucos dados disponíveis nos diários de obra.

O coeficiente de adensamento para a análise do recalque vertical é extraído da tabela 3.4. Levando em consideração a pressão que o aterro irá impor à camada



comprimida de argila orgânica, o valor de  $C_v$  mais representativo para o estudo é  $1,30 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  referente ao carregamento do 4º estágio.

O percentual de recalque que esta argila orgânica já sofreu é calculado usando a equação 6.

$$T = \frac{C_v \cdot t}{Hd^2} = 0,505;$$

Onde:

$C_v$  - é extraído do 4º estágio no ensaio de adensamento,  $1,30 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

$t$  - é dado em segundos, 3 anos corresponde a  $9,3312 \times 10^7 \text{ seg.}$ ;

$Hd$  - Espessura da camada de drenagem, drenagem dupla, 490 cm;

Consultando a figura 2.7 é possível afirmar que o solo já sofreu, aproximadamente, 77% de recalque por adensamento primário. Com a equação 7, calcula-se a magnitude que esta porcentagem representa.

A magnitude do recalque total, para esta camada de aterro, pode ser calculada pela equação 3.

$$\rho = \frac{H}{1+e} \cdot (Cr \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{i1}} + Cc \cdot \log \frac{\sigma'_{f2}}{\sigma'_{vm}});$$

Onde:

$H$  - é a altura da camada comprimida igual a 9,80 m, conforme a figura 3.13;

$e$  - é o índice de vazios inicial igual a 1,32 extraído do 1º estágio do ensaio de adensamento;

$Cr$  - é o índice de recompressibilidade da argila igual a 0,02;

$Cc$  - é o índice de compressibilidade da argila igual a 0,25;

$\sigma'_{i1} = \sigma'_i$  - é a tensão efetiva inicial calculada no centro da camada, condição inicial, terreno natural;

$\sigma'_{f2} = \sigma'_f$  - é a tensão efetiva final calculada no centro da camada, condição atual, após as camadas de aterro;

$\sigma'_{vm}$  - é a tensão efetiva máxima já experimentada pelo solo, calculada no centro da camada, condição inicial, terreno natural;

Na figura 3.13, o nível d'água encontra-se 0,50 m abaixo da superfície. Com base nas informações descritas, a tensão efetiva inicial deste material no centro da camada é calculada como:

$$\sigma'_{i} = 0,5 \times 14,70 + 4,40 \times (14,70 - 10,00) = 28,03 \text{ kPa}$$

Onde:

$\sigma'_{i} = \sigma'_{vm}$ , pela razão OCR = 1, é a máxima tensão já experimentada pelo solo no centro da camada comprimida;

A tensão efetiva final ( $\sigma'_{f}$ ), no centro da camada comprimida, é calculada como a soma da tensão efetiva inicial ( $\sigma'_{i}$ ), acrescida do carregamento imposto pelo aterro. O carregamento é calculado da seguinte forma:

$$\sigma_{, \text{aterro}} = h \times \gamma_{a};$$

Onde:

$h$  - é a altura da camada de aterro, em metros;

$\gamma_{a} = 1,84 \text{ g/cm}^3 \sim 18,0 \text{ kN/m}^3$ , é o peso específico natural do aterro;

Este carregamento muda na medida em que a camada aumenta ou diminui sua cota. A tabela 4.1 apresenta as magnitudes dos recalques, para situação atual, compreendido entre as estacas 5 e 19, (trecho em análise conforme figura 3.13).

Tabela 4. 1 - Magnitude dos recalques para situação atual.

Est.	Aterro		$\sigma'_{vm}$	$\sigma'_f$	Adensamento (cm)	
	Esp.	kPa	kPa	kPa	$\rho$ (Total)	$\rho$ (77%)
5	0,57	10,26	28,03	38,29	14,31	11,02
6	0,87	15,66	28,03	43,69	20,36	15,67
7	0,92	16,56	28,03	44,59	21,29	16,39
8	1,02	18,36	28,03	46,39	23,11	17,79
9	1,10	19,80	28,03	47,83	24,51	18,87
10	1,16	20,88	28,03	48,91	25,53	19,66
11	1,17	21,06	28,03	49,09	25,70	19,79
12	1,20	21,60	28,03	49,63	26,20	20,18
13	1,20	21,60	28,03	49,63	26,20	20,18
14	1,32	23,76	28,03	51,79	28,16	21,68
15	1,33	23,94	28,03	51,97	28,32	21,80
16	1,39	25,02	28,03	53,05	29,26	22,53
17	1,40	25,20	28,03	53,23	29,41	22,65
18	1,40	25,20	28,03	53,23	29,41	22,65
19	1,30	23,40	28,03	51,43	27,84	21,43

Fonte: AUTOR, 2016.

#### 4.1.2 Recalque resultante da conclusão do aterro

A tabela 3.2 mostra, na medição 10/11/14, as cotas da camada de aterro referente a cada estaca. Porém, desejava-se que ambas estivessem na cota de projeto 9,00 m e que todo recalque por adensamento primário já houvesse ocorrido.

A curva da figura 2.7 mostra para  $U = 100\%$  a tendência de  $T = \infty$ , conseqüentemente levando  $t = \infty$ . Considerar 100% ou valores superiores a 90% de recalque, torna-se inviável, já que o ganho de adensamento é pouco dentro desta faixa, remetendo a um longo período de espera. Por este motivo, a escolha de  $U = 90\%$  para um fator  $T = 0,848$  é assumida como satisfatória.

Supondo que esta hipótese seja satisfeita, elevando as cotas da medição 10/11/14 para a cota final de projeto, para que ocorram 90% do recalque, seria necessário um repouso da camada de aterro atualmente depositada de 5 anos.

$$t = \frac{T.Hd^2}{C_v} \sim 5 \text{ anos};$$

Onde:

$C_v$  - é extraído do 4º estágio no ensaio de adensamento,  $1,30 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

$T = 0,848$  - para 90% de recalque por adensamento primário, conforme figura 2.7;

$H_d$  - Espessura da camada de drenagem 490 cm, (drenagem dupla);

Outras considerações a se fazer, referem-se aos valores das tensões inicial e de pré-adensamento no centro da camada comprimida. Considerando que 77% do carregamento do aterro já executado foi transferido ao solo, tem-se:

$$\sigma'_{i} = 28,03 + h \times \gamma_a \times 0,77;$$

$\sigma'_{vm} = \sigma'_{i}$ ; tensão de pré-adensamento, máxima tensão já experimentada pelo solo, igual a tensão inicial;

O acréscimo de tensão é calculado da seguinte forma:

$$\Delta\sigma = h \times \gamma_a \times 0,23 + h_2 \times \gamma_a + h_3 \times \gamma_{ab};$$

Onde:

$h \times \gamma_a \times 0,23$ , parcela anterior, que ainda não transferiu o carregamento do aterro para o solo;

$h_2 \times \gamma_a$ , parcela complementar a cota de 9,00 m;

$h_3 \times \gamma_{ab}$ , carregamento causado pelo asfalto;

Para fins didáticos será assumido um peso específico médio das camadas de asfalto, considerando as camadas de revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, de  $\gamma_{ab} = 23 \text{ kN/m}^3$  contendo uma altura total de  $h_3 = 1\text{m}$ .

A tensão final é dada pela soma das seguintes tensões:

$$\sigma'_{f} = \sigma'_{i} + \Delta\sigma;$$

A magnitude do recalque total, que este acréscimo de aterro somado à camada de pavimentação asfáltica causa é apresentado na tabela 4.2. O cálculo é feito seguindo o mesmo modelo do tópico 4.1.1, utilizando a equação 3.

Tabela 4. 2 - Magnitude dos recalques para situação final de projeto.

Est.	Aterro para 9,00 m		kPa	$\sigma'_i$ kPa	$\Delta\sigma$ kPa	$\sigma'_f$ kPa	$\rho$ (Total) (cm)
	Cota atual	Complemento					
5	6,91	2,09	37,62	35,93	62,98	98,91	46,44
6	7,23	1,77	31,86	40,09	58,46	98,55	41,25
7	7,31	1,69	30,42	40,78	57,23	98,01	40,21
8	7,43	1,57	28,26	42,17	55,48	97,65	38,51
9	7,53	1,47	26,46	43,28	54,01	97,29	37,15
10	7,62	1,38	24,84	44,11	52,64	96,75	36,03
11	7,65	1,35	24,30	44,25	52,14	96,39	35,71
12	7,70	1,30	23,40	44,66	51,37	96,03	35,11
13	7,73	1,27	22,86	44,66	50,83	95,49	34,85
14	7,87	1,13	20,34	46,33	48,80	95,13	33,00
15	7,91	1,09	19,62	46,46	48,13	94,59	32,60
16	7,99	1,01	18,18	47,30	46,93	94,23	31,61
17	8,02	0,98	17,64	47,43	46,44	93,87	31,30
18	8,05	0,95	17,10	47,43	45,90	93,33	31,04
19	7,97	1,03	18,54	46,05	46,92	92,97	32,22

Fonte: AUTOR, 2016.

A tabela 4.2 apresenta as magnitudes de recalques que a camada de argila orgânica ainda irá desenvolver para que 90% das poropressões sejam dissipadas.

#### 4.1.3 Percentual total já recalcado

A espessura da camada de aterro atual, conforme mostra a tabela 4.1, e a espessura complementar para situação final de projeto, tabela 4.2, apontam os recalques por adensamento primário para cada situação.

Nesse sentido, a segunda é independente da primeira. Ou seja, o recalque ocasionado nesta etapa é referente apenas ao carregamento do aterro complementar.

A magnitude de recalque por adensamento primário total que o solo irá sofrer ao longo dos anos, devido à construção da pista de teste, é dado pela soma das duas situações. A primeira que já ocorreu até o momento e a segunda que ocorreria caso o terreno fosse elevado à cota de projeto. A tabela 4.3 mostra a relação entre os recalques de ambas as situações bem como o percentual de recalque ocorrido até o momento em função da situação final de projeto.

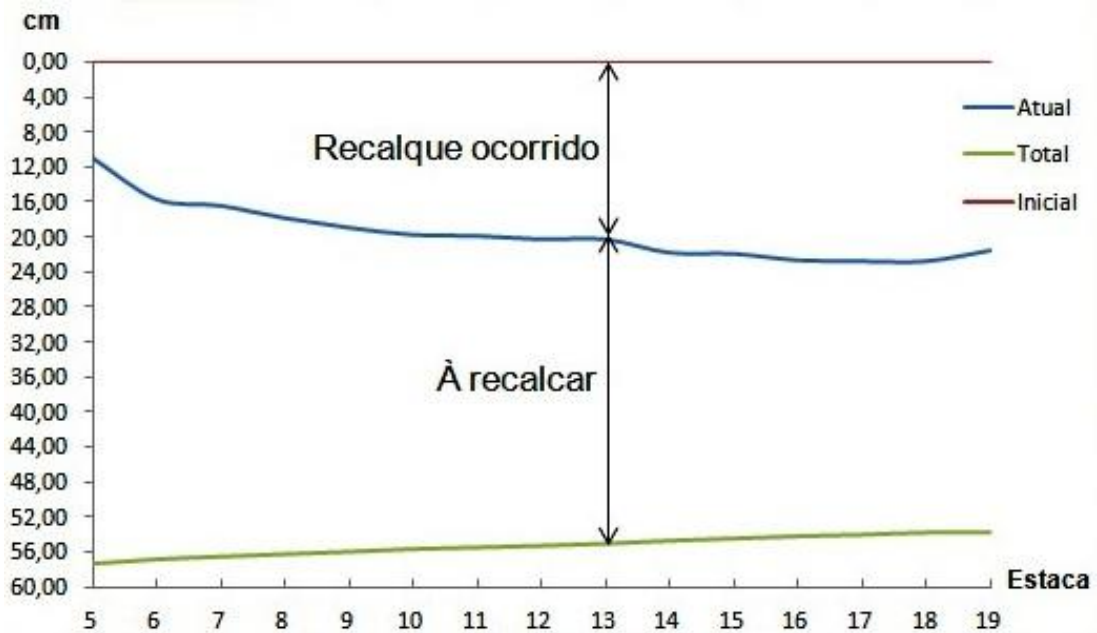
Tabela 4. 3 - Percentual de recalque ocorrido até o momento.

Est.	Magnitude dos Recalques $\rho$ (cm)			
	Atual	À recalcar	Total	%
5	11,02	46,44	57,46	19
6	15,67	41,25	56,93	28
7	16,39	40,21	56,61	29
8	17,79	38,51	56,31	32
9	18,87	37,15	56,02	34
10	19,66	36,03	55,69	35
11	19,79	35,71	55,50	36
12	20,18	35,11	55,29	36
13	20,18	34,85	55,03	37
14	21,68	33,00	54,68	40
15	21,80	32,60	54,41	40
16	22,53	31,61	54,14	42
17	22,65	31,30	53,95	42
18	22,65	31,04	53,69	42
19	21,43	32,22	53,66	40
Médias	19,49	35,80	55,29	35

Fonte: AUTOR, 2016.

A figura 4.1 apresenta o gráfico gerado pelas curvas dos recalques. A linha “Inicial” (cor vermelha) corresponde ao recalque gerado pela camada de aterro no tempo  $t = 0$ . A curva “Atual” (cor azul) representa o recalque gerado pela camada de aterro já executada com tempo de repouso  $t = 3 \text{ anos}$ , este é o intervalo de tempo que representa o início das obras de aterro até o presente momento, conforme descrito no tópico 4.1.1. A curva “Total” (cor verde) corresponde ao recalque total que o solo atingirá após a cota do terreno atingir a cota de projeto 9,0 m e um tempo de repouso  $t = 5 \text{ anos}$ .

Figura 4. 1 - Magnitude dos recalques para ambas as situações.



Fonte: AUTOR, 2016.

## 4.2 MÉTODOS EMPREGADOS PARA ACELERAÇÃO DE RECALQUE

Como se trata de recalque lento, deixando a obra ociosa, o principal objetivo das técnicas que serão abordadas é acelerar o recalque por adensamento primário elevando os níveis de tensões atuantes no solo, em um curto período de tempo, para dar continuidade à construção.

### 4.2.1 Sobrecarga temporária para diferentes períodos

As análises anteriores mostraram um recalque em média de apenas 35% do recalque total previsto, conforme mostra a tabela 4.3, até os dias atuais com a camada de aterro existente e repouso de 3 anos. Já a segunda situação, discutida no tópico 4.1.2, para atingir 90% do recalque por adensamento primário, demandaria um repouso de 5 anos para o aterro na cota de 9,0 m.

A maioria das obras de infraestrutura não dispõe de períodos tão longos de repouso, dessa forma será proposta a análise para atingir os níveis de recalques totais em 6 meses, 1 ano e 1,5 ano. Considerando estes prazos, deve-se calcular o

fator tempo, com a equação 6, e buscar na figura 2.7 o valor  $U\%$  de poropressão dissipada. O resultado é mostrado na tabela 4.4.

Tabela 4. 4 - Poropressão dissipada em diferentes períodos.

Período	6 meses	1 ano	1,5 anos
T	0,084	0,168	0,253
U(%)	33	46	57

Fonte: AUTOR, 2016.

Onde:

$C_v$  - é extraído do 4º estágio no ensaio de adensamento,  $1,30 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

$t$  - é dado em segundos;

$H_d$  - espessura da camada de drenagem, drenagem dupla, 490 cm;

A análise parte do pressuposto que o solo se encontra em estado virgem, natural, e ainda não recebeu qualquer camada de aterro. Uma observação importante a se fazer é que a espessura da camada de aterro necessária para atingir a cota de projeto nestas condições é uma, mas ao atingir a cota de projeto, e ao sofrer o fenômeno do recalque, o solo adensará e conseqüentemente mudará sua cota na superfície, não estando mais na cota de projeto.

A tabela 4.3 apresenta a magnitude total de recalque que este solo sofrerá, e esta, deve ser acrescentada na camada de aterro para que o mesmo se mantenha na cota de projeto.

Com o aumento da espessura da camada de aterro, a magnitude de recalque por adensamento primário aumentará. Conseqüentemente, esta parcela também deve ser considerada e acrescida na camada de aterro, tornando iterativo o processo de cálculo. Nesse sentido, a tabela 4.5 mostra as espessuras necessárias de aterro que devem ser acrescentadas sobre a camada virgem do terreno, para que no final do processo de adensamento deste solo, o mesmo se encontre na cota desejada de projeto.



Tabela 4. 5 - Espessuras da camada de aterro necessárias.

Est.	Cota do terreno (m)	Aterro inicial (m)	$\rho$ total (m)	1º interação (m)	$\rho$ total (m)	2º interação (m)	$\rho$ total (m)
5	6,34	2,66	0,57	3,23	0,62	3,28	0,63
6	6,36	2,64	0,57	3,21	0,62	3,26	0,63
7	6,39	2,61	0,57	3,18	0,62	3,23	0,62
8	6,41	2,59	0,56	3,15	0,62	3,21	0,62
9	6,43	2,57	0,56	3,13	0,62	3,18	0,62
10	6,46	2,54	0,56	3,10	0,61	3,16	0,62
11	6,48	2,52	0,55	3,07	0,61	3,13	0,62
12	6,51	2,50	0,55	3,05	0,61	3,10	0,61
13	6,53	2,47	0,55	3,02	0,61	3,08	0,61
14	6,55	2,45	0,55	2,99	0,61	3,05	0,61
15	6,58	2,42	0,54	2,97	0,60	3,03	0,61
16	6,60	2,40	0,54	2,94	0,60	3,00	0,61
17	6,62	2,38	0,54	2,92	0,60	2,98	0,60
18	6,65	2,35	0,54	2,89	0,60	2,95	0,60
19	6,67	2,33	0,54	2,87	0,60	2,93	0,60

Fonte: AUTOR, 2016.

As magnitudes de recalques que se deseja atingir são as totais, conforme mostra a tabela 4.5, para a 2º interação dos valores de camada de aterro e correspondentes recalques atingidos. Aplicando a equação 22 extrai-se a magnitude do recalque alvo para cada seção de estudo (estaca). A tabela 4.6 apresenta os valores de recalque alvo, por período, de cada estaca.

$$U_s = \frac{\Delta hf}{\Delta hfs};$$

Onde:

$\Delta hf$  - é a magnitude de recalque que se deseja atingir, conforme tabela 4.5;

$U_s$  - é a poropressão dissipada referente a cada período, conforme tabela 4.4;

$\Delta hfs$  - é o recalque alvo;

Tabela 4. 6 - Recalque alvo.

Est.	$\Delta h_f$ total (m)	$\Delta h_{fs}$ 6 meses (m)	$\Delta h_{fs}$ 1 ano (m)	$\Delta h_{fs}$ 1,5 anos (m)
5	0,63	1,90	1,36	1,10
6	0,63	1,90	1,36	1,10
7	0,62	1,89	1,36	1,09
8	0,62	1,88	1,35	1,09
9	0,62	1,88	1,35	1,09
10	0,62	1,87	1,34	1,08
11	0,62	1,87	1,34	1,08
12	0,61	1,86	1,33	1,08
13	0,61	1,85	1,33	1,07
14	0,61	1,85	1,33	1,07
15	0,61	1,84	1,32	1,07
16	0,61	1,84	1,32	1,06
17	0,60	1,83	1,31	1,06
18	0,60	1,82	1,31	1,06
19	0,60	1,82	1,30	1,05

Fonte: AUTOR, 2016.

Através destes valores de recalques alvo é calculado com a equação 21 a altura da camada de aterro correspondente ao carregamento de tal intensidade que, ao atingir os períodos de repouso estimados, o solo venha a sofrer o recalque total previsto ocasionado pela construção da pista de teste.

$$\Delta h_{fs} = \frac{h_{arg}}{1 + e_i} \cdot C_c \cdot \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_{vfs}}{\sigma'_i} \right) > \Delta h_{fs} = \frac{h_{arg}}{1 + e_i} \cdot C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_i + \Delta \sigma_{vfs}}{\sigma'_i} \right) > \dots$$

$$\dots > \frac{\Delta h_{fs} \cdot (1 + e_i)}{h_{arg} \cdot C_c} = \log \left( \frac{\sigma'_i + \Delta \sigma_{vfs}}{\sigma'_i} \right) > 10^{\left( \frac{\Delta h_{fs} \cdot (1 + e_i)}{h_{arg} \cdot C_c} \right)} = \frac{\sigma'_i + \Delta \sigma_{vfs}}{\sigma'_i}$$

Isolando a variável tem-se:

$$\Delta \sigma_{vfs} = \sigma'_i \cdot 10^{\left( \frac{\Delta h_{fs} \cdot (1 + e_i)}{h_{arg} \cdot C_c} \right)} - \sigma'_i;$$

Onde:

$h_{arg}$  - é a altura da camada comprimida igual a 9,80 m, conforme a figura 3.13;

$e_i$  - é o índice de vazio inicial igual a 1,32 extraído do 1º estágio do ensaio de adensamento;

$C_c$  - é o índice de compressibilidade da argila igual a 0,25;

$\sigma'i$  - é a tensão efetiva inicial calculada no centro da camada igual a 28,03 kPa conforme tópico 4.1.1;

$\Delta hfs$  - é o recalque alvo, conforme tabela 4.6;

$\Delta\sigma vfs$  - é a tensão que a camada de sobrecarga proporciona ao solo;

Com os valores das tensões geradas pela camada de sobrecarga ( $\Delta\sigma vfs$ ), para cada período de tempo e estaca, conhecendo do peso específico do aterro  $\gamma a = 18,00 \text{ kN/m}^3$ , a altura da camada é calculada fazendo:

$$ha = \frac{\Delta\sigma vfs}{\gamma a};$$

As tensões causadas pela sobrecarga de aterro e as respectivas alturas estão disponíveis na tabela 4.7.

Tabela 4. 7 - Altura da camada de sobrecarga.

Est.	$\Delta\sigma vfs$ 6meses (kPa)	ha 6meses (m)	$\Delta\sigma vfs$ 1ano (kPa)	ha 1ano (m)	$\Delta\sigma vfs$ 1,5ano (kPa)	ha 1,5anos (m)
5	1744,54	96,92	521,04	28,95	281,21	15,62
6	1722,03	95,67	516,03	28,67	278,93	15,50
7	1699,83	94,44	511,07	28,39	276,67	15,37
8	1677,83	93,21	506,14	28,12	274,42	15,25
9	1656,03	92,00	501,23	27,85	272,17	15,12
10	1634,36	90,80	496,34	27,57	269,93	15,00
11	1612,98	89,61	491,49	27,31	267,71	14,87
12	1591,76	88,43	486,66	27,04	265,49	14,75
13	1570,68	87,26	481,85	26,77	263,27	14,63
14	1549,73	86,10	477,05	26,50	261,05	14,50
15	1528,99	84,94	472,28	26,24	258,85	14,38
16	1508,44	83,80	467,53	25,97	256,65	14,26
17	1488,12	82,67	462,82	25,71	254,46	14,14
18	1467,92	81,55	458,12	25,45	252,28	14,02
19	1448,03	80,45	453,47	25,19	250,11	13,90

Fonte: AUTOR, 2016.

A tabela 4.7 mostra as espessuras da camada de sobrecarga que devem ser depositadas no terreno respeitando o período de repouso estipulado para cada caso. Ao final desses períodos, a camada de sobrecarga temporária depositada será removida deixando o terreno na cota de projeto.

Na tabela 4.5, pode-se observar na 2<sup>o</sup> interação, as espessuras necessárias para deixar o terreno na cota de projeto 9,00m. Estas espessuras devem ser subtraídas da sobrecarga temporária porque, passam a fazer parte do aterro no terreno.

A tabela 4.8 mostra as espessuras da camada de aterro da sobrecarga que devem ser removidas após o solo sofrer adensamento.

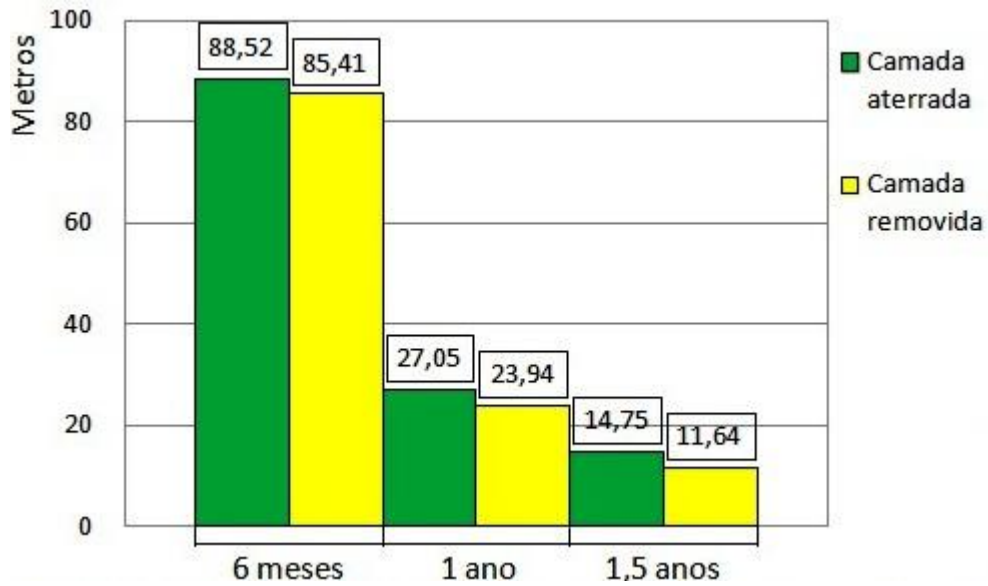
Tabela 4. 8 - Espessura da camada de sobrecarga a remover.

Est.	Cota do terreno virgem (m)	Aterro (m)	$\rho$ total (m)	hr 6meses (m)	hr 1ano (m)	hr 1,5anos (m)
5	6,34	2,66	0,63	93,63	25,66	12,34
6	6,36	2,64	0,63	92,41	25,41	12,23
7	6,39	2,61	0,62	91,20	25,16	12,13
8	6,41	2,59	0,62	90,00	24,91	12,03
9	6,43	2,57	0,62	88,82	24,66	11,94
10	6,46	2,54	0,62	87,64	24,41	11,84
11	6,48	2,52	0,62	86,48	24,17	11,74
12	6,51	2,50	0,61	85,32	23,93	11,64
13	6,53	2,47	0,61	84,18	23,69	11,54
14	6,55	2,45	0,61	83,04	23,44	11,45
15	6,58	2,42	0,61	81,91	23,21	11,35
16	6,60	2,40	0,61	80,80	22,97	11,25
17	6,62	2,38	0,60	79,69	22,73	11,16
18	6,65	2,35	0,60	78,60	22,50	11,06
19	6,67	2,33	0,60	77,52	22,26	10,97

Fonte: AUTOR, 2016.

A figura 4.2 contempla um diagrama contendo as espessuras de aterro necessário para seu respectivo tempo de repouso.

Figura 4. 2 - Espessuras de aterro para diferentes períodos de repouso.



Fonte: AUTOR, 2016.

As espessuras de aterro mostradas na figura 4.2 representam as médias aritméticas, da seção de estudo (estacas) 5 a 19. Todos os períodos de repouso, eixo horizontal, convergem a um recalque por adensamento primário de  $\rho \sim 0,62 m$  com  $U = 90\%$ , desde que sejam respeitadas as suas respectivas espessuras de aterro.

#### 4.2.2 Drenos verticais

Primeiramente será estudada a técnica dos drenos verticais de areia. Após, com as mesmas condições assumidas para os drenos verticais de areia, será analisado o emprego de drenos pré-fabricados também conhecidos como geodrenos.

A camada de argila estudada tem em média 9,80m de espessura. Segundo Carrillo (1942 *apud* Almeida e Marques, 2010), tal espessura é classificada como pequena, e por isso, recomenda-se considerar, além da drenagem radial, a drenagem vertical resultando num grau de consolidação global  $U$  dado pela equação 12.

Segundo Almeida e Marques (2010), havendo drenagem vertical, deve-se dimensionar um tapete drenante na superfície do solo a fim de não retardar o

processo de adensamento, facilitando o escape da água coletada pelos drenos. O dimensionamento do tapete não será abordado neste trabalho, mas o método construtivo consiste na substituição de parte do aterro por um material de granulometria maior, geralmente areia.

Serão propostos diferentes espaçamentos para a malha de distribuição dos drenos avaliando o tempo necessário para  $U = 90\%$ . Este é o grau de consolidação global adotado como satisfatório para este estudo.

Conforme visto no tópico 4.1.2, o tempo necessário para que ocorra  $U = 90\%$ , quando a técnica de drenos verticais não é empregada, e o adensamento se faz apenas por drenagem vertical, é:

$$t = \frac{T.Hd^2}{C_v} \sim 5 \text{ anos};$$

Este é o tempo que o solo levará para dissipar 90% do excesso de poropressão, considerando que o solo receba apenas aterro, com nenhuma camada de sobrecarga temporária.

Será assumido como coeficiente horizontal (radial), o mesmo valor do coeficiente vertical, onde  $C_v = c_h$ .

O modelo de malha escolhida é a triangular, onde ( $rc = 0,525l$ ), com ( $de = 2.rc$ ). Os espaçamentos escolhidos para análise dos diferentes períodos de tempos são:  $l = 1,5 \text{ m}; 2,0 \text{ m}; 2,5 \text{ m}$ . Segundo Almeida e Marques (2010), as recomendações atuais no Brasil indicam espaçamentos mínimos de 1,5 m.

Deseja-se calcular o tempo necessário, para que com cada espaçamento adotado tenha-se  $U = 90\%$ , assumindo  $U_h = 80\%$ , e pela equação 12,  $U_z = 50\%$ .

#### 4.2.2.1 Drenos verticais de areia

Após as considerações feitas no tópico 4.2.2, e com as equações 10 e 11, foi definida a função da densidade dos drenos. A tabela 4.9 apresenta os valores referentes a esta função:

Tabela 4. 9 - Função da densidade dos drenos.

Esp. L (m)	de (m)	dw (m)	n	f(n)	$f(n) \sim \ln(n) - 0,75$
1,50	1,58	0,40	3,94	0,62	$n = \frac{de}{dw} = \frac{re}{rw}$
2,00	2,10	0,40	5,25	0,91	
2,50	2,63	0,40	6,56	1,13	

Fonte: AUTOR, 2016.

Com a função da densidade dos drenos definida, usando a equação 8 e isolando a variável ( $Th$ ), é calculado o fator tempo para drenagem horizontal. A tabela 4.10 apresenta os valores referentes a esta função:

Tabela 4. 10 - Fatores de tempo para drenagem horizontal, radial.

Esp. L (m)	Uh	Th	$Uh = 1 - e^{-\left(\frac{8Th}{F(n)}\right)}$
1,50	80%	0,12	$Th = \frac{-\ln(1 - Uh) \times f(n)}{8}$
2,00	80%	0,18	
2,50	80%	0,23	

Fonte: AUTOR, 2016.

Finalmente, para calcular o tempo de drenagem necessário para que  $U = 90\%$ , sendo  $Uh = 80\%$  e  $Uz = 50\%$ , substituem-se os fatores tempo encontrados na equação 9. A tabela 4.11 apresenta os tempos referentes a cada espaçamento adotado.

Tabela 4. 11 - Tempos necessários para drenagem horizontal, radial.

Esp. L (m)	t (mês)	$Th = \frac{Ch \cdot t}{de^2}$
1,50	0,92	$t = \frac{de^2 \cdot Th}{Ch}$
2,00	2,39	
2,50	4,65	

Fonte: AUTOR, 2016.

#### 4.2.2.2 Geodrenos

O dimensionamento dos geodrenos segue os moldes do dimensionamento dos drenos verticais de areia. Entretanto, antes, alguns parâmetros que envolvem a análise das propriedades dos drenos pré-fabricados devem ser determinados:

- Diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- Eficiência dos drenos verticais pré-fabricados;

O diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados é calculado em função da geometria do dreno, através da equação 13. Segundo Almeida e Marques (2010), os geodrenos possuem formato retangular de dimensões “a” e “b” com 10 cm de largura e 0,5 cm de espessura. O diâmetro equivalente para este geodreno, conforme sugere à figura 2.9B, é:

$$dw = \frac{2(a + b)}{\pi} = 6,68 \text{ cm}$$

Os fatores que influenciam na eficiência dos drenos verticais pré-fabricados são o amolgamento na instalação dos drenos “*efeito smear*”, a resistência hidráulica dos drenos e a existência de tapete drenante.

A instalação dos drenos pré-fabricados é feita com mandril. A área correspondente do mandril é na ordem de 70 cm<sup>2</sup>, com dimensões próximas a 6 cm x 12 cm, (ALMEIDA E MARQUES, 2010).

O diâmetro da área amolgada é dado por,  $ds = 2dm$ . Segundo Hansbo (1987 *apud* Almeida e Marques, 2010),  $dm$  é o diâmetro equivalente do mandril de cravação, que é calculado através da equação 16:

$$dm = \sqrt{\frac{4 \cdot w \cdot l}{\pi}} = 9,57 \text{ cm}; \text{ com, } ds = 19,15 \text{ cm}$$

Onde  $w$  e  $l$  são as dimensões de um mandril retangular.



O efeito que o amolgamento ocasiona na cravação dos drenos (equação 15), deve ser somado ao valor  $F_n$ , da (equação 10). O valor correspondente ao efeito do amolgamento é:

$$F(s) = \left( \frac{kh}{k'h} - 1 \right) \cdot \ln(s) = 0,53$$

Onde:

$$s = \frac{ds}{dw} = 2,83;$$

$ds$  - diâmetro da área amolgada igual 19,15 cm;

$\frac{kh}{k'h} = 1,5$  – Segundo sugestão proposta por Almeida e Marques (2010), quando não há ensaios para determinar estes coeficientes;

Sobre a resistência hidráulica, de acordo com Hansbo (2004 *apud* Almeida e Marques, 2010), a maioria dos geodrenos disponíveis no mercado possui capacidade de descarga suficiente ( $q_w > 150 \text{ m}^3/\text{ano}$ ), desprezando-se assim esta análise neste trabalho. O tapete drenante segue o procedimento discutido no tópico 4.2.2.

Após estas considerações feitas, seguindo o mesmo critério, e análogo ao efeito para os drenos verticais de areia, com as (equações 10 e 11), são definidos os tempos referentes a cada espaçamento adotado. A tabela 4.12 apresenta o tempo necessário para drenagem horizontal, bem como todos os valores relacionados aos geodrenos já calculados.

Tabela 4. 12 - Tempos necessários para drenagem horizontal, radial.

Esp. L (m)	de (m)	dw (m)	n	f(n)	f(s)	Uh	Th	T (mês)
1,50	1,58	0,0668	23,56	2,41	0,53	80%	0,59	4,35
2,00	2,10	0,0668	31,42	2,70	0,53	80%	0,65	8,49
2,50	2,63	0,0668	39,27	2,92	0,53	80%	0,69	14,18

Fonte: AUTOR, 2016.

### 4.2.3 Sobrecarga temporária com drenos verticais

Para o dimensionamento desta técnica de aceleração, serão analisados os três espaçamentos  $l = 1,5\text{ m}; 2,0\text{ m}; 2,5\text{ m}$  para diferentes períodos de repouso da sobrecarga temporária a fim de estabelecer qual é o espaçamento mais eficiente para aplicação da técnica. Após a definição do espaçamento escolhido, deve-se definir quais alturas de sobrecargas são necessárias para cada seção (estaca). Nesta análise foram avaliados os seguintes períodos de repouso: 2, 3, 6 e 12 meses.

A análise é feita prevendo o recalque total para a situação inicial de projeto, quando o terreno se encontra em estado virgem, natural.

A distribuição dos drenos verticais segue o padrão de malha triangular. Na tabela 4.12 são mostrados os tempos necessários para que ocorra a consolidação global igual a  $U = 90\%$ .

Com uso da equação 9 é calculado o fator tempo para drenagem radial, e com a equação 8 são calculados os percentuais de recalques ocorridos para os diferentes espaçamentos e diferentes períodos de repouso, os resultados são apresentados na tabela 4.13.

Tabela 4. 13 - Percentual de recalques ocorridos,  $U_h$ .

Esp. L (m)	Dist. de drenagem (m)	Recalque	2 meses	3 meses	6 meses	12 meses
1,50	1,575	Th	0,272	0,408	0,815	1,630
		Uh(%)	59,4	74,2	93,3	99,6
2,00	2,100	Th	0,153	0,229	0,458	0,917
		Uh(%)	36,4	49,3	74,3	93,4
2,50	2,625	Th	0,098	0,147	0,293	0,587
		Uh(%)	23,5	33,1	55,2	80,0

Fonte: AUTOR, 2016.

Onde:

$C_h = C_v$  - é extraído do 4º estágio no ensaio de adensamento com valor de  $1,30 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;

$t$  - é dado em segundos;

$d_e$  - distância de drenagem;

O espaçamento escolhido para aplicação da técnica é  $l = 1,5 m$ . Nota-se, da tabela 4.13, que a partir dos 6 meses de repouso da sobrecarga o objetivo de atingir  $U = 90\%$  já é satisfeito, e com 12 meses de repouso o recalque é quase pleno. Outro espaçamento que atende as exigências é  $l = 2,0 m$  com 12 meses de repouso da sobrecarga, porém, conclui-se que o ganho de recalque é mínimo quando comparado ao espaçamento  $l = 1,5 m$  com repouso 6 meses, levando 6 meses a mais de espera para um ganho de apenas 0,1% dos recalques.

As magnitudes de recalques que se deseja atingir estão apresentadas na tabela 4.5, na 2ª interação dos valores de camada de aterro e correspondentes recalques gerados. Aplicando a equação 22 extrai-se a magnitude do recalque alvo para cada estaca. A tabela 4.14 apresentam os valores alvos de recalques, levando em consideração os períodos de repouso e porcentagem recalçada, de cada seção de estudo.

$$U_s = \frac{\Delta hf}{\Delta hfs};$$

Onde:

$\Delta hf$  - é a magnitude de recalque que se deseja atingir, conforme tabela 4.5;

$U_s$  - é a poropressão dissipada referente a cada período, conforme tabela 4.13;

$\Delta hfs$  - é o recalque alvo;

Tabela 4. 14 - Recalque alvo.

Est.	$\Delta h_f$ (m) total	$\Delta h_{fs}$ (m) 2 meses	$\Delta h_{fs}$ (m) 3 meses	$\Delta h_{fs}$ (m) 6 meses	$\Delta h_{fs}$ (m) 12 meses
5	0,63	1,06	0,85	0,67	0,63
6	0,63	1,05	0,84	0,67	0,63
7	0,62	1,05	0,84	0,67	0,63
8	0,62	1,05	0,84	0,67	0,62
9	0,62	1,04	0,84	0,66	0,62
10	0,62	1,04	0,83	0,66	0,62
11	0,62	1,04	0,83	0,66	0,62
12	0,61	1,03	0,83	0,66	0,62
13	0,61	1,03	0,83	0,66	0,61
14	0,61	1,03	0,82	0,65	0,61
15	0,61	1,02	0,82	0,65	0,61
16	0,61	1,02	0,82	0,65	0,61
17	0,60	1,02	0,81	0,65	0,61
18	0,60	1,01	0,81	0,65	0,60
19	0,60	1,01	0,81	0,64	0,60

Fonte: AUTOR, 2016.

Com a equação utilizada no tópico 4.2.1, calculam-se as alturas das sobrecargas necessárias, para cada seção, que ao final dos períodos de repouso, levem os recalques aos valores necessários para projeto.

$$\Delta\sigma_{vfs} = \sigma' i \cdot 10^{\left(\frac{\Delta h_{fs}(1+e_i)}{h_{arg} C_c}\right)} - \sigma' i;$$

Onde:

$h_{arg}$  - é a altura da camada comprimida igual a 9,80m, conforme a figura 3.13;

$e_i$  - é o índice de vazio inicial igual a 1,32 extraído do 1º estágio do ensaio de adensamento;

$C_c$  - é o índice de compressibilidade da argila igual a 0,25;

$\sigma' i$  - é a tensão efetiva inicial calculada no centro da camada igual a 28,03 kPa conforme tópico 4.1.1;

$\Delta h_{fs}$  - é o recalque alvo, conforme tabela 4.14;

$\Delta\sigma_{vfs}$  - é a tensão que a camada de sobrecarga proporciona ao solo;

As tensões causadas pela sobrecarga de aterro e as respectivas alturas estão disponíveis na tabela 4.15.

Tabela 4. 15 - Altura da camada de sobrecarga.

Est.	ha (m) 2 meses	ha (m) 3 meses	ha (m) 6 meses	ha (m) 12 meses
5	14,02	8,30	5,19	4,60
6	13,91	8,25	5,16	4,57
7	13,80	8,19	5,13	4,55
8	13,69	8,14	5,10	4,52
9	13,58	8,08	5,07	4,50
10	13,48	8,02	5,04	4,47
11	13,37	7,97	5,01	4,44
12	13,26	7,91	4,98	4,42
13	13,15	7,86	4,95	4,39
14	13,05	7,80	4,92	4,37
15	12,94	7,75	4,89	4,34
16	12,83	7,69	4,86	4,31
17	12,73	7,64	4,83	4,29
18	12,62	7,58	4,80	4,26
19	12,52	7,53	4,77	4,24

Fonte: AUTOR, 2016.

A tabela 4.15 mostra as espessuras da camada de sobrecarga que devem ser depositadas no terreno respeitando o período de repouso estipulado para cada caso. Ao final desses períodos, a camada de sobrecarga temporária depositada será removida deixando o terreno na cota de projeto. As espessuras da camada de aterro da sobrecarga que devem ser removidas após o solo sofrer adensamento são apresentadas na tabela 4.16.

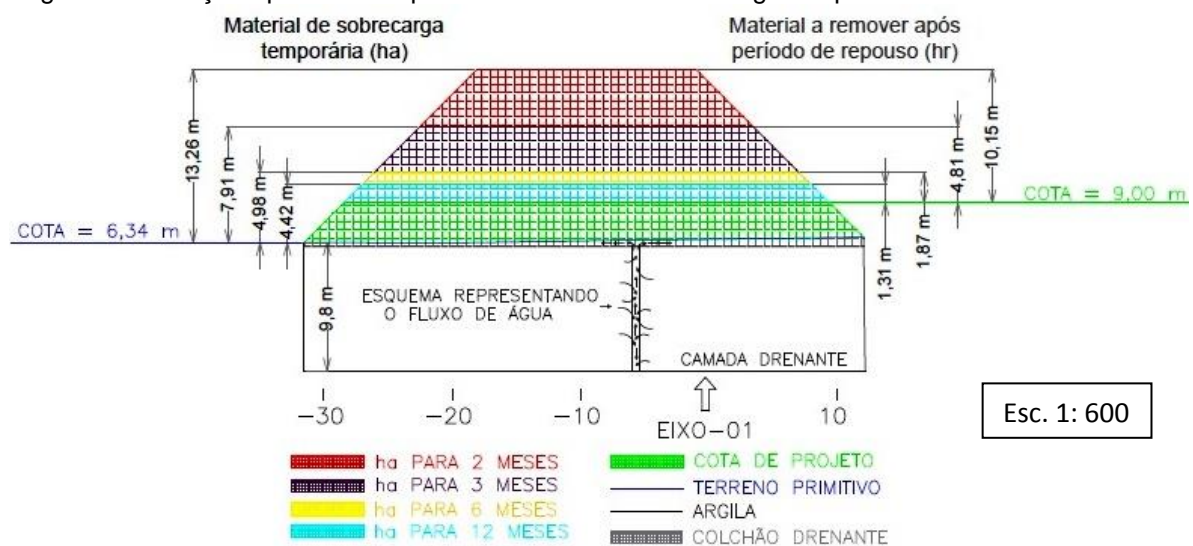
Tabela 4. 16 - Espessura da camada de sobrecarga a remover.

Est.	hr (m) 2 meses	hr (m) 3 meses	hr (m) 6 meses	hr (m) 12 meses
5	10,73	5,01	1,90	1,31
6	10,65	4,98	1,90	1,31
7	10,56	4,95	1,89	1,31
8	10,48	4,92	1,89	1,31
9	10,40	4,89	1,88	1,31
10	10,32	4,86	1,88	1,31
11	10,23	4,83	1,88	1,31
12	10,15	4,81	1,87	1,31
13	10,07	4,78	1,87	1,31
14	9,99	4,75	1,86	1,31
15	9,91	4,72	1,86	1,31
16	9,83	4,69	1,85	1,31
17	9,74	4,66	1,85	1,31
18	9,66	4,63	1,84	1,31
19	9,59	4,60	1,84	1,31

Fonte: AUTOR, 2016.

A figura 4.3 contempla uma seção típica mostrando as espessuras de aterro para os diferentes intervalos de repouso, e um esquema representando o dreno conduzindo o fluxo da água.

Figura 4. 3 - Seção típica contemplando a técnica de sobrecarga temporária com drenos verticais.



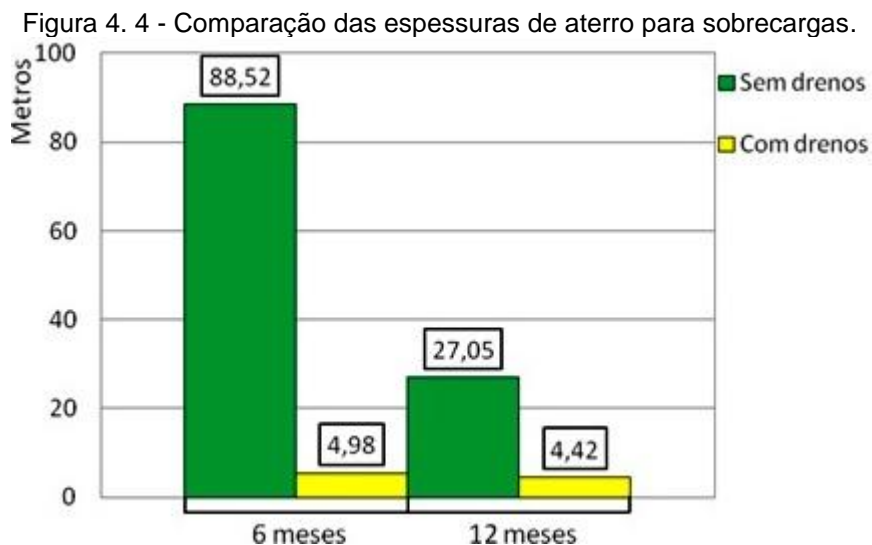
Fonte: AUTOR, 2016.

As alturas de sobrecargas temporária (ha) e (hr) representadas na figura 4.3 dizem respeito às médias aritméticas da seção de estudo (estacas) realizadas nas tabelas 4.15 e 4.16.

As cotas situadas ao lado esquerdo na figura 4.3 referem-se ao depósito das camadas de aterro para sobrecargas (ha) conforme tabela 4.15, serão depositadas a partir do terreno primitivo. As alturas situadas ao lado direito dizem respeito às camadas de sobrecarga que serão removidas (hr) após atingir 90% do recalque por adensamento primário conforme tabela 4.16, serão removidas até a cota de projeto 9,00 m. A diferença entre as camadas de depósito (ha) e remoção (hr) remete a camada de aterro permanente necessária para elevar o terreno à cota de projeto.

A figura 4.3 também mostra o fluxo de água conduzido pelo dreno para um colchão drenante na parte superior e para a camada subjacente a argila.

Se a intenção da técnica for reduzir a altura de sobrecarga temporária, o gráfico da figura 4.4 mostra uma diferença considerável nas alturas de sobrecarga temporária quando comparada às técnicas com e sem o emprego dos drenos.



Fonte: AUTOR, 2016.

A figura 4.4 aborda apenas dois períodos de repouso por serem apenas estes que coincidem em ambas as técnicas. Dentre os períodos, observa-se que o maior ganho em relação à altura de sobrecarga temporária acontece com um repouso de 6 meses, reduzindo de 88,52 m para 4,98 m.

Mas se intenção for a maior aceleração do recalque, a figura 4.3 mostra que a técnica de sobrecarga com drenos pode ser executada com repouso de apenas 2 meses e altura de sobrecarga em trono de 13,26 m. Ao comparar com a técnica sem

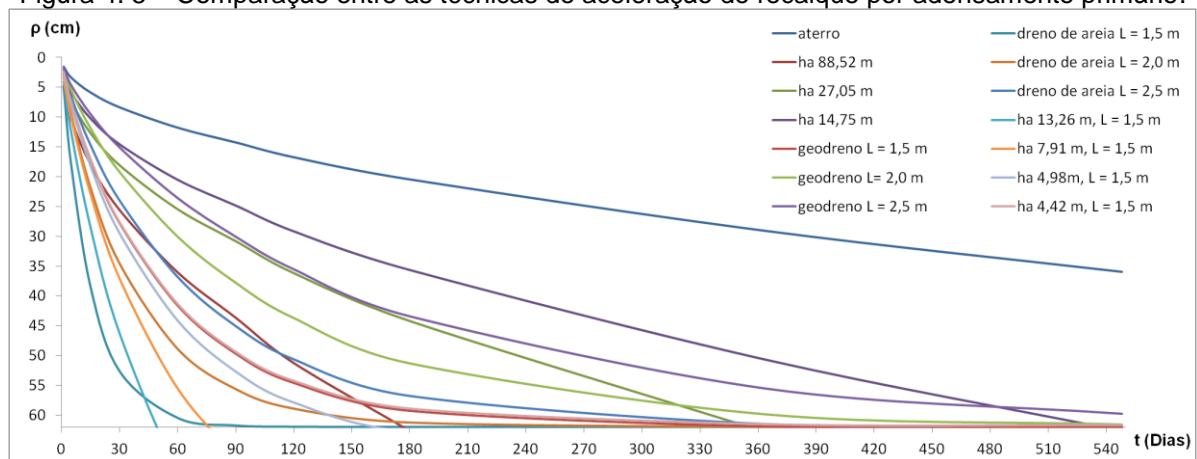
o emprego dos drenos esta altura de sobrecarga temporária exigiria um repouso de pelo menos 1,5 anos conforme mostra a tabela 4.7.

### 4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As técnicas abordadas neste trabalho, para acelerar o recalque por adensamento primário, mostraram resultados muitos distintos, mas algumas alternativas potencialmente eficientes. A figura 4.5 mostra um gráfico comparando todas as técnicas a fim de analisar suas eficiências.

As análises são realizadas considerando as alturas médias de sobrecarga temporária e os níveis médios de recalques tangíveis.

Figura 4. 5 – Comparação entre as técnicas de aceleração do recalque por adensamento primário.



Fonte: AUTOR, 2016.

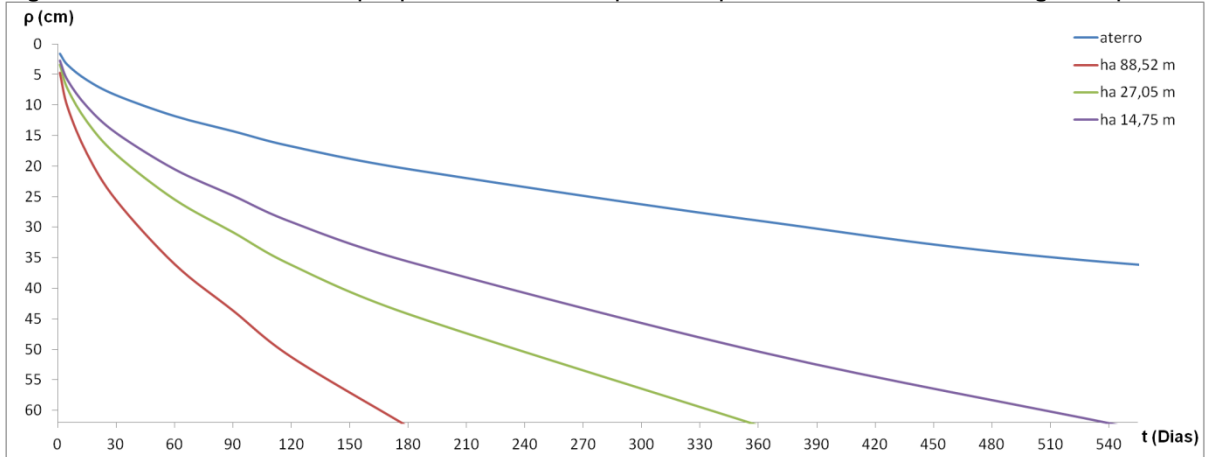
A figura 4.5 mostra no seu eixo vertical o nível de recalque e no eixo horizontal o tempo para ocorrência do mesmo. Observa-se na figura que a curva “aterro” não atinge a magnitude de recalque desejada no período de 540 dias. Isto porque sem o emprego das técnicas de aceleração de recalque o tempo de repouso necessário para que tal fato ocorra é de 5 anos. Quando considerado o emprego das técnicas



de aceleração de recalque o objetivo é alcançado antes ou próximo ao dia 550 ou 1,5 anos.

Por estarem muito aglomeradas as curvas das técnicas de aceleração, as figuras 4.6, 4.7 e 4.8 apresentam os gráficos para cada técnica separadamente.

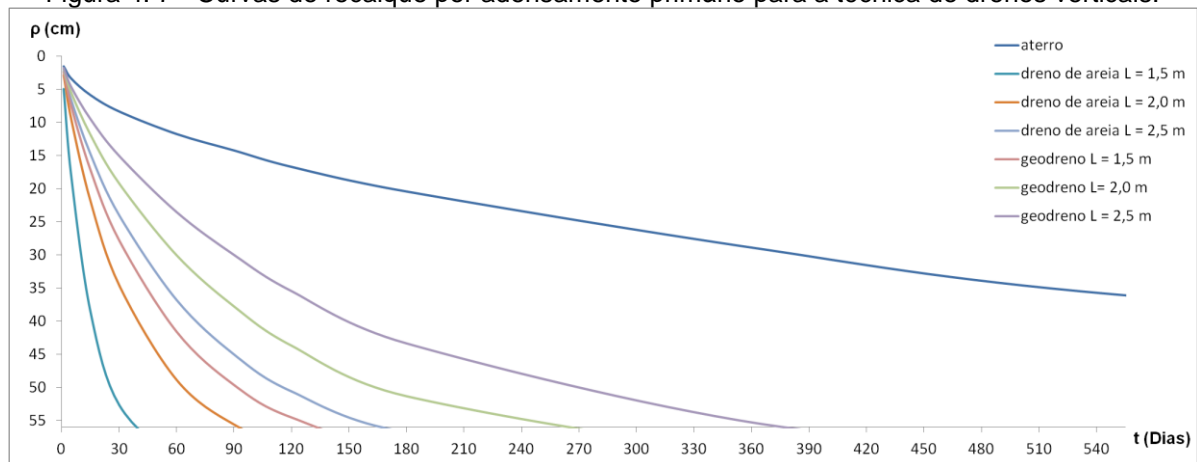
Figura 4. 6 – Curvas de recalque por adensamento primário para a técnica de sobrecarga temporária.



Fonte: AUTOR, 2016.

A figura 4.6 apresenta as curvas de recalque para a técnica de sobrecarga temporária para diferentes períodos de repouso. Como pode ser observado, o objetivo é alcançado com os três períodos de repouso. Porém com alturas de sobrecargas diferentes, com ha de 88,05 m próximo a 180 dias ou 6 meses, com ha de 27,05 m próximo a 360 dias ou 12 meses e com ha de 14,75 m próximo a 540 dias ou 18 meses. Observa-se que aumentando a sobrecarga diminui-se o período de repouso. Outra opção é diminuir a sobrecarga temporária e aumentar o tempo de espera.

Figura 4. 7 - Curvas de recalque por adensamento primário para a técnica de drenos verticais.



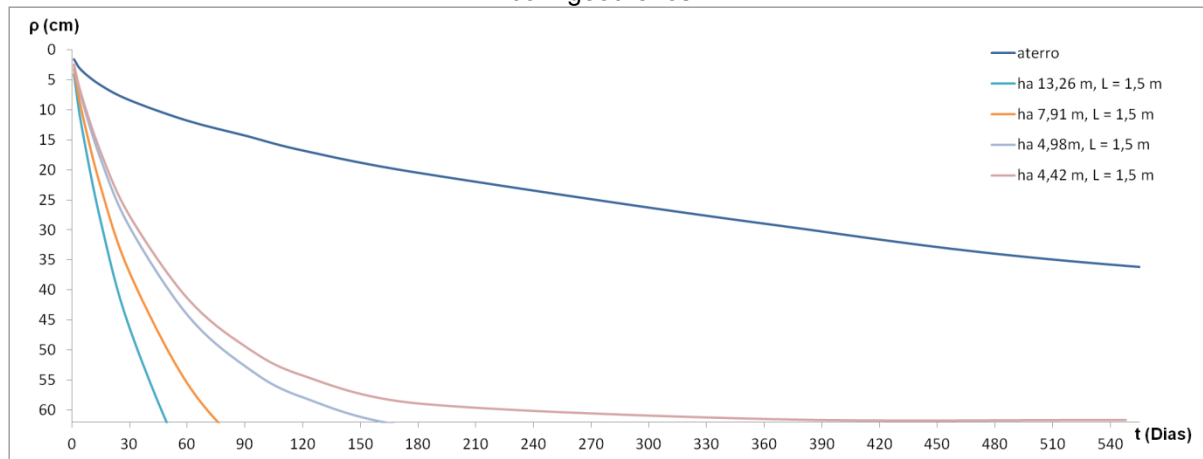
Fonte: AUTOR, 2016.

A figura 4.7 mostra as curvas de recalque para a técnica de drenos verticais para diferentes espaçamentos. Os drenos verticais de areia apresentaram melhor desempenho que os geodrenos, isso é explicado pelo fato dos drenos de areia terem um diâmetro equivalente,  $d_w$ , maior que o geodreno.

Nesta técnica não há sobrecarga temporária, o carregamento é feito apenas pelo aterro permanente e por isso o nível de recalque que se deseja atingir é 56 cm.

É observado na figura 4.7 que o aumento do espaçamento entre os drenos remete a um período de repouso maior. Quando comparadas as técnicas de drenos, o dreno vertical de areia mostra um desempenho melhor para os três espaçamentos  $l = 1,5 m$ ;  $2,0 m$ ;  $2,5 m$ . Contudo, a técnica dos geodrenos com o espaçamento  $l = 1,5 m$  mostrou um melhor desempenho quando comparado ao dreno de areia com espaçamento  $l = 2,5 m$ .

Figura 4. 8 - Curvas de recalque por adensamento primário para a técnica de sobrecarga temporária com geodrenos.



A figura 4.8 apresenta as curvas de recalque para a técnica de sobrecarga temporária com geodrenos de diferentes espaçamentos. Para o estudo desta técnica, devido a pouca disponibilidade de jazidas de areias e problemas causados pela sua constante extração, optou-se a utilização dos geodrenos que tem boa eficiência na instalação e elevada resistência mecânica garantindo sua integridade durante a instalação conforme visto no tópico 2.3.1.1.

Esta técnica pode ser entendida como uma fusão da técnica de sobrecarga temporária e da técnica de drenos verticais. A análise feita nesta técnica se equivale as duas técnicas que a compõem. Quanto menor o espaçamento e maior a sobrecarga temporária menor é o tempo de espera, e quanto maior o espaçamento e menor a sobrecarga maior é o tempo de espera.

Comparando as figuras 4.6, 4.7 e 4.8, nota-se uma redução no tempo em que a curva converge para o recalque desejado e em uma redução da sobrecarga temporária quando da fusão de ambas as técnicas.

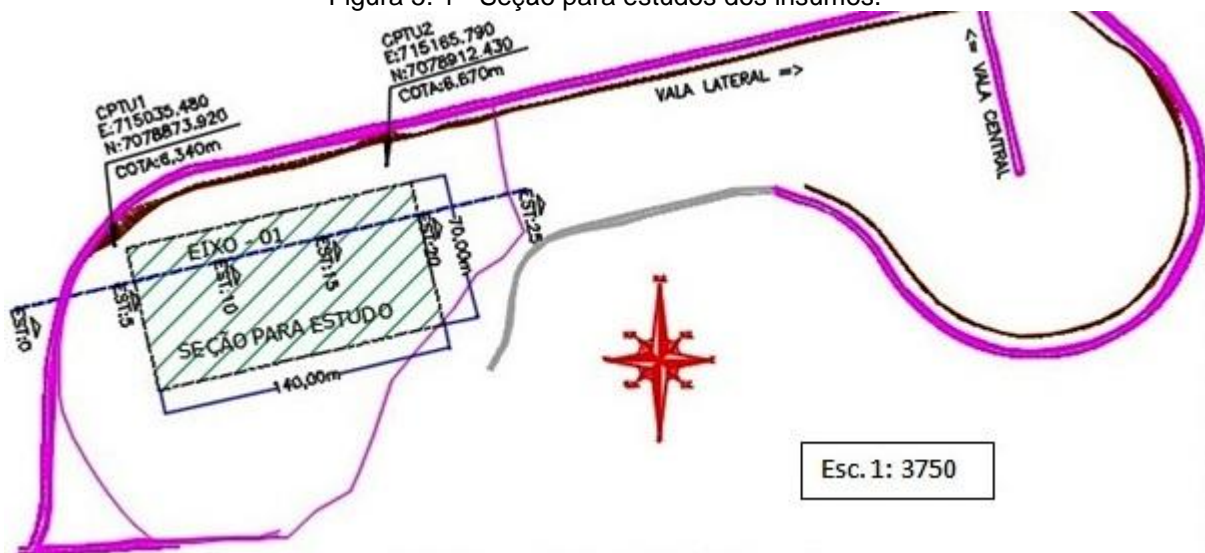
Por exemplo, na figura 4.6 para um repouso de 6 meses, seria necessária uma sobrecarga de aterro com altura de 88,52 m. Na figura 4.7 o espaçamento de geodreno que atende este período de repouso é  $l = 1,5 m$ . Ao analisar a figura 4.8 para este período de repouso, verifica-se que seria necessária uma sobrecarga de aterro com altura próxima a 4,98 m. Se aplicar uma sobrecarga maior, por exemplo, 13,26 m, o repouso é reduzido para aproximadamente 50 dias.

## 5 QUANTIFICAÇÃO DOS MÉTODOS EMPREGADOS

Através dos resultados obtidos nas técnicas de aceleração dos recalques por adensamento primário, faz-se necessário a quantificação de materiais para a possível exequibilidade das técnicas.

Optou-se em quantificar os insumos por [m<sup>2</sup>], desta forma a quantificação não se restringe apenas para a implantação da pista de teste podendo ser estendida para toda área do terreno. À vista disso, a figura 5.1 apresenta a área escolhida para fazer o levantamento dos insumos.

Figura 5. 1 - Seção para estudos dos insumos.



Fonte: Modificado de AZIMUTE, 2014.

A seção mostrada na figura 5.1 dista 70 m x 140 m resultando uma área de 9.800,00 m<sup>2</sup>, que ao final dos cálculos será o divisor para obter uma constante. Cada técnica de aceleração de recalque por adensamento primário terá sua constante. Com esta constante será possível calcular o volume de solo para as técnicas que envolvem sobrecarga temporária, o volume de areia ou o comprimento de geodrenos para as técnicas de drenos verticais.

Vale salientar que a análise para a técnica de sobrecarga temporária está sendo feita para possível execução, deste modo são desconhecidas às propriedades

deste aterro. Então no cálculo desta constante não esta sendo considerado o empolamento que este aterro sofrerá em sua escavação, tampouco o grau de compactação que este possa vir a sofrer na execução da técnica.

Com relação à técnica de sobrecarga temporária, tratando-se de várias camadas de sobrecarga (diferentes para cada estaca), será levada em consideração a espessura média de aterro dentre a seção de estudo (estacas). Consequentemente este valor médio acaba sendo a constante para aplicação desta técnica.

Os valores médios das alturas de aterro, a depositar (ha) e a remover (hr), podem ser vistos na figura 4.2, e são apresentados na tabela 5.1 com seus respectivos períodos de repouso para a aplicação da técnica de sobrecarga temporária sem o emprego de drenos verticais.

Tabela 5. 1 - Constantes das camadas de aterro para técnica de sobrecarga temporária.

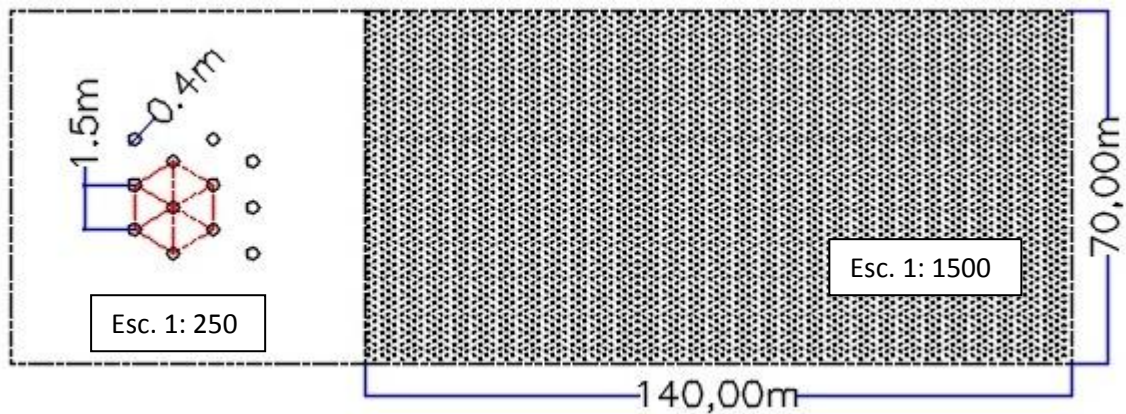
Repouso	Média (ha) (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Média (hr) (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
6 meses	88,52	85,41
1 ano	27,05	23,94
1,5 anos	14,75	11,64

Autor, 2016.

As constantes apresentadas na tabela 5.1 representam a média aritmética dentre a seção de estudo compondo a estaca 5 até a estaca 19. Para obtenção da média, considerou-se para cada estaca uma área de 1 m<sup>2</sup>, obtendo as constantes na unidade [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>]. O volume de material necessário para execução desta técnica, e para remoção do aterro referente à sobrecarga temporária, será a multiplicação da constante pela área do terreno em que se deseja a execução da técnica.

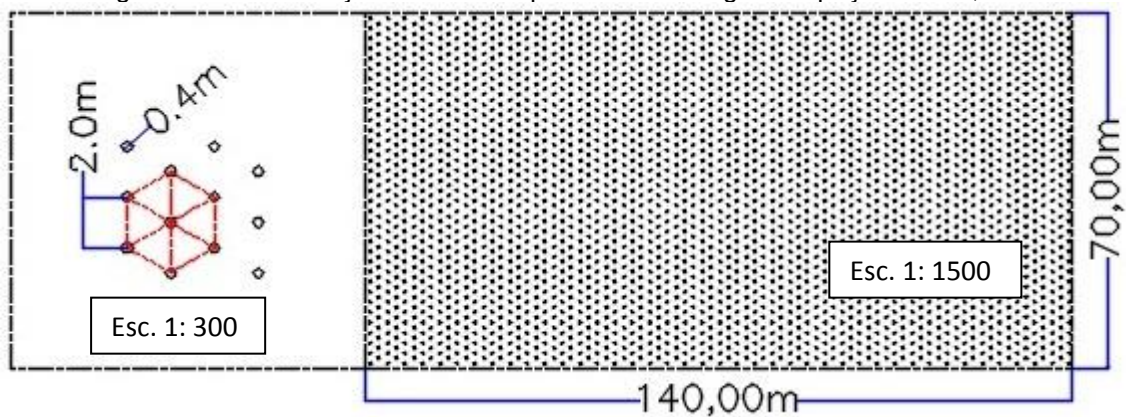
Para aplicação da técnica de drenos verticais (areia e geodrenos), conforme o capítulo 4 será feita a distribuição dos drenos em malha triangular com o espaçamento de  $L = 1,5\text{ m}$ ;  $2,0\text{ m}$ ;  $2,5\text{ m}$  para os drenos verticais de areia, figura 5.2, 5.3 e 5.4, e  $L = 1,5\text{ m}$  para os geodrenos figura 5.2.

Figura 5. 2 - Distribuição dos drenos para malha triangular espaçada em 1,5 m.



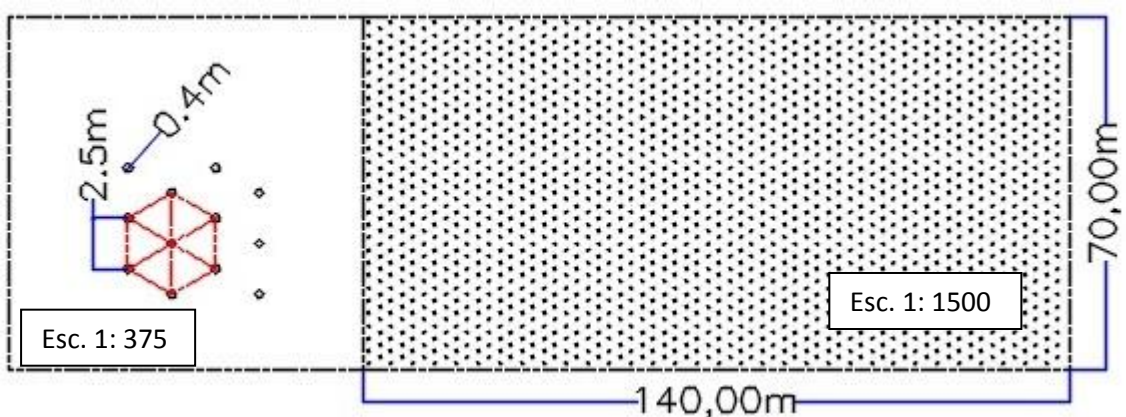
Fonte: AUTOR, 2016.

Figura 5. 3 - Distribuição dos drenos para malha triangular espaçada em 2,0 m.



Fonte: AUTOR, 2016.

Figura 5. 4 - Distribuição dos drenos para malha triangular espaçada em 2,5 m.



Fonte: AUTOR, 2016.

No que diz respeito à quantificação dos drenos o que difere as duas técnicas é o diâmetro equivalente, que é 40 cm para os drenos verticais de areia e 6,68 cm para os geodrenos.

Para os drenos de areia será quantificado o volume de areia necessário para o preenchimento dos furos, já os geodrenos são quantificados por metro de dreno, levando em consideração para ambas às técnicas a espessura da camada comprimida a ser drenada (9,8 m) para os drenos de areia e (9,8 + 0,3m) para os geodrenos.

As constantes para estas técnicas serão calculadas dividindo o número total de drenos aplicados à seção 70 m x 140 m, conforme visto nas figuras 5.2, 5.3 e 5.4, dividido pela área que representa esta seção, que é 9.800,00 m<sup>2</sup>. O número de drenos utilizados para o preenchimento da seção e as constantes para aplicação destas técnicas são mostradas na tabela 5.2.

Tabela 5. 2 - Constantes para os drenos verticais.

Esp. L (m)	Nº de drenos	drenos/m <sup>2</sup>	Volume de areia (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Geodreno (m/m <sup>2</sup> )
1,5	4922	0,502	0,619	5,072
2,0	2795	0,285	0,351	2,879
2,5	1760	0,180	0,221	1,818

Autor, 2016.

De acordo com o espaçamento e técnica desejada, o volume total de areia ou o comprimento total de geodreno será a multiplicação da constante correspondente ao seu espaçamento dividido pela área do terreno em que se deseja a execução da técnica.

Quando a utilização da técnica de sobrecarga com geodrenos, conforme o tópico 4.2.2.2, será feita a distribuição dos drenos em malha triangular com o espaçamento de  $L = 1,5 m$ . A distribuição dos geodrenos, para este espaçamento, é feita de acordo com a figura 5.2 e a constante para esta técnica é 5,072 m/m<sup>2</sup>, conforme mostra a tabela 5.2.

A camada de sobrecarga temporária também sofre alterações nos seus valores médios quando comparados à técnica sem o emprego dos drenos verticais. Os valores médios das alturas de aterro, a depositar (ha) e a remover (hr), são apresentados na tabela 5.3 com seus respectivos períodos de repouso para a aplicação da técnica de sobrecarga temporária com geodrenos.

Tabela 5. 3 - Constantes para técnica de sobrecarga temporária com geodreno.

Repouso	Média (ha) (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Média (hr) (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
2 meses	13,26	10,15
3 meses	7,91	4,81
6 meses	4,98	1,87
12 meses	4,42	1,31

Autor, 2016.

Os períodos de repouso para esta técnica de aceleração de recalque são diferentes em relação à técnica dos drenos verticais de areia, muito em função da sobrecarga temporária aplicada em conciliação aos geodrenos por facilitar a condução do fluxo de água.

O comprimento de geodreno e o volume de material que serão necessários para execução desta técnica será a multiplicação de suas constantes, conforme a tabela 5.2 e 5.3 respectivamente, pela área do terreno em que se deseja a execução da técnica.



## 6 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Estudos preliminares apontaram que o terreno do futuro campus universitário da UFSC em Joinville, contém um solo argiloso com alto teor de umidade e baixa resistência. Sondagens de simples reconhecimento SPT foram realizadas e apontaram índice de resistência à penetração muito baixo.

Visto isso, tornou-se interessante desenvolver estudos voltados à aceleração de recalques por adensamento primário. Este fenômeno geralmente leva o solo a elevadas deformações. Técnicas consagradas foram analisadas para prever os níveis de deformações que o solo poderia vir a sofrer e, verificou-se que métodos para aceleração desses recalques eram necessários.

Foram estudadas três técnicas de aceleração dos recalques por adensamento primário sobrecarga temporária, drenos verticais (areia e geodrenos), e sobrecarga temporária com geodrenos.

Sobre a técnica de sobrecarga temporária verificou-se que para os períodos de repouso de 6 meses, e 1 ano, é inviável aplicar esta técnica, pois demanda uma camada de aterro muito alta. Já para um repouso de 1,5 anos a técnica se mostrou interessante, desde que este tempo de repouso não comprometa o cronograma da obra.

A técnica dos drenos verticais mostrou uma queda substancial nos períodos de repouso necessário para ocorrência de 90% de recalque por adensamento primário. A malha adotada foi a triangular e os períodos de repouso variaram em função dos espaçamentos escolhidos para sua distribuição. Contendo um diâmetro equivalente em torno de 6 vezes maior, os drenos verticais de areia conduzem ao recalque desejado em um menor intervalo de tempo quando comparado aos geodrenos. Em contrapartida, os geodrenos indicam maior facilidade na sua exequibilidade.

A proposta para a técnica de sobrecarga temporária com geodrenos era avaliar o melhor espaçamento entre os drenos distribuídos numa malha triangular. O espaçamento com  $l = 1,5 m$ , apresentou um melhor desempenho em relação aos outros espaçamentos analisados. Buscou-se conhecer a espessura da camada de sobrecarga temporária necessária para uma consolidação global de 90% para diferentes períodos de repouso.

A técnica de sobrecarga temporária com geodrenos, quando comparada com a técnica de sobrecarga temporária sem drenos, apresenta um desempenho muito superior. Para atingir 90% de recalque, a camada de sobrecarga necessária é de 15 m, em média, e um período de repouso de 1,5 anos. Para a técnica de sobrecarga temporária com geodrenos, a sobrecarga necessária além de ser menor, em torno de 13 m, o tempo para que ocorra 90% de recalque é reduzido para apenas 2 meses.

Sendo o objetivo principal deste trabalho a avaliação do desempenho das soluções para aceleração de recalque por adensamento primário, a técnica que conduz ao objetivo em um período de repouso menor é a técnica de drenos verticais de areia com o espaçamento  $l = 1,5 m$ . Porém, visto a dificuldade de execução desta técnica devido a pouca disponibilidade de jazidas de areias e problemas causados pela sua constante extração, a técnica de sobrecarga temporária com geodrenos espaçados em  $l = 1,5 m$ , torna-se uma ótima opção por ter o objetivo atingido com 2 meses de repouso.

Todas as técnicas atendem o objetivo principal deste trabalho, o que pesa na escolha de qual adotar é o tempo hábil de sua execução. Tratando-se do novo campus da UFSC, sabendo que as obras no mesmo encontram-se paradas e sem previsão de início, a técnica de sobrecarga temporária, sem uso de drenos verticais, com 1,5 anos de repouso, torna-se a mais viável. Contudo, havendo a necessidade da retomada das obras de imediato, e dispondo de recursos financeiros, com base na quantificação feita no capítulo 5 as demais técnicas devem ser reconsideradas.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 12007 (ABNT/MB 3336). “**Solo: Ensaio de Adensamento Unidimensional**”. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6484. “**Solo: Sondagem de Simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**”. Rio de Janeiro, 2001.
- ALMEIDA, M. de S. S.; MARQUES, M. E. S. (2010) “**Aterros sobre solos moles, projeto e desempenho**”. Oficina de textos – São Paulo.
- ANTUNES, C. S. G. L. M. (2012) “**Comportamento dos aterros que compõem a obra do Arco Metropolitano do Rio de Janeiro**”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2012.
- AZIMUTE (2014). “**Planta Baixa: Caracterização da área de estudo**”. Documento Virtual – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. 2014.
- BALDEZ. et al. (2015) “**Influencia de 15 anos de sobrecarga em um aterro**”. Rev. Engevista, Vol. 17, No 3. 2015.
- BATISTA, I. B. S. (2007) “**Aterros sobre solos moles com soluções de melhoramento caso de obra: Investigação e Desempenho**”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2007.
- BEDESCHI, M. V. R. (2004) “**Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**”. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.
- CAPUTO, H. P. (2014). “**Mecânica dos solos e suas aplicações**”. 6.Ed., ver. E ampl. – [Reimppr]. - Rio de Janeiro.
- DAS, B. M. (2012) “**Fundações de engenharia geotécnica**”. Tradução da 7.Ed. norte-americana.
- EAS (2010) “**Estudo Ambiental Simplificado: Geologia, Geomorfologia e Geotecnia: Diagnóstico Ambiental da Área de Influência**”. Boletim técnico – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. (20XX).
- MARANGON M. (2009) “**Compressibilidade e adensamento dos solos**”. Notas de aula - Faculdade de engenharia – Núcleo de Geotecnia - UFJF. Disponível em: <[http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2\\_unid03.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid03.pdf)>. Acessado em: 07 jun. 2015.

MARANGON M. (2009) **“Geotecnia de Fundações”**. Notas de aula - Faculdade de engenharia – Núcleo de Geotecnia - UFJF. Disponível em: <[http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot\\_Unid02.1GeotFund-aterroSolosMoles.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid02.1GeotFund-aterroSolosMoles.pdf)>. Acessado em: 07 Out. 2016.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. (2008) **“Patologia das fundações”**. Oficina de textos – São Paulo.

NOGUEIRA, E. G. (2010) **“Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no Trecho Sul do Rodoanel – SP”**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade de São Paulo, São Paulo. 2010.

OLIVEIRA, H. M de. (2006) **“Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura”**. Tese (Doutor em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006.

PERBONI, Jane Paula. (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)”**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2003.

PINTO, C. de S. (2006). **“Curso básico de mecânica dos solos”**. 3ªEd., Oficina de textos. São Paulo.

RELATÓRIO PERIÓDICO – RP – 01. **“Caderno do Relatório da Obra”**. Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. 2011.

ROSA, L. de M. P.; DANZIGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L. (2012) **“Contribuição das alvenarias na interação solo-estrutura através do estudo de um caso envolvendo danos estruturais”**. Rev. Esc. Minas vol.65 nº2 Ouro Preto. 2012.

TEIXEIRA, C. F. (2012) **“Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da barra da tijuca – RJ”**. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2012.

UBERTI, A. A. A. **“BOLETIM TÉCNICO DO LEVANTAMENTO DA COBERTURA PEDOLÓGICA DO MUNICÍPIO DE JOINVILLE”**. Disponível em: <[http://sistemaspmj.joinville.sc.gov.br/documentos\\_vivacidade/Mapa%20de%20Fragilidade%20Ambiental%20de%20Joinville/Boletins/Boletim%20T%C3%A9cnico%20do%20Munic%C3%ADpio%20de%20JOINVILLE%20-%20RF.pdf](http://sistemaspmj.joinville.sc.gov.br/documentos_vivacidade/Mapa%20de%20Fragilidade%20Ambiental%20de%20Joinville/Boletins/Boletim%20T%C3%A9cnico%20do%20Munic%C3%ADpio%20de%20JOINVILLE%20-%20RF.pdf)>. Acessado em: 05 Ago. 2016.

**ANEXO A – ENSAIO DE SONDAGEM A PERCURSSÃO SP-04 RETIRADO DO CADERNO DE RELATÓRIO PERIÓDICO – RP – 01**

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)														
<b>CLIENTE:</b> <u>PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE</u>					<b>SONDAGEM:</b> <u>SP-04</u>									
<b>OBRA:</b> <u>UFSC - CAMPUS JOINVILLE</u>					<b>FOLHA:</b> <u>01/02</u>									
<b>LOCAL:</b> <u>RODOVIA BR 101 (CURVA DO ARROZ)</u>					<b>COTA DO FURO:</b> <u>+6.200 M</u>									
<b>MUNICÍPIO:</b> <u>JOINVILLE - SC</u>														
COTA REL. RN	REVESTIMENTO	AVANÇO	AMOSTRA	AVRITO LATERAL	GRÁFICO					PROFUN.	REVESTIMENTO D = 76,2 mm AMODOTADO Dint=34,9 mm Dext=50,8 mm PELO 45kg-ALTURA DE QURDA 75cm			
					Número da Golpes		Penetração					CLASSIFICAÇÃO DO SOLO		
					0 a 30	30 a 45	10	20	30	40				
							50	100	150	200 (2kg)				
1,2		TH	1		0/90							Argila orgânica cinza escura muito mole		
		CA	2		0/70							Argila orgânica cinza clara muito mole		
			3		0/90							Turfa		
			4		0/100									
			5		0/70							Argila cinza clara muito mole		
			6		0/80									
			7		0/100									
			8		0/80							Obst: A amostra nº10 não foi recuperada Areia fina variegada (amarela) pouco compacta		
			9		0/45	7	8							
			10									Silte arenoso variegado (vermelho) pouco compacto a medianamente compacto		
			11			6	8							
			12			6	10							
			13			3	8							
			14			4	6							
			15			5	8							
												-16,00		
<b>INÍCIO DA SONDAGEM:</b> <u>23/02/2010</u>					<b>Na:</b> <u>0,00</u>					Joinville, 01 de Março de 2010.				
<b>TERMINO DA SONDAGEM:</b> <u>24/02/2010</u>										<b>RESPONSÁVEL TÉCNICO</b>				
<b>RELATÓRIO:</b> <u>REL-14209-02-A</u>														

<b>SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)</b>									
<b>CLIENTE:</b> <u>PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE</u>					<b>SONDAGEM:</b> <u>SP-06</u>				
<b>OBRA:</b> <u>UFSC - CAMPUS JOINVILLE</u>					<b>FOLHA:</b> <u>02/07</u>				
<b>LOCAL:</b> <u>RODOVA BR 101 (CURVA DO ARROZ)</u>					<b>COTA DO FURO:</b> <u>+6.200 M</u>				
<b>MUNICÍPIO:</b> <u>JOINVILLE - SC</u>									

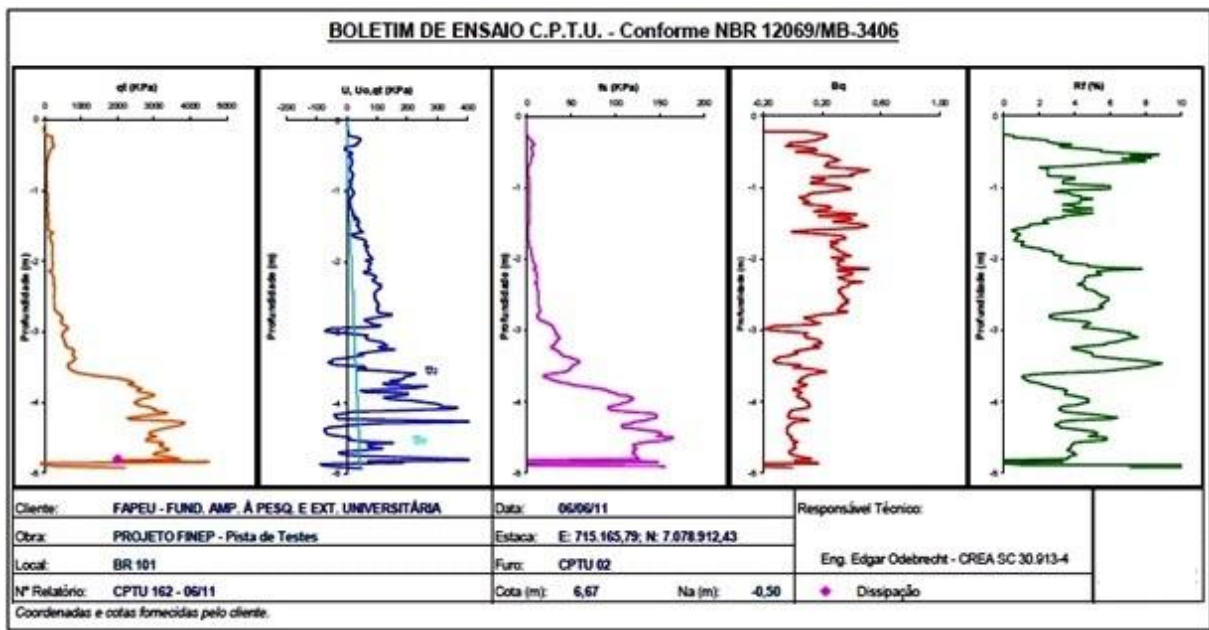
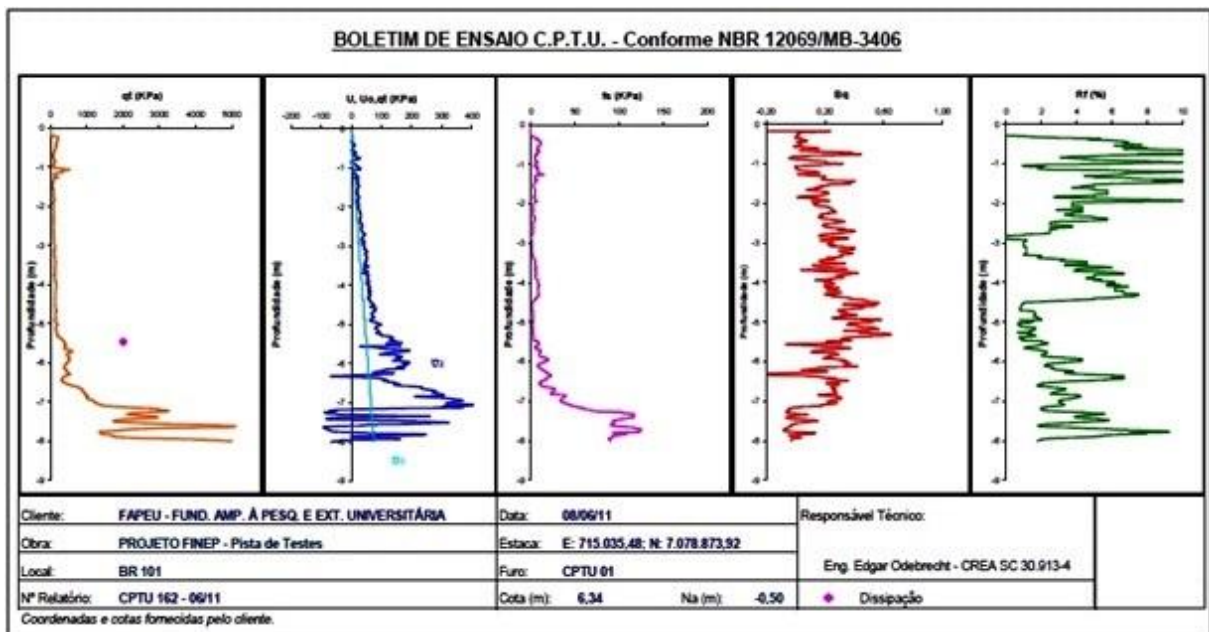
  

COTA REL. RN	REVESTIMENTO	AVANÇO	AMOSTRA	ABRITO LATERAL	GRÁFICO				PROFUN.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO		
					Número de Golpes		Penetração					
					0a30	10a40	10	20	30	40		
							50	100	150	200 (Pa)		
-1.0		Ca	16		6	10					-15.00	Silte arenoso variado (vermelho) pouco compacto a medianamente compacto
			17		8	13					-18.70	Silte arenoso variado (amarelo) medianamente compacto a compacto
			18		7	12					-23.00	Silte arenoso com pedregulhos amarelo compacto a muito compacto com mica
			19		7	14					-25.00	Silte com pedregulhos amarelo muito compacto com mica Obs: A amostra nº20 não foi recuperada
			20		9	16					-28.00	Término de sondagem segundo critério 6.4.2 da NBR 6484/2001
			21		9	18					-30.40	
			22		10	19						
			23		10	21						
			24		14	26						
			25		19	31						
			26		25	35						
			27		26	42						
			28		26	41						
			29		33	49						
			30		46	57/25						

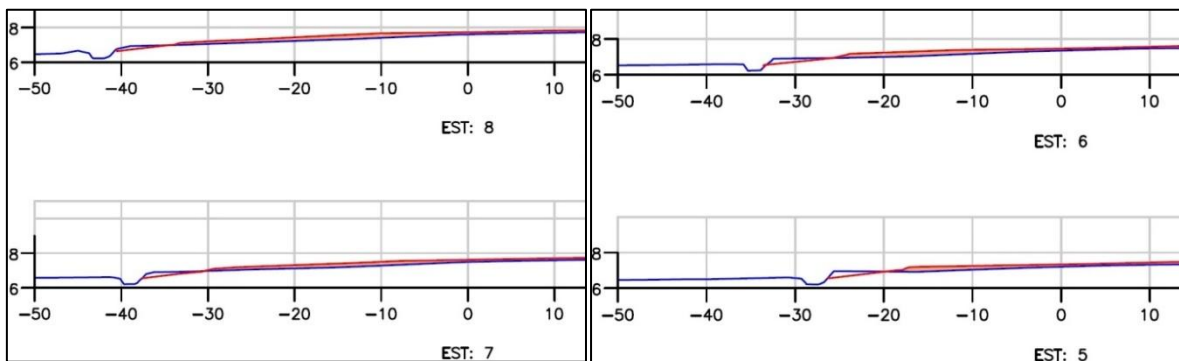
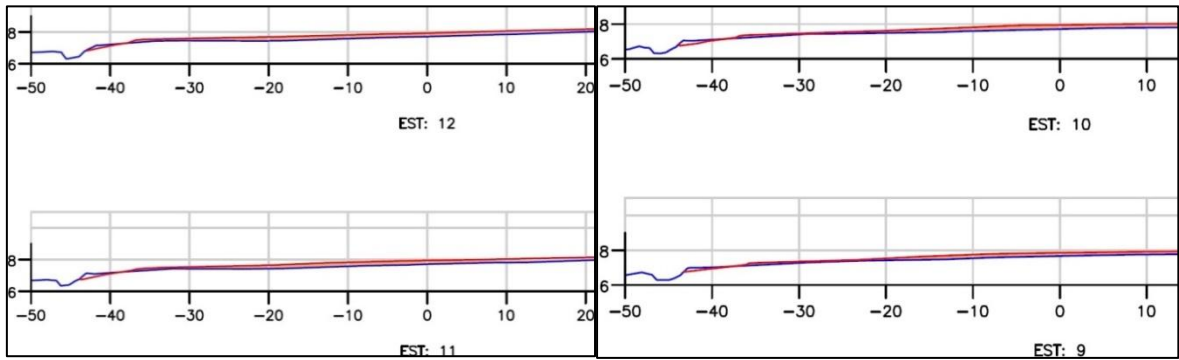
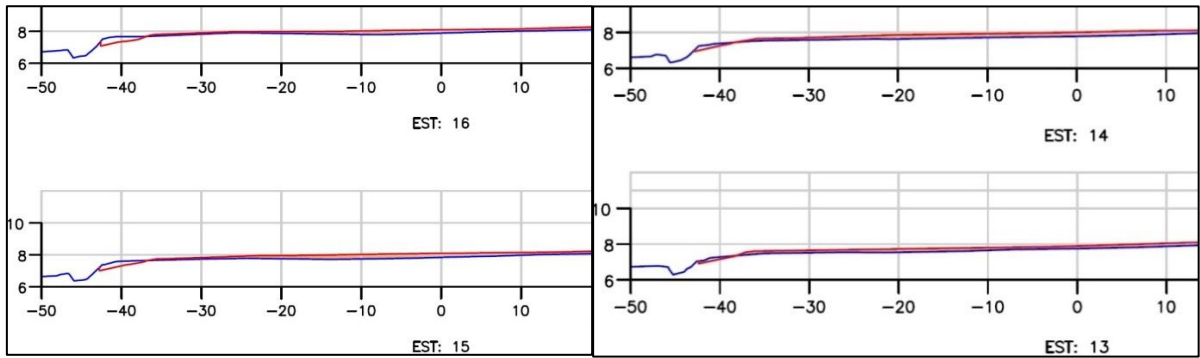
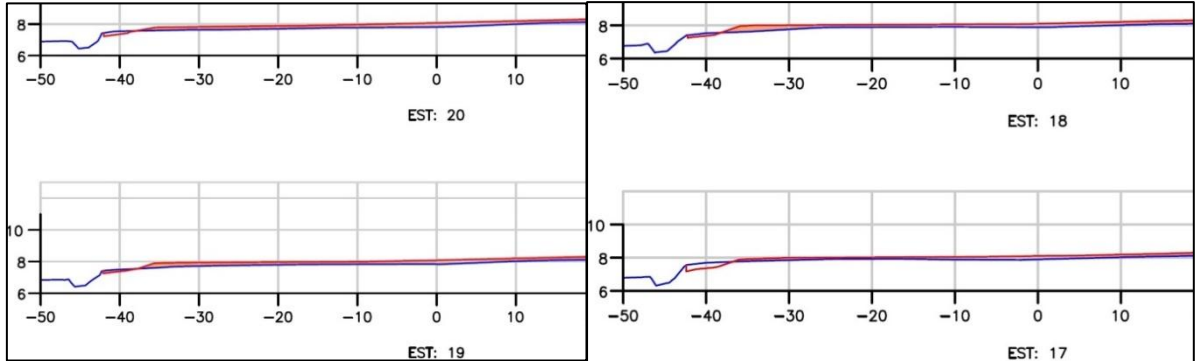
  

<b>INÍCIO DA SONDAGEM:</b> <u>23/02/2010</u>	<b>Na:</b> <u>6.00</u>	Joinville, 01 de Março de 2010.
<b>TÉRMINO DA SONDAGEM:</b> <u>24/02/2010</u>		
<b>RELATÓRIO:</b> <u>REL-14209-02-A</u>		<b>RESPONSÁVEL TÉCNICO</b>

## ANEXO B – ENSAIO DE SONDAGEM CPTU1 E CPTU2.

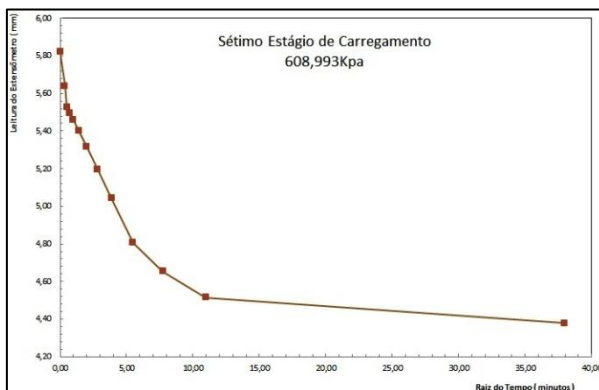
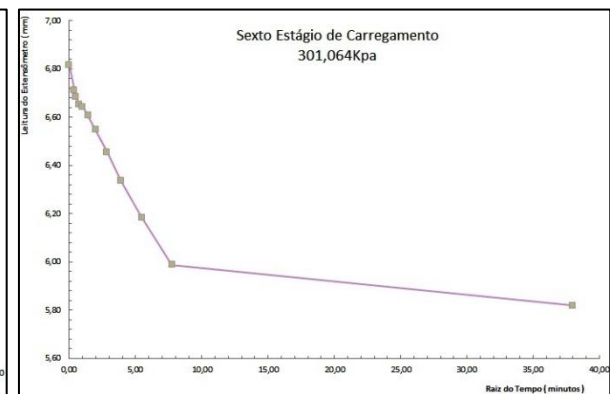
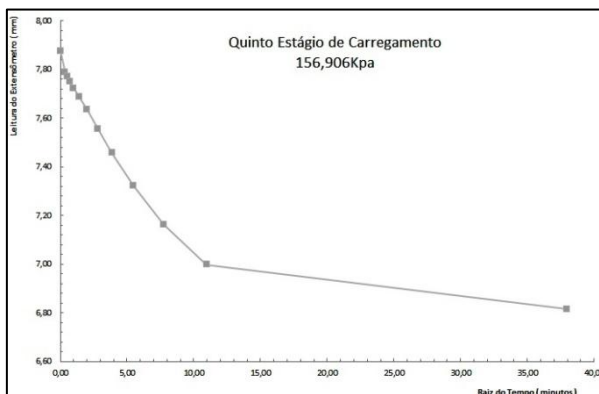
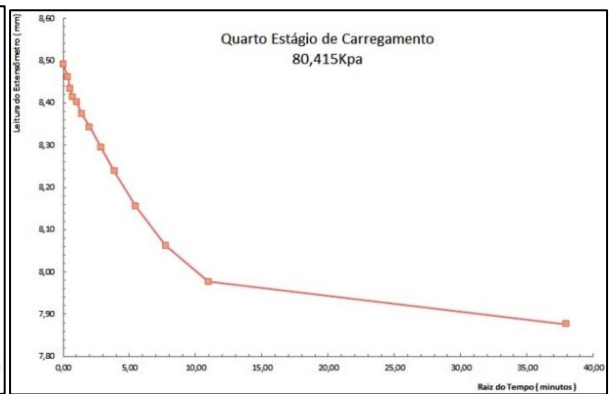
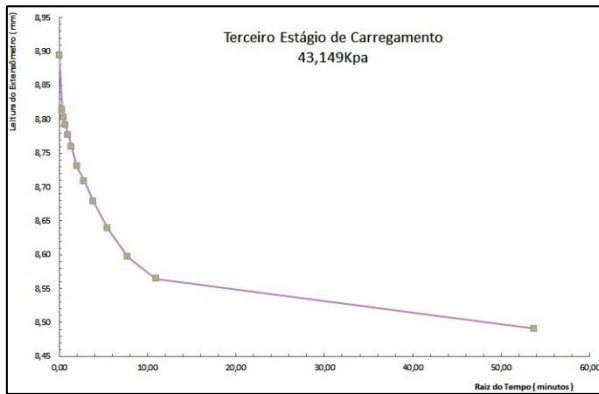
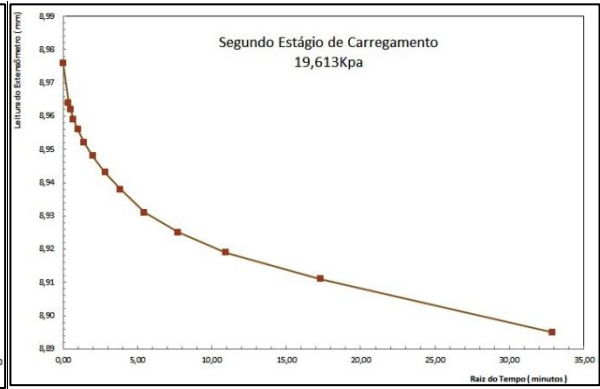
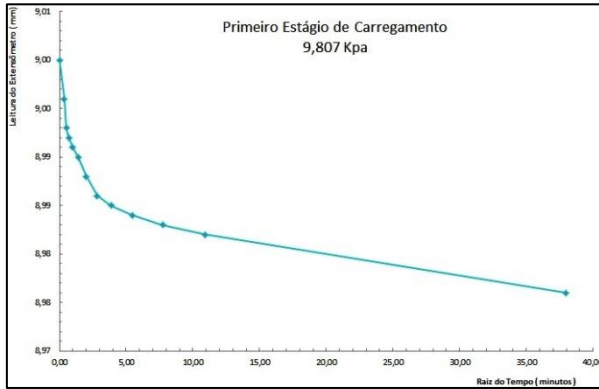


### ANEXO C – PERFIS TRANSVERSAIS ÀS ESTACAS. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO REALIZADO PELA EMPRESA AZIMUTE NO ANO DE 2014





**ANEXO D – CURVAS DOS ENSAIOS DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO CV.**



**APÊNDICE A – TABELA COM VALORES EXTRAÍDOS DO CADERNO DE RELATÓRIO PERIÓDICO – RP – 01.**

<b>Frasco de areia</b>			
<b>Ano</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Densidade Aparente Seca</b>	<b>Densidade Aparente Úmida</b>
2014	1	1,41	1,78
2014	2	1,45	1,87
2014	3	1,43	1,83
2014	4	1,49	1,86
2014	5	1,51	1,94
2014	6	1,45	1,87
2014	7	1,44	1,80
2014	8	1,45	1,86
2014	9	1,45	1,81
2014	10	1,46	1,90
2014	11	1,42	1,81
2014	12	1,48	1,92
2014	13	1,43	1,81
2014	14	1,41	1,81
2014	15	1,44	1,83
2014	16	1,42	1,82
2014	17	1,43	1,79
2014	18	1,42	1,83
2014	19	1,44	1,80
2014	20	1,43	1,77
2014	21	1,60	1,94
2014	22	1,37	1,81
2014	23	1,59	1,95
2014	24	1,33	1,78
2014	25	1,36	1,76
2014	26	1,56	1,89
2014	27	1,46	1,84
2014	28	1,59	2,00
2014	29	1,58	1,97
2014	30	1,51	1,94
2014	31	1,05	1,26
2014	32	1,48	1,82
2014	33	1,48	1,87
2014	34	1,46	1,82
2014	35	1,53	1,93
2014	36	1,49	1,97
2014	37	1,51	1,96
2014	38	1,46	1,82
<b>Média</b>		<b>1,45</b>	<b>1,84</b>