



**UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA**  
**FREDERICO SILVIO DE ANDRADE**

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE ATERRO EXECUTADO SOBRE  
CAMADA DE ARGILA MOLE:**

**Estudo de caso em aterro localizado no km 30+480 da obra de duplicação da BR-470/SC**

Palhoça

2020

**FREDERICO SILVIO DE ANDRADE**

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE ATERRO EXECUTADO SOBRE  
CAMADA DE ARGILA MOLE:**

**Estudo de caso em aterro localizado no km 30+480 da obra de duplicação da BR-470/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Fernanda Soares de Souza Oliveira

Palhoça  
2020

**FREDERICO SILVIO DE ANDRADE**

**ANÁLISE DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE ATERRO EXECUTADO SOBRE  
CAMADA DE ARGILA MOLE:**

**Estudo de caso em aterro localizado no km 30+480 da obra de duplicação da BR-470/SC**

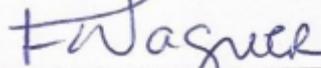
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade  
do Sul de Santa Catarina como requisito parcial  
à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Palhoça, 6 de julho de 2020.



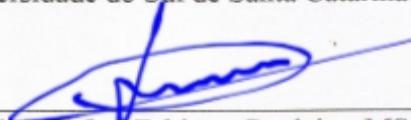
---

Professora Fernanda Soares de Souza Oliveira, MSc.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Professor Paulo Henrique Wagner, Esp  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Engº Civil Rafael Fabiano Cordeiro, MSc.  
RAV Engenharia e Geotecnia

Dedico este trabalho aos amigos e familiares  
que sempre acreditaram que um dia esse sonho  
seria concretizado.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, a quem sempre busquei conforto nos momentos em que tudo parecia não haver solução. Aos meus pais pela formação de meu caráter e à minha esposa Aline pela paciência e apoio em cada momento de dificuldade ao longo da minha formação acadêmica, e, por sempre acreditar que era possível.

Aos professores da UNISUL pelos ensinamentos transmitidos, em especial à minha orientadora, Fernanda Soares, cuja amizade teve início antes da minha graduação e a qual tenho certeza que não encerrará com a conclusão deste curso.

A empresa PROSUL pela liberação dos ensaios realizados e informações geométricas do projeto, à eng<sup>a</sup>. Clarissa Borges, por me ensinar a admirar a engenharia, pela parceria ao longo dos últimos 18 anos e pela compreensão nas horas em que precisei colocar a educação à frente do trabalho.

Ao engenheiro Rafael Fabiano Cordeiro por transmitir seus conhecimentos e esclarecer aqueles questionamentos que pareciam não fazer sentido e para que este trabalho fosse concretizado.

“Importante não é ver o que ninguém nunca viu, mas sim, pensar o que ninguém nunca pensou sobre algo que todo mundo vê”. (Arthur Schopenhauer)

## RESUMO

O presente trabalho refere-se a um estudo de caso que demonstra a teoria e os cálculos utilizados para estimar os recalques primários previstos do aterro projetado para o km 30+480 da rodovia BR-470/SC, onde foram encontradas espessas camadas de argila mole. Para definição do recalque primário, utilizou-se a teoria clássica de Terzaghi. Cálculo que foi possível após obtenção dos parâmetros geotécnicos extraídos de resultados de ensaios realizados tanto em campo (SPT, CPT-u e Palheta) quanto em laboratório (adensamento oedométrico e triaxial UU), sendo, alguns resultados utilizados diretamente na aplicação das equações e outros com a utilização de correlações entre ensaios, sempre amparados à bibliografia existente. Esses mesmos ensaios também serviram de base para elaboração de um perfil stratigráfico na seção estudada.

Após obtenção da espessura de recalque primário e o tempo necessário para que o mesmo se consolidasse, foram realizadas análises de estabilidade utilizando o método de equilíbrio limite para se obter o fator de segurança através do software Slide Roscience, versão 6.0, sendo utilizado o método Janbu simplificado, que segundo Almeida e Marques (2010) apresenta resultados mais conservadores. Na análise foram utilizados parâmetros geotécnicos de diferentes ensaios tais como valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) obtidos da correlação entre ensaios de CPT-u /Triaxial e CPT-u/Palheta. Estes valores foram utilizados para simulação em diferentes soluções como uso de sobrecarga temporária (SCT) de 0,5, 1,0 e 1,5m, sem e com implantação de berma de equilíbrio. Por fim, considerando o tempo de 6 meses previstos para consolidação do recalque primário, foi dimensionado a cravação de geodrenos verticais com o objetivo de acelerar os recalques primários. Com isso foi possível definir a solução final com SCT de 0,5m somado a uma malha triangular de 1,95m entre pontos de geodrenos verticais.

Palavras-chave: Solos moles. Recalque primário. Tempo de recalque. Perfil geotécnico. Parâmetros geotécnicos. Análise de estabilidade. Acelerador de recalque.

## ABSTRACT

The present work refers to a case study that demonstrates the theory and calculations used to estimate the expected settlements of the embankment projected for km 30 + 480 of the BR-470 / SC highway, where thick layers of soft clay were found. For the definition of repression, the classical Terzaghi theory was used. Calculation that was possible after obtaining the geotechnical parameters extracted from test results carried out both in the field (SPT, CPT-u and Palheta) and in the laboratory (Uedometric and triaxial UU densification), some results being used directly in the application of the equations and others with the use of correlations between tests, always supported by the existing bibliography. These same essays also served as a basis for the elaboration of a stratigraphic profile in the section studied.

After obtaining the settlement thickness and the time necessary for it to consolidate, stability analyzes were performed using the limit equilibrium method to obtain the safety factor using the Slide Roscience software, version 6.0, using the simplified Janbu method, which according to Almeida and Marques (2010) presents more conservative results. In the analysis, geotechnical parameters from different tests were used, such as undrained resistance values ( $S_u$ ) obtained from the correlation between CPT-u / Triaxial and CPT-u / Palheta tests. These values were used for simulation in different solutions such as the use of temporary overload (SCT) of 0.5, 1.0 and 1.5 m, and, without and with the implementation of a balance shoulder. Finally, considering the time of 6 months foreseen for the consolidation of the settlement, the vertical geodevelopment was dimensioned in order to speed up the settlement. With that, it was possible to define the final solution with a 0.5m SCT plus a 1.95m triangular mesh between vertical geodroad points.

Keywords: Soft soils. Primary settlement. Repression time. Geotechnical profile. Geotechnical parameters. Stability analysis. Booster accelerator.

## LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
$a_v$	Coefficiente de compressibilidade
$B_q$	Parâmetro de pressões intersticiais
$C_c$	Índice de compressão
$C_h$	Coefficiente de adensamento horizontal
CPT-u	Piezocone Penetration Test – Ensaio de Piezocone
$C_r$	Índice de recompressão
CR	Razão de compressão
$C_s$	Índice de expansão
$C_v$	Coefficiente de adensamento vertical
d	Distorção
$d_e$	Diâmetro efetivo do geodreno
$d_m$	Diâmetro equivalente do mandril de cravação
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
$d_s$	Diâmetro da área afetada pelo amolgamento
$d_w$	Diâmetro equivalente do geodreno
$e_0$	Índice de vazios inicial
E	Módulo de elasticidade ou módulo de Young
$E_u$	Módulo de elasticidade na condição não drenada
F(n)	Função de densidade dos drenos
$F_r$	Razão de atrito normalizada
$f_s$	Atrito lateral
$F_s$	Fator de segurança da análise de estabilidade
$h_{arg}$	Altura da camada compressível
$h_{at}$	Altura do aterro
$H_d$	Maior distância de percolação
$I_r$	Índice de rigidez
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal
$k_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical
$m_v$	Coefficiente de variação volumétrica
Na	Nível de água
NA	Normalmente adensado
$N_{KT}$	Fator de capacidade de carga
$N_{SPT}$	Número de golpes do ensaio de SPT
OCR	Razão de sobre adensamento - “Over Consolidation Ratio”
PR	Placas de recalque
PA	Pré-adensado
$q_c$	Resistência de ponta do cone
$q_t$	Resistência de ponta do piezocone corrigida
$Q_t$	Resistência de ponta normalizada
$q_w$	Capacidade de descarga do geodreno
R	Raio do cone do piezocone
$R_f$	Razão de atrito
SCT	Sobrecarga temporária
SPT	Standard penetration test
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
T	Fator tempo

$t$	Tempo
$T^*$	Fator tempo (ensaio de dissipação)
$T$	Tempo para ocorrência do adensamento primário
$t_{ac}$	Tempo de adensamento aceitável em função dos prazos construtivos
$t_{calc}$	Tempo de adensamento necessário para obter o adensamento desejado
$T_h$	Fator tempo para drenagem horizontal
$T_v$	Fator tempo para drenagem vertical
$u$	Poropressão
$U_{vh}$	Porcentagem média de adensamento combinado
$U_h$	Porcentagem média de adensamento vertical – grau de adensamento horizontal
$u_i$	Poropressão no início do ensaio de dissipação em determinada profundidade
$U_v$	Porcentagem média de adensamento vertical – grau de adensamento vertical
$u_0$	Poropressão hidrostática inicial em determinada profundidade
$u_2$	Poropressão medida na base do cone em determinada profundidade
$u_{50\%}$	Varição entre poropressão inicial e hidrostática
$V_v$	Volume vertical
$V_h$	Volume horizontal
$w\%$	Teor de umidade natural
$Z$	Profundidade dos deslocamentos horizontais
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\Delta h$	Recalque
$\Delta h_f$	Recalque final
$\Delta h_i$	Recalque imediato
$\Delta h_p$	Recalque por adensamento primário
$\Delta h_{sec}$	Recalque por adensamento secundário
$\gamma$	Peso específico natural do solo
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\Delta e$	Varição de índice de vazios
$\Delta u$	Varição de pressão neutra
$\Delta t$	Intervalo de tempo $t$
$\Delta \sigma$	Varição da tensão
$\Delta \sigma_v$	Varição de tensão vertical
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_{v0}$	Tensão efetiva vertical inicial
$\sigma_{v0}$	Tensão total vertical inicial
$\sigma'_{vf}$	Tensão efetiva vertical final
$\sigma'_{vm}$	Tensão de pré-adensamento

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Carta de plasticidade .....	18
Figura 2 – Esquema para classificação pelo Sistema Unificado .....	18
Figura 3 – Histórico de Tensões .....	20
Figura 4 – Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão – Método de Pacheco Silva (1970) .....	24
Figura 5 – Tipos de célula de compressão oedométrica .....	26
Figura 6 – Equipamento de sondagem SPT .....	28
Figura 7 – Esquema do piezocone - CPT-u .....	30
Figura 8 – Detalhe da poropressão atuando na ponta .....	32
Figura 9 – Gráfico de classificação dos tipos de comportamento dos solos com base no ensaio CPT-u .....	33
Figura 10 – Equipamento de ensaio de Palheta (Vane Test) .....	36
Figura 11 – Ensaio de Vane Test (Palheta) .....	37
Figura 12 – Layout de um ensaio triaxial .....	38
Figura 13 – Exemplo de ruptura de talude .....	39
Figura 14 – componentes atuantes na análise de ruptura circular. ....	42
Figura 15 – Aterro compactado com bermas de equilíbrio .....	45
Figura 16 – Esquema de aterro sobre geodreno .....	47
Figura 17 - Detalhe esquemático de instalação de geodrenos em argila mole .....	47
Figura 18 – Diagrama da metodologia aplicada na pesquisa .....	52
Figura 19 – mapa de localização da área de pesquisa. ....	53
Figura 20 – imagem aérea do local do estudo. ....	54
Figura 21 – Perfil dos depósitos de argila mole da seção do km 30+480 - Lote 02 da BR 470/SC. ....	55
Figura 22 – Ensaio de adensamento oedométrico na profundidade de 2,8m .....	57
Figura 23 – Ensaio de adensamento oedométrico na profundidade de 5,8m .....	58
Figura 24 – Ensaio triaxial UU na profundidade de 3,4m .....	59
Figura 25 – Ensaio triaxial UU na profundidade de 6,4m .....	60
Figura 26 – Ensaio com Vane Test na profundidade de 3,0m .....	61
Figura 27 – Ensaio com Vane Test na profundidade de 6,0m .....	62
Figura 28 – Resultados do ensaio de CPT-u .....	63
Figura 29 – Boletim da sondagem a percussão (SPT) .....	64

Figura 30 – Perfil extratigráfico da seção Km 30+480 .....	67
Figura 31 – Peso específico do perfil estudado de acordo com Robertson (2010) e ensaios de laboratório.....	69
Figura 32 – Perfis de OCR .....	71
Figura 33 – Perfil de $\sigma'_{vm}$ .....	72
Figura 34 – Comparativo dos resultados de $S_u$ extraídos de ensaios UUe palheta.....	74
Figura 35 – Perfil de $S_u$ com base em ensaios triaxiais UU.....	75
Figura 36 – gráfico tempo x recalque primário .....	78
Figura 37 – gráfico comparativo do recalque primário ao longo do tempo – seção original x SCT.....	80
Figura 38 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 0,5m81	
Figura 39 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,0m81	
Figura 40 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,5m82	
Figura 41 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 0,5m83	
Figura 42 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,0m83	
Figura 43 – Planta com localização da berma de equilíbrio.....	84
Figura 44 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 0,5m + berma .....	85
Figura 45 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,0m + berma .....	85
Figura 46 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,5m + berma .....	86

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Terminologia do Sistema Unificado de Classificação dos Solos .....	17
Tabela 2 – Tabela dos estados de consistência (Modificado de NBR 6484/2001).....	19
Tabela 3 – Comparativo entre tensão atual ( $\sigma'v$ ) e tensão máxima passada ( $\sigma'vm$ ). .....	21
Tabela 4 – Histórico de tensões em argila pré-adensada.....	21
Tabela 5 – Valores de K1 das argilas brasileiras.....	22
Tabela 6 – Valores de K2 das argilas brasileiras.....	23
Tabela 7 – Estados de compactidade e consistência.....	29
Tabela 8 – Dimensões típicas de ponteiros.....	31
Tabela 9 – Fator Tempo T para cálculo de Ch.....	35
Tabela 10 – Fatores de segurança e as respectivas condições de estabilidade .....	40
Tabela 11 – Fatores de segurança mínimo de acordo com a DNER-PRO 381/98.....	40
Tabela 12 – Fatores de segurança mínimo de acordo com a NBR 11.682:2009.....	41
Tabela 13 - Grau de segurança esperado: Vidas Humanas .....	41
Tabela 14 - Grau de segurança esperado: Perdas materiais e ambientais .....	41
Tabela 15 – Sequência de cálculos para dimensionamento de drenos verticais.....	48
Tabela 16 – Valores de k1 e k2 .....	70
Tabela 17 – Valores de k1 e k2 após ajuste.....	71
Tabela 18 – Resumo dos parâmetros de compressibilidade na seção do Km 30+480. ....	72
Tabela 19 – Resumo de $S_u$ elaborado com os resultados dos ensaios de Palheta e Triaxial UU .....	73
Tabela 20 – definição do recalque primário .....	76
Tabela 21 – evolução do recalque primário ao longo do tempo.....	77
Tabela 22 – evolução do recalque primário ao longo do tempo com SCT .....	79
Tabela 23 - comparativo do recalque primário ao longo do tempo considerando a seção original do projeto e com a aplicação de sobrecarga temporária (SCT).....	79
Tabela 24 – Resumo das análises de estabilidade .....	86
Tabela 25 – Parâmetros adotados para o dimensionamentos dos geodrenos .....	87
Tabela 26 – Influência do amolgamento e resistência hidráulica dos drenos e verificação do dimensionamento.....	88

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
1.1	JUSTIFICATIVA .....	12
1.2	OBJETIVOS .....	13
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>13</b>
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos Específicos.....</b>	<b>13</b>
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
2.1	PROCESSO DE ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS .....	15
2.2	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS PELA ORIGEM.....	15
<b>2.2.1</b>	<b>Solos Residuais .....</b>	<b>15</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Solos Sedimentares.....</b>	<b>16</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Solos de Formação Orgânica.....</b>	<b>16</b>
2.3	SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS (SUCS) .....	17
2.4	SOLOS MOLES .....	19
2.5	COMPRESSIBILIDADE DO SOLO .....	19
<b>2.5.1</b>	<b>Histórico de Tensões.....</b>	<b>20</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Tipos de recalque.....</b>	<b>23</b>
2.5.2.1	Recalques imediatos .....	23
2.5.2.2	Recalques primários .....	24
2.5.2.3	Recalques secundários.....	25
<b>2.5.3</b>	<b>Ensaio de Adensamento do solo .....</b>	<b>26</b>
2.6	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO SOLO.....	27
<b>2.6.1</b>	<b>Ensaio SPT.....</b>	<b>27</b>
2.6.1.1	Aspectos gerais.....	27
2.6.1.2	Equipamentos utilizados.....	27
2.6.1.3	Procedimento de ensaio .....	29
<b>2.6.2</b>	<b>Ensaio de Piezocone CPT-u.....</b>	<b>30</b>
2.6.2.1	Resistência de ponta .....	31
2.6.2.2	Atrito lateral.....	31
2.6.2.3	Classificação dos solos .....	32
2.6.2.4	Resistência não drenada (Su).....	33
2.6.2.5	História de tensões.....	34

2.6.2.6	Coefficiente de adensamento .....	34
<b>2.6.3</b>	<b>Ensaio de Palheta (Vane Test).....</b>	<b>35</b>
<b>2.6.4</b>	<b>Ensaio Triaxial.....</b>	<b>38</b>
2.7	ANÁLISE DE ESTABILIDADE E FATOR DE SEGURANÇA .....	39
<b>2.7.1</b>	<b>Fator de segurança .....</b>	<b>39</b>
<b>2.7.2</b>	<b>Método de Equilíbrio Limite.....</b>	<b>42</b>
2.8	MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES .....	43
<b>2.8.1</b>	<b>Substituição de solos moles.....</b>	<b>43</b>
<b>2.8.2</b>	<b>Aterros leves.....</b>	<b>43</b>
<b>2.8.3</b>	<b>Aterros com sobrecarga temporária .....</b>	<b>44</b>
<b>2.8.4</b>	<b>Aterros reforçados.....</b>	<b>44</b>
<b>2.8.5</b>	<b>Aterros com bermas de equilíbrio .....</b>	<b>45</b>
<b>2.8.6</b>	<b>Aterros executados em etapas .....</b>	<b>46</b>
<b>2.8.7</b>	<b>Aterros com drenos verticais.....</b>	<b>46</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODO .....</b>	<b>51</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIÇÃO DO LOCAL .....</b>	<b>53</b>
4.1	IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA .....	54
<b>5</b>	<b>PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS .....</b>	<b>56</b>
5.1	ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO .....	56
<b>5.1.1</b>	<b>Ensaio realizado em campo .....</b>	<b>61</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Perfil característico .....</b>	<b>65</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Resultados obtidos.....</b>	<b>68</b>
5.1.3.1	Determinação do peso específico ( $\gamma$ ).....	68
5.1.3.2	Determinação dos parâmetros de compressibilidade .....	69
5.1.3.3	Resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ).....	73
<b>6</b>	<b>RESULTADO DA AVALIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES VERTICAIS .....</b>	<b>76</b>
6.1	ESTIMATIVA DE RECALQUE PRIMÁRIO .....	76
6.2	ANÁLISE DE SOLUÇÕES .....	78
<b>6.2.1</b>	<b>Sobrecarga Temporária (SCT) .....</b>	<b>78</b>
6.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	80
6.4	ACELERAÇÃO DO RECALQUE PRIMÁRIO .....	87
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>89</b>
7.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	91
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>92</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento exponencial da população associado ao fácil acesso desta a meios de transportes como automóveis, muitas das rodovias construídas na década de 1970 aos poucos vêm se mostrando incapazes de suportar o tráfego atual. Aliado a isso, está o grande número de caminhões que são necessários para o transporte de produtos dos três setores econômicos.

Cada projeto de engenharia rodoviária tem seus desafios e particularidades, e, quando estas estão em regiões litorâneas sobre sedimentos marinhos, essas dificuldades são ainda maiores, uma vez que esses solos podem apresentar depósitos de solos de alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte.

Obras a serem implantadas sobre regiões com essas características necessitam de um estudo detalhado de suas propriedades geotécnicas, isso por meio de uma campanha minuciosa de investigações de campo e ensaios tecnológicos em laboratório, afim de direcionar a um projeto bem elaborado de forma a garantir a compatibilidade entre as deformações previstas e efetivamente obtidas durante a fase de obra (CORDEIRO, 2019).

Tão importante quanto as investigações na fase de projeto, está a instrumentação geotécnica para avaliação dos deslocamentos dos aterros durante a obra. Almeida e Marques (2010) citam alguns aspectos importantes na utilização dessa instrumentação para monitoramento do desempenho dos aterros executados sobre solos moles, como: segurança da obra ao proprietário, melhor planejamento da obra em função dos resultados de acompanhamento e a possibilidade de uma rápida tomada de decisões por parte dos engenheiros diante de imprevistos durante a obra.

Assim, este trabalho visa, através de ensaios geotécnicos de campo e laboratório, a obtenção da estimativa de recalque primário em região com depósito de argila mole com aproximadamente 18m de espessura, a análise de estabilidade através do método de equilíbrio limite, o tempo necessário para consolidação da camada compressível após construção do aterro, e, a melhor solução a ser adotada para que ocorra de forma segura e no menor tempo possível.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O presente estudo tem sua importância devido ao elevado custo aos cofres públicos envolvido em obras rodoviárias, em especial quando estas são traçadas sobre regiões com características compressíveis como a rodovia objeto do presente estudo. Assim, um projeto

geotécnico mal elaborado ou um monitoramento falho na fase de obra, podem acarretar em movimentações indesejadas dos solos, ocasionando atrasos de entrega e obviamente aditivos de recursos não previstos.

Conforme destacado por Almeida e Marques (2010), a engenharia geotécnica teve muitos avanços tecnológicos nas últimas décadas, seja por conta de programas computacionais que auxiliam cada vez mais o engenheiro especialista nessa área, por meio de implantação ou aperfeiçoamento de técnicas construtivas ou por melhorias nos métodos de monitoramento de desempenho através de instrumentação geotécnica. Isso aplicado em conceitos e teorias encontradas em diversas bibliografias provam que é possível realizar um estudo detalhado e um projeto rodoviário bem elaborado mesmo sobre regiões compressíveis.

## 1.2 OBJETIVOS

Para solucionar o problema supracitado, foram definidos para este trabalho, os seguintes objetivos.

### 1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar as deformações verticais de aterro executado sobre depósito de argila mole, comparando os parâmetros geotécnicos resultantes dos diferentes ensaios de resistência e compressibilidade do solo.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Para que se atinja o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos serão alvos desta pesquisa:

- Elaborar perfil geotécnico identificando as características locais da área de estudo;
- Interpretar os resultados dos ensaios realizados na região adensada;
- Estimar recalques primários pela bibliografia clássica e o tempo necessário para consolidação do depósito de argila mole até a cota de projeto;
- Analisar a estabilidade do aterro com base em parâmetros obtidos por diferentes ensaios de campo e laboratório; e
- Definir a melhor solução para o problema.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em sete capítulos sendo:

No capítulo um, de forma sucinta, são apresentados os principais motivos pelo qual o trabalho é relevante, além dos principais objetivos que se deseja alcançar com o estudo.

No capítulo dois é apresentado um embasamento teórico contemplando a origem dos solos e os principais sistemas de classificação destes; uma breve descrição sobre aterros sobre solos moles; as características de compressibilidade de solos sedimentares; os tipos de investigação geotécnica de campo e laboratório, a importância da análise de estabilidade de fator de segurança, seguido pelas técnicas construtivas de aterro sobre solos moles e finalizando com os métodos de instrumentação geotécnica disponíveis para monitoramento em fase de obra.

No capítulo três são abordados os métodos e materiais utilizados para o desenvolvimento do presente estudo, com o detalhamento das etapas a serem seguidas para elaboração deste trabalho.

No capítulo quatro é mostrado a localização do aterro objeto desta monografia, a identificação do problema e a representação do perfil estratigráfico com os solos existentes no entorno da região de estudo.

No capítulo cinco são apresentados os ensaios realizados, os parâmetros geotécnicos obtidos por meio desses ensaios e o perfil característico da seção estudada.

Os cálculos com a estimativa de adensamento são mostrados no capítulo seis, bem como as soluções adotadas. Também neste capítulo são mostradas análises de estabilidade utilizando diferentes parâmetros geotécnicos.

Por fim, no capítulo sete apresento as considerações finais destacando a importância do presente estudo, as dificuldades encontradas e as sugestões para pesquisas futuras

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

As teorias e conceitos relacionados ao comportamento dos depósitos de solos moles frente a aplicação de cargas sobre estes são encontrados em diversas bibliografias. Desta forma, afim de conceituar as questões mostradas no presente estudo são apresentados, resumidamente, as características dos solos, partindo da sua formação, classificação, estudos, teorias e ensaios desenvolvidos ao longo dos anos para melhor caracteriza-los e finalizando com métodos construtivos de aterros sobre depósitos de solos moles e instrumentos utilizados para controle em fase de obra.

### **2.1 PROCESSO DE ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS**

De acordo com Caputo (2016), os solos são materiais resultantes do intemperismo das rochas, podendo ocorrer por desintegração mecânica ou decomposição química. A primeira situação sendo por influência de agentes como água, vegetação, vento e temperatura originado assim solos de partículas grossas como pedregulhos e areias e até mesmo siltes (partículas intermediárias).

Ainda segundo Caputo (2016), na decomposição química ocorre uma modificação mineralógica nas rochas de origem, tendo como principal agente a água. Os mais importantes mecanismos de ataque para que aconteça esse processo são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação e como último produto dessa decomposição originam-se as argilas (partículas finas).

### **2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS PELA ORIGEM**

De maneira geral os solos podem ser classificados em residuais, sedimentares e de formação orgânica.

#### **2.2.1 Solos Residuais**

Segundo Das (2007), solos de origem residual são aqueles que permanecem no local da rocha de origem, apresentando uma transição gradual do solo até a rocha, onde o solo de grão fino é formado na superfície e de acordo o aumento de profundidade, ou seja, o quanto mais próximo da rocha, menor será alteração e conseqüentemente maior será o tamanho dos grãos.

Entre os solos residuais pode-se citar os solos lateríticos, expansivos e os Porosos. Estes últimos, segundo Caputo (2016), na literatura também são chamados de solos colapsíveis, que devido sua elevada porosidade, associada a uma determinada umidade, podem provocar elevados recalques em obras executadas sobre esses solos.

### **2.2.2 Solos Sedimentares**

De acordo com Das (2007), solos sedimentares são aqueles cujas partículas são transportadas e depositadas longe de sua rocha matriz, podendo ser classificadas nos seguintes grupos:

- Solos Glaciais: formados e transportados por geleiras;
- Solos Aluviais: transportados com água corrente e depositados ao longo do percurso;
- Solos Lacustres: formados por depósitos em lagos calmos;
- Solos Marinhos: formados por depósitos em mares;
- Solos Eólicos: transportados e depositados pelo vento;
- Solos Coluviais: formados pelo movimento do solo a partir do seu lugar de origem por gravidade, como nos deslizamentos de terra.

### **2.2.3 Solos de Formação Orgânica**

São os de origem essencialmente orgânica, seja de origem vegetal (plantas, raízes), seja de natureza animal (conchas) (CAPUTO, 2016).

Conforme apresentado por Das (2007), os solos orgânicos costumam apresentar problemas por se mostrarem bastante compressíveis, sendo que no Brasil são encontrados principalmente em depósitos litorâneos, podendo alcançar grandes espessuras, chegando a dezenas de metros. Ocorrem em várzeas de rios e córregos, com espessuras comumente encontradas entre 3 e 10 metros.

Estes solos possuem altos índices de vazios, apresentam considerável compressibilidade e baixa capacidade de suporte (Das, 2007)

### 2.3 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS (SUCS)

Sistema desenvolvido pelo professor Arthur Casagrande, ele foi criado inicialmente para emprego em obras de aeroportos, porém, seu uso foi expandido e atualmente tem sido bastante utilizado em obras de barragens de terra (PINTO, 2006).

Baseada somente na distribuição granulométrica dos solos, estes são classificados pela fração granulométrica principal e dados complementares do solo, conforme terminologias mostradas na Tabela 1.

Tabela 1 – Terminologia do Sistema Unificado de Classificação dos Solos

<b>PRINCIPAL</b>		<b>COMPLEMENTAR</b>	
G	Pedregulho	W	Bem graduado
S	Areia	P	Mal graduado
M	Silte	H	Alta compressibilidade
C	Argila	L	Baixa Compressibilidade
O	Solo Orgânico		

Fonte: adaptado de Pinto (2006, p. 64).

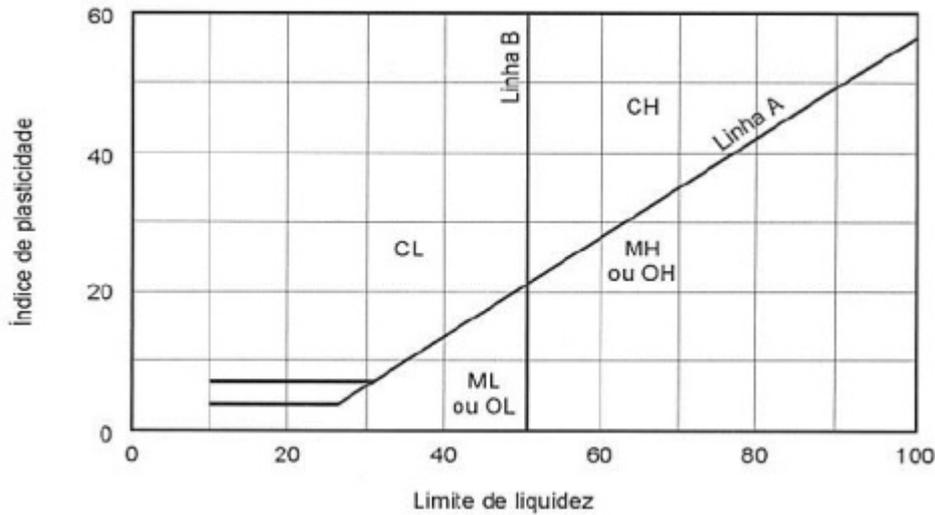
Com isso, baseado no sistema elaborado por Casagrande, pode-se afirmar que SW corresponde a uma areia bem graduada enquanto CH é trata-se de uma argila de alta compressibilidade.

De acordo com Caputo (2016), para a classificação por esse sistema, se o percentual passante na peneira nº 200 (0,075mm) for inferior a 50, o solo é considerado grosseiro (G e S), enquanto se passar mais de 50% é considerado fino (M, C ou O)

Quanto as características complementares, Pinto (2006), afirma que os solos grosseiros ou granulares podem ser chamados de “bem-graduados” ou “malgraduados”. Essa primeira característica expressa a existência de grãos de tamanhos variados, representando do ponto de vista da engenharia, um solo de maior resistência aos esforços.

No que diz respeito a solos de granulação fina (siltes e argilas), que a classificação e análise de comportamento dependerão dos resultados dos índices de consistência (LL e IP). A classificação pode ser obtida por meio da carta de plasticidade, mostrada na Figura 1.

Figura 1 – Carta de plasticidade



Fonte: Pinto (2006, p. 68).

O gráfico mostrado na Figura 1 mostra que quanto maior o Limite de Liquidez de um solo, maior sua compressibilidade (H).

Na Figura 2 é mostrado um resumo do Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

Figura 2 – Esquema para classificação pelo Sistema Unificado

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		% P #200 > 12	GC / GM
		5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.
	S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
			SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3
% P #200 > 12		SC / SM	
	5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.	
% P #200 > 50	C	CL	
		CH	
	M	ML	
		MH	
	O	OL	
		OH	

Fonte: Pinto (2006, p. 69).

## 2.4 SOLOS MOLES

Segundo Massad (2010), solos moles são caracterizados pela baixa resistência a penetração, com  $N_{spt}$  inferiores a quatro golpes, apresentando cores escuras, variando de cinza a preto. Ainda segundo o autor, a fração de argila desses solos possui características coesivas e compressíveis, podendo ser argilas moles ou areias argilosas fofas.

Sua formação geológica é recente e são considerados extremamente problemáticos do ponto de vista geotécnico, gerando diversos estudos em projetos de engenharia por conta de sua baixa resistência e grande compressibilidade (MACHADO, 2012).

Para Terzaghi (1943), apud (Almeida e Marques, 2010), o solo é considerado muito mole quando este apresenta resistência não drenada inferior a 25KPa.

A norma técnica ABNT NBR 6484/2001 – Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio - classifica a consistência dos solos argilosos e silto-argilosos de acordo com índice de resistência a penetração obtido pelo número de golpes SPT ou  $N_{spt}$ , conforme descrito na Tabela 2.

Tabela 2 – Tabela dos estados de consistência (Modificado de NBR 6484/2001)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Argilas e siltes argilosos	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	$> 19$	Dura (o)

Fonte: adaptado do Anexo A da NBR6484 (2001, p, 17)

## 2.5 COMPRESSIBILIDADE DO SOLO

Conforme defendido por Das (2007), a construção de fundações ou cargas como um todo, gera um aumento de tensões comprimindo o solo. Essa compressão pode ser provocada por deformação ou deslocamentos das partículas dos solos ou então por expulsão da água ou ar dos espaços vazios.

Para Gerscovich (2008), as deformações podem ser divididas em três categorias:

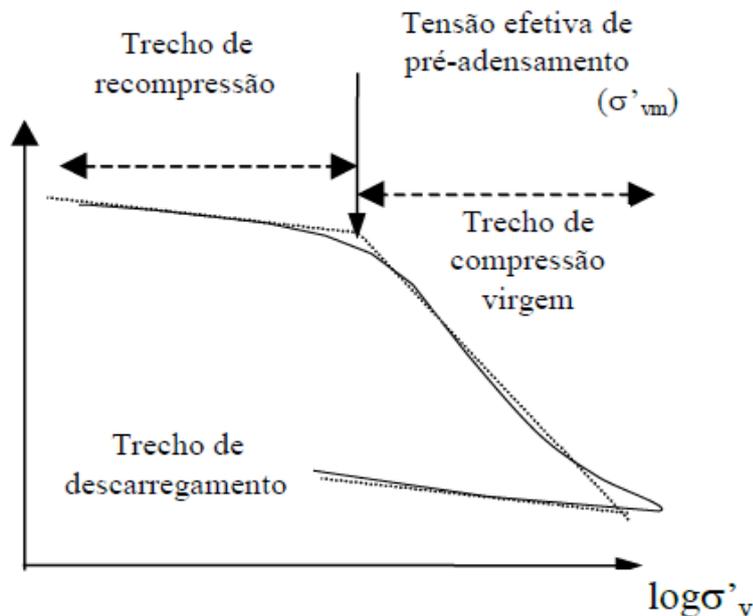
- Deformações elásticas (reversíveis): estão associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a remoção do carregamento;
- Deformações viscosas (irreversíveis): também denominado fluência, são aquelas associadas a variações volumétricas sob estado de tensões constante;

- Deformações plásticas (irreversíveis): induzem a variações volumétricas permanentes, isto é, após o descarregamento o solo não recupera seu índice de vazios inicial.

### 2.5.1 Histórico de Tensões

Para entender as deformações no solo é importante conhecer seu histórico de tensões. A Figura 3 apresenta um gráfico típico de ensaio de adensamento elaborado por Casagrande (1936), apud Pinto, (2006), onde pode observar a mudança de comportamento do solo quando uma carga é aplicada.

Figura 3 – Histórico de Tensões



FONTE: Gerscovich (2008)

Para Ortigão (1995), apud Knappett e Craig (2014), se em um elemento de solo a tensão efetiva atual for a máxima pressão a que este tenha sido submetido, então este solo está normalmente adensado. Por outro lado, se a tensão efetiva, em algum momento de sua história tenha sido maior do que o valor atual, diz-se que o solo está sobreadensado.

A esta máxima pressão que o solo foi submetido durante sua formação e história geológica, dá-se o nome de tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) (ORTIGÃO, 1995).

No trecho inicial, conhecido por recompressão ocorrem as deformações elásticas, onde o solo sofre pequena compressibilidade, uma vez que já sofreu este nível de tensão no passado.

No trecho seguinte o solo está no trecho de compressão virgem (deformação plástica) e está sendo carregado a esse nível de tensão pela primeira vez em sua história

Baran (2014) apresenta em forma de tabela, um resumo comparando o comportamento de uma argila pré-adensada e uma normalmente adensada. Na Tabela 3 pode ser visto o comparativo supracitado.

Segundo Pinto (2006) isso ocorre quando o solo se encontra em processo de adensamento devido a carregamentos recentes. Também, ocorre normalmente nos cálculos em casos onde não é considerada a existência de um excesso de poro-pressão além da pressão hidrostática. Caputo (2016) define este caso como parcialmente adensado.

Tabela 3 – Comparativo entre tensão atual ( $\sigma'v$ ) e tensão máxima passada ( $\sigma'vm$ ).

Tensão	Comportamento da Argila
$\sigma'v_0 < \sigma'vm$	Solo Pré-Adensado (PA): <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformações pequenas e reversíveis;</li> <li>• Comportamento Elástico;</li> <li>• <math>OCR &gt; 1</math>.</li> </ul>
$\sigma'v_0 = \sigma'vm$	Solo normalmente adensado (NA) <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformações grandes e irreversíveis;</li> <li>• Comportamento Plástico;</li> <li>• <math>OCR = 1</math>.</li> </ul>

Fonte: adaptado de Baran (2014, p, 71)

Esporadicamente pode ocorrer que a tensão de pré-adensamento do solo seja inferior a tensão efetiva que se julgaria existir sobre a amostra, com base nos dados do perfil do subsolo ( $\sigma'v_0 > \sigma'vm$ )

Sully et. Al (1999) propõe maiores detalhes para as situações em que ocorrem solos pré-adensados, conforme mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 – Histórico de tensões em argila pré-adensada

Tensão	OCR	Histórico de tensões
$\sigma'vm > \sigma'v$	$1 < OCR \leq 4$	Levemente pré-adensado - LPA
$\sigma'vm > \sigma'v$	$4 < OCR \leq 10$	Moderadamente pré-adensado - MPA
$\sigma'vm > \sigma'v$	$10 < OCR \leq 25$	Altamente pré-adensado - APA
$\sigma'vm > \sigma'v$	$OCR > 25$	Muito alto pré-adensado - MAPA

Fonte: Modificada de (Sully et. al. 1999, apud Cordeiro 2019)

Segundo Das (2007), a razão de sobreadensamento (OCR) pode ser obtida através da relação entre a tensão de pré-adensamento e tensão vertical efetiva:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

As causas de pré-adensamento em solos sedimentares são variadas, entre elas, Holtz e Kovacs (1973), apud Ortigão (1995) destacam:

- Erosão superficial com conseqüente alívio de tensões verticais atuantes;
- Variação do nível d'água causando acréscimo de tensões efetiva no interior das camadas;
- Ressecamento do solo causado por variações do nível d'água próximo a superfície de uma argila normalmente adensada, o que provoca o surgimento de uma crosta pré-adensada;
- Adensamento secundário, também conhecido como fluência, que por sua vez provoca o envelhecimento da argila.

Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996) elaboraram as equações (2) e (3), respectivamente, para determinar a tensão de pré adensamento ao longo do perfil tendo como base os resultados do ensaio de CPT-u multiplicados a coeficientes (k1 e k2) propostos por estes (Cordeiro, 2019).

$$\sigma'_{vm} = k_1 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2)$$

$$\sigma'_{vm} = k_2 \cdot (q_t - u_2) \quad (3)$$

Segundo estudos desenvolvidos e apresentados por Schnaid e Odebrecht (2012), o coeficiente k1 para depósitos na costa brasileira variam de 0,143 até 0,333, conforme apresentado na Tabela 5. Essa variação nos resultados, de acordo com os autores, pode ocorrer pela falta de sensibilidade do CPT-u para estimar história de tensões e pela má qualidade de amostras colhidas para ensaios de adensamento.

Tabela 5 – Valores de K1 das argilas brasileiras

<b>Referência</b>	<b>K1</b>	<b>Local</b>
Santo Amaro (SP)	0,333	Massad (2009)
Unisantia (SP)	0,333	Massad (2009)
Barnabé (SP)	0,256	Massad (2009)
Sarapuí (RJ)	0,290	Almeida et al. (2005 apud Massad, 2009)
Duque de Caxias (RJ)	0,143	Futai, Almeida e Lacerda (2001 apud Massad, 2009)
Recife (PN) (RRS1) Camada 1	0,222	Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 apud Massad, 2009)
Recife (PN) (RRS1) Camada 2	0,244	Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 apud

<b>Referência</b>	<b>K1</b>	<b>Local</b>
Santo Amaro (SP)	0,333	Massad (2009)
Unisantia (SP)	0,333	Massad (2009)
		Massad, 2009)
Sergipe (SE) TPS	0,313	Brugger et al. (1997 apud Massad, 2009)
Santa Catarina (SC)	0,263	Oliveira et al. (2001 apud Massad, 2009)
Santos (SP)	0,180	Odebrecht, Schnaid e Mantaras (2012)
Sarapuí (RJ)	0,150	Jannuzi (2009)
Barra da Tijuca (RJ)	0,150	Baroni (2010)
Porto Alegre (RS)	0,301	Soares (1997)
Barra da Tijuca (RJ)	0,200	Teixeira, Sayão e Sandroni (2012)

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, pág. 93)

Os mesmos autores apresentam na Tabela 6, os valores correspondentes a k2. Eles afirmam que na prática os valores são encontrados entre 0,5 e 0,6, porém, podem ter números reduzidos ao serem definidos em solos com umidade muito alta (acima de 100%) ou com presença de matéria orgânica.

Tabela 6 – Valores de K2 das argilas brasileiras

<b>Observação</b>	<b>K2</b>	<b>Referência</b>
Argilas orgânicas muito moles da Barra da Tijuca - RJ	0,265	Baroni (2010)
Argilas orgânicas muito moles d Sarapuí - RJ	0,265	Jannuzi (2009)
Argilas de Porto Alegre - RS	0,53	Soares (1997)

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, pág. 94)

## 2.5.2 Tipos de recalque

Os recalques em aterros sobre solos moles podem ser classificados em:

- Recalques imediatos;
- Recalques primários;
- Recalques secundários.

### 2.5.2.1 Recalques imediatos

Os recalques imediatos ocorrem imediatamente após a aplicação de cargas na superfície do terreno, não havendo variação de volume de argila, motivo pelo qual são conhecidos por recalques não drenados, elásticos ou distorcionais (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

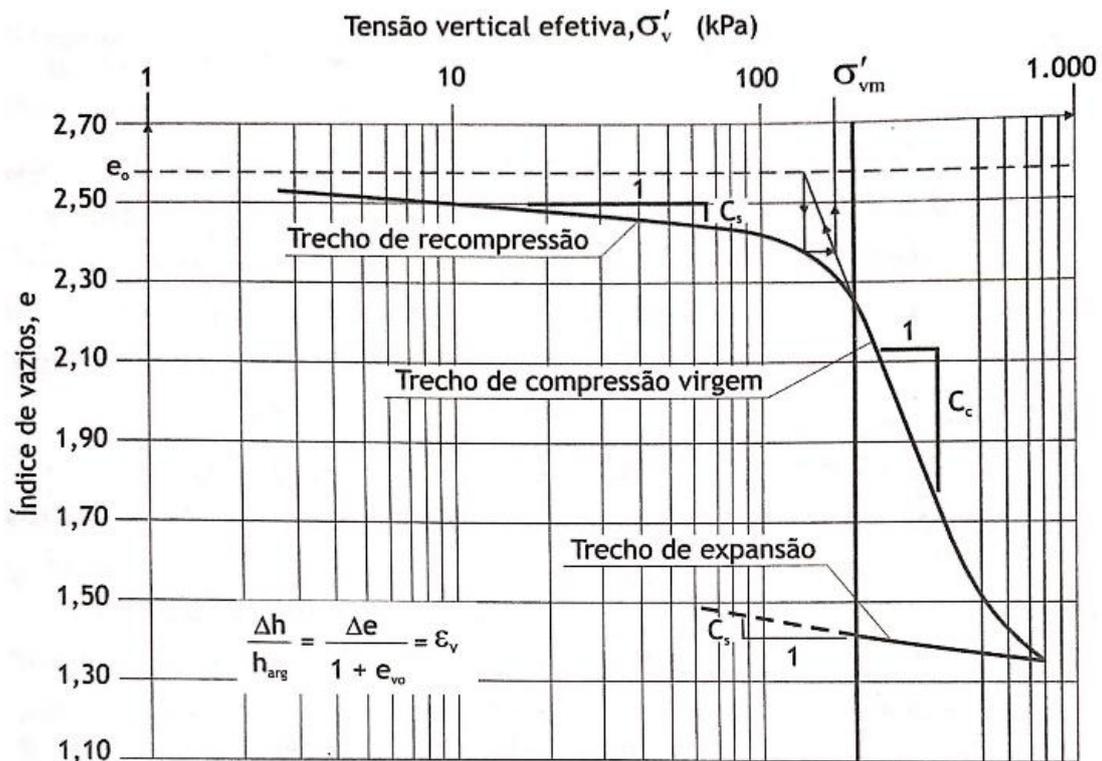
Segundo Almeida e Marques (2010), o recalque imediato possui valores pouco expressivos comparados aos recalques ocorridos por adensamento. Assim, para aterros com dimensões de largura e comprimento consideráveis, eles são geralmente desconsiderados.

### 2.5.2.2 Recalques primários

Os recalques primários são resultantes do processo de adensamento, ou seja, expulsão de água dos vazios do solo, sendo seus valores determinados diferenciando o substrato local em subcamadas com dados correspondentes aos ensaios de adensamento (PINTO, 2006, apud ALMEIDA e MARQUES, 2010), ou ainda, correspondente aos parâmetros de projeto das respectivas camadas de solos moles.

De acordo com Almeida e Marques (2010), os resultados do ensaio de adensamento quando plotados na curva  $e - \log \sigma'_v$  fica com aspecto da Figura 4. Nela é possível notar que a partir de determinada pressão, o índice de vazios varia linearmente até certo ponto com o logaritmo da pressão aplicada. Este trecho é chamado de reta virgem (Pinto, 2006).

Figura 4 – Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão – Método de Pacheco Silva (1970)



FONTE: Almeida e Marques (2010, pág. 83)

Com base nos índices de compressibilidade, as estimativas de recalque podem ser obtidas para os diferentes estados de tensões das argilas moles (normalmente adensada e pré-adensada), a partir da equação (4) formulada por Terzaghi (1936) (PINTO, 2006).

$$\Delta h = \frac{H}{1+e_0} \left( C_r \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{v0+\Delta\sigma v}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (4)$$

sendo:

Cc = índice de compressão;

Cr = índice de recompressão;

H = espessura da subcamada correspondente;

e0 = índice de vazios *in situ* da subcamada;

$\sigma'_{vm}$  = tensão de sobreadensamento no meio da subcamada;

$\sigma'_{v0}$  = tensão efetiva vertical *in situ* no meio da subcamada;

$\Delta\sigma'_{v}$  = tensão vertical final no meio da subcamada, decorrente da sobrecarga do aterro na superfície.

Onde: Cr, Cc,  $\sigma'_{vm}$  e  $e_0$  são obtidos no ensaio de adensamento unidimensional.

A magnitude dos recalques primários, seja qual for o histórico de tensões de uma argila mole, deve ser estimada separando-se a fundação em subcamadas, correspondentes aos dados disponíveis de ensaios de adensamento (PINTO, 2000), apud (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Com os dados do coeficiente de adensamento vertical obtidos no ensaio oedométrico, de acordo com Almeida e Marques (2010), pode-se estimar a magnitude dos recalques primários e sua evolução ao longo do tempo através equação (5)

$$T_v = \frac{c_v t}{h d^2} \quad (5)$$

Onde:

$T_v$  = fator de tempo do adensamento vertical;

$h d^2$  = altura de drenagem

O fator tempo ( $T_v$ ) é determinado em função do percentual médio de adensamento vertical ( $U_v$ ). Para o cálculo de  $T_v$ , Almeida e Marques (2010) apresentam as seguintes equações (6) e (7):

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot U_v^2 \quad \therefore \text{para } U_v \text{ entre } 0\% \text{ e } 52\% \quad (6)$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_v(\%)) \quad \therefore \text{para } U_v \text{ entre } 52\% \text{ e } 100\% \quad (7)$$

### 2.5.2.3 Recalques secundários

As deformações que ocorrem ao final do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação de poropressão, são conhecidas como adensamento secundário (MARTINS, 2005) apud (ALMEIDA e; MARQUES, 2010).

Conforme mostrado por Perboni (2003), os recalques secundários estão associados a um potencial rearranjo das partículas sólidas e o cálculo desses recalques muitas vezes é desconsiderado devido sua grandeza ser muito inferior ao recalque primário. Todavia, para

aterro sobre camadas de depósitos de siltes ou argilas orgânicas, o efeito é significativo no que diz respeito a deslocamento das camadas.

Das (2007) expõe que o recalque secundário de um solo é expresso pela equação (8).

$$C_{a\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\log_{10}t} = \frac{\Delta H/H_0}{\Delta\log_{10}t} \quad (8)$$

### 2.5.3 Ensaio de Adensamento do solo

Segundo Ortigão (1995) o equipamento desenvolvido por Terzaghi, denominado *oedômetro* é utilizado para o estudo das deformações volumétricas verticais de amostras de solo sem deformações laterais.

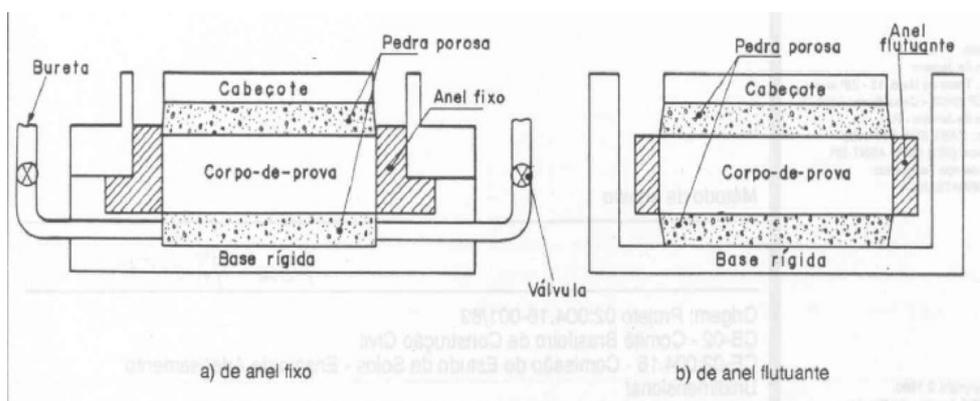
De acordo com as prescrições da Norma 12007 (1990), o ensaio é realizado inserindo um corpo de prova no interior de um molde metálico e submetidos a incrementos de carga.

Segundo Das (2007) cada incremento de carga é mantido por um intervalo de 24 horas.

Para argilas muito moles, inicia-se o ensaio com tensões verticais reduzidas, de 1,5 ou 3kPa, dobrando-se a carga a cada 24h até atingir a tensão vertical necessária, devendo ser superior a 400kPa (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

A Figura 5 representa esquematicamente os tipos de células de adensamento preconizadas pela MB 3336/1990, onde podem ser visualizadas a célula de anel fixo e a de anel flutuante.

Figura 5 – Tipos de célula de compressão oedométrica



Fonte: MB 3336 (1990, p. 02).

De acordo Baran (2014), ao se executar um ensaio oedométrico podem ser obtidos diversos parâmetros geotécnicos de compressibilidade a partir da curva de compressão  $e - \log \sigma'_v$ :

- Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ );
- Módulo Oedométrico ( $E_{oed}$ );
- Coeficientes de compressão ( $C_c$ );
- Coeficiente de recompressão ( $C_r$ );
- Coeficiente de descompressão ou expansão ( $C_s$ );
- Coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ );
- Índice de vazios ( $e$ );
- Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ).

Do ensaio de adensamento também pode ser obtido o coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) pelos métodos de Casagrande e Taylor podendo ser encontrados na literatura (e.g. Ortigão (1995), Caputo (2016)...).

## 2.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

### 2.6.1 Ensaio SPT

#### 2.6.1.1 Aspectos gerais

Normatizado em 1958 pela American Society for Testing and Materials (ASTM) e em 2001 no Brasil, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR 6484/2001, a sondagem a percussão (SPT) tem sido amplamente empregada no país devido a sua facilidade econômica.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) consiste em uma sondagem de simples reconhecimento aliada a medida de resistência dinâmica dos solos, podendo ser utilizado em solos arenos, argilosos (coesivos) e até rochas brandas.

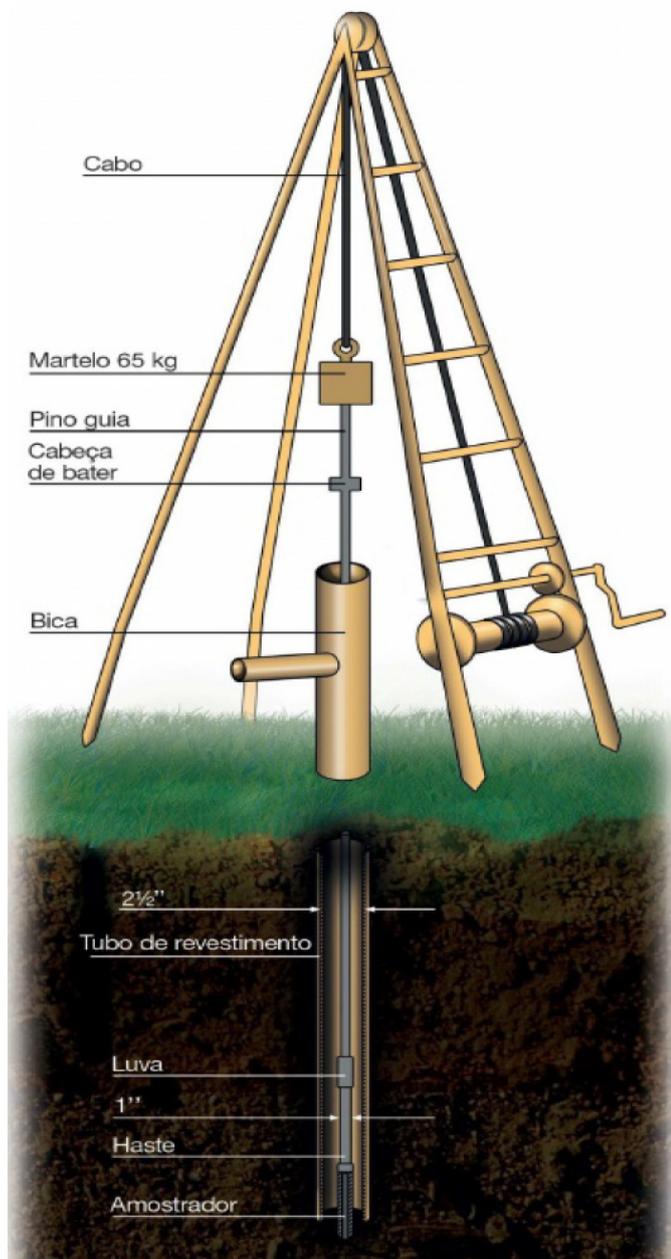
#### 2.6.1.2 Equipamentos utilizados

Basicamente, os equipamentos pertencentes a um sistema de sondagem a percussão segundo Schnaid e Odebrecht (2012) são elencados a seguir e apresentados na Figura 6.

- Amostrador – utilizado para coletar e classificar as amostras, é composto por cabeça, corpo e sapata. O corpo do amostrador é um tubo bipartido que permite a inspeção tátil visual das amostras;

- Hastes – são tubos metálicos providos de roscas que se conectam ao amostrador;
- Martelo – constituído de aço, com 65kg de massa é o elemento que aplica o golpe sobre a composição (cabeça de bater, haste, amostrador);
- Cabeça de bater – elemento cilíndrico de aço maciço, com finalidade de transferir a energia do golpe do martelo para a haste;
- Sistema de perfuração – equipamentos utilizados para a abertura do furo de sondagem compostos normalmente de trados manuais.

Figura 6 – Equipamento de sondagem SPT



Fonte: Odebrecht e Schnaid, 2012

### 2.6.1.3 Procedimento de ensaio

Pinto (2006) descreve em sua obra o procedimento de sondagem SPT, onde inicialmente, a perfuração do terreno é realizada através de trado tipo espiral até que seja identificado o nível d'água. Atingido o nível d'água, ou percebendo-se água no interior do revestimento, registra-se a cota do nível freático e interrompe-se a operação até que o nível se estabilize, anotando a nova cota do nível da água. Atingido o nível da água, a perfuração prossegue pela técnica conhecida como percussão e lavagem com auxílio de trépano e circulação de água, provocando a desagregação do solo dentro do furo o qual retorna pelo espaço entre o revestimento e o trépano. A perfuração por lavagem é mais rápida que pelo trado, porém, só pode ser utilizada abaixo do nível d'água porque acima dele alteraria o teor de umidade do solo.

Ainda segundo o autor, posteriormente a perfuração, dá-se início a cravação do amostrador padrão até a penetração de 45cm, utilizando-se a força proporcionada pela queda do martelo de 65 kg, a uma altura de 75cm e anotando-se o valor de N (índice de resistência à penetração do SPT), cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação dos últimos 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm.

A ABNT NBR 6484/2001 apresenta a classificação dos solos em função da resistência à penetração obtida no ensaio de SPT, classificando o pela sua compacidade (quando areia ou silte arenoso), ou pela sua consistência (argila ou silte argiloso), conforme mostrado na Tabela 7.

Tabela 7 – Estados de compacidade e consistência

<b>Solo</b>	<b>Índice de resistência à penetração</b>	<b>Designação</b>
Areia e Silte arenoso	$\leq 4$	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Mediamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	$> 40$	Muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija
	$> 19$	Dura (o)

Fonte: Anexo A da NBR6484 (2001, p, 17)

## 2.6.2 Ensaio de Piezocone CPT-u

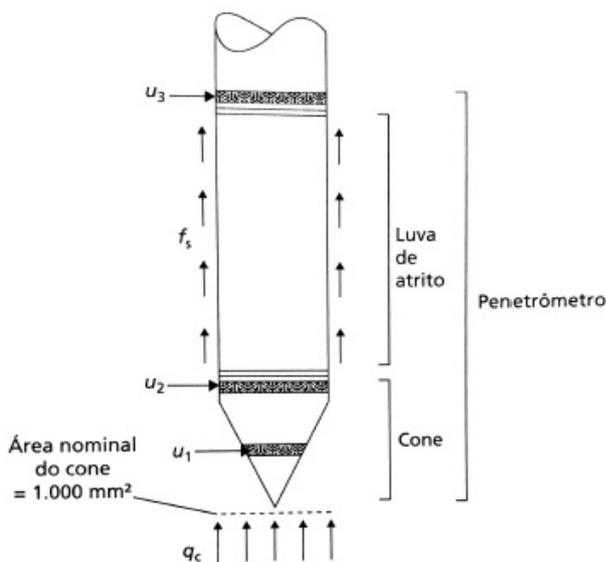
De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio de piezocone vem sendo uma das principais ferramentas para prospecção geotécnica. Ele fornece resultados que podem ser utilizados na elaboração de perfis estratigráficos de depósitos de argila mole, prevendo-se assim, a capacidade de carga de fundações.

Normalizado pela NBR-12069/1991-MB3406, Knappett e Craig (2014) afirmam que o ensaio além de determinar diversos parâmetros geotécnicos dos materiais presentes no terreno, pode também complementar alguns ensaios de laboratório.

Caputo (2016), descreve o equipamento como um elemento cilíndrico com uma ponteira cônica de 60° e área de 10cm<sup>2</sup>, cuja cravação é realizada verticalmente para o interior do terreno a uma velocidade constante de penetração de 2cm/s e a medida que o equipamento penetra no solo, são registrados continuamente, a resistência de ponta ( $q_c$ ), a resistência por atrito lateral ( $f_s$ ) e a poropressão ( $u$ ), conforme mostrado na (Figura 7).

A medição localizada do excesso de pressões neutras em torno do cone, induzidas pela penetração, pode ser medida logo atrás do cone ( $u_2$ ), na face do cone ( $u_1$ ) e na outra extremidade da luva de atrito ( $u_3$ ).

Figura 7 – Esquema do piezocone - CPT-u



FONTE: Knappett e Craig (2014)

Estão disponíveis no mercado, cinco dimensões de ponteira, conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 – Dimensões típicas de ponteiros

Ponta Cônica	Área da ponta	Área a luva
< 10 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>	3.004 mm <sup>2</sup>
	5 cm <sup>2</sup>	7.510 mm <sup>2</sup>
10 cm <sup>2</sup>	10 cm <sup>2</sup>	15.000 mm <sup>2</sup>
> 10 cm <sup>2</sup>	15 cm <sup>2</sup>	22.532mm <sup>2</sup>
	40cm <sup>2</sup>	60.085 mm <sup>2</sup>

Fonte: Modificado de Schnaid e Odebrecht (2012).

### 2.6.2.1 Resistência de ponta

Durante a execução do ensaio em solos pouco permeáveis (argila mole), um excesso de pressão neutra é gerado em torno do cone, reduzindo a resistência a penetração  $q_c$ . Desta forma, a resistência medida na ponta do cone deve ser corrigida segundo a equação (9) (KNAPPETT e CRAIG, 2014).

$$q_t = q_c + u^2(1 - a) \quad (9)$$

Onde:

$a$  = fator de correção da área (dependente do tipo do cone). Em geral varia de 0,5 à 0,9 sendo calculado pela relação:  $a = A_n / A_t$  (conforme mostrado na Figura 8).

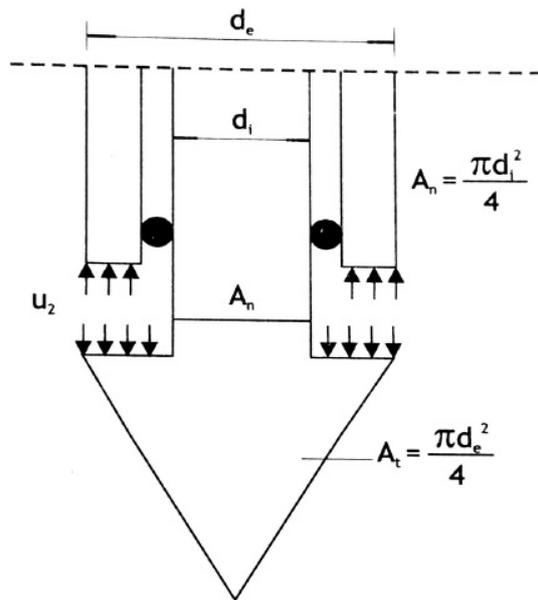
### 2.6.2.2 Atrito lateral

De maneira análoga à correção de  $q_c$  o atrito também pode ser corrigido segundo a equação (10):

$$f_t = f_s - \frac{u^2 \times A_{st}}{A_l} + \frac{u^3 \times A_{st}}{A_l} \quad (10)$$

Porém, na prática, Schnaid e Odebrecht (2012) descrevem que a correção do atrito lateral não é utilizada.

Figura 8 – Detalhe da poropressão atuando na ponta

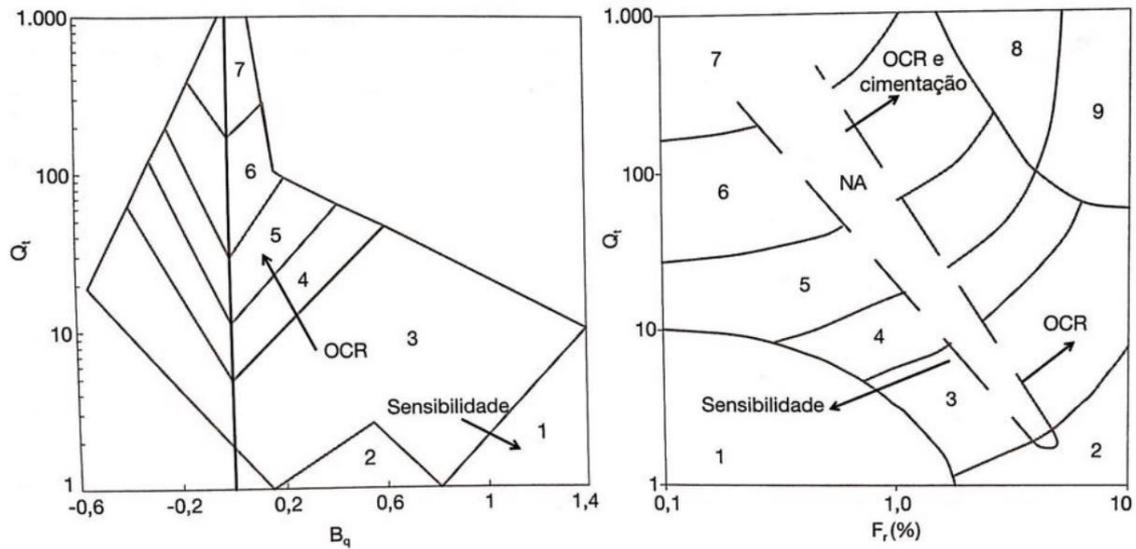


FONTE: Almeida e Marques (2010, pág. 63)

### 2.6.2.3 Classificação dos solos

Knappett e Craig (2014) afirmam em sua obra que solos com características distintas apresentarão comportamentos diferenciados no que diz respeito às variações de pressão neutra. Citam como exemplo os solos finos, que, sendo pouco permeáveis, apresentarão valores de  $u_2$  elevados enquanto grosseiros como areias e pedregulhos gerarão pouco excesso de poropressão devido sua alta permeabilidade. Desta forma,  $u_2$  fornece um terceiro parâmetro ( $Bq$ ), relacionado a poropressão normalizada, que juntamente com  $Q_t$  (resistência de ponta normalizada), pode ser utilizado para identificar os tipos de solo por meio dos gráficos propostos por Robertson, (1990) e apresentados na Figura 9.

Figura 9 – Gráfico de classificação dos tipos de comportamento dos solos com base no ensaio CPT-u



Zona	Comportamento do Solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argilas - argila siltosa
4	Mistura siltosa – silte argiloso a argila siltosa
5	Mistura arenosa – areia siltosa a silte arenoso
6	Areias, areias puras a areias siltosas
7	Areia grossa a areia
8	Areia argilosa muito compacta
9	Solo fino duro

FONTE: Robertson (1990) apud Almeida e Marques (2010)

Onde:

$$Bq = \frac{u2-u0}{qt-\sigma'v0} \text{ (parâmetro de poropressão normalizada)} \quad (11)$$

$$Qt = \frac{q1-\sigma v0}{\sigma'v0} \text{ (resistência de ponta normalizada)} \quad (12)$$

#### 2.6.2.4 Resistência não drenada (Su)

A resistência a penetração obtida no ensaio pode ser usada com o objetivo de estimar a resistência ao cisalhamento não drenada das argilas ( $S_u$ ) através das equações (13) e (14), onde  $N_{kt}$ , fator de capacidade de carga, pode ser obtido por equilíbrio limite, método de trajetória de tensões, ou ainda, por correlação direta com  $S_u$  medido em ensaios de laboratório como triaxial ou de campo tal como palheta (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

$$Su = \frac{(qt - \sigma v_0)}{Nkt} \quad (13)$$

$$Nkt = \frac{(qt - \sigma v_0)}{Su} \quad (14)$$

Onde:

Nk ou Nkt – fator de capacidade de carga

Na prática, de acordo com diversas experiências, o valor típico de Nkt para solos brasileiros fica na ordem de 12 (ALMEIDA E MARQUES, 2010).

#### 2.6.2.5 História de tensões

São diversas as proposições apresentadas na literatura para a obtenção da variação da tensão de pré adensamento (OCR) com a profundidade por meio de ensaios de piezocone. Mayne e Chen (1996) apresenta a equação (15) para obtenção de OCR:

$$OCR = 0,53 \frac{(qt - u_2)}{\sigma v_0} \quad (15)$$

Conforme defendido por Schnaid e Odebrecht (2012) existe uma relação entre Su e  $\sigma'_{vm}$  para argilas normalmente adensadas conforme a formulação proposta por Mesri, (1975):

$$Su = 0,22(\sigma'_{vm}) \quad (16)$$

#### 2.6.2.6 Coeficiente de adensamento

Durante a cravação do cone, em profundidades pré-definidas pode haver uma interrupção de aproximadamente 1 hora no ensaio de dissipação para que pelo menos 50% das poropressões possam ser dissipadas e assim estimado o coeficiente de adensamento horizontal (Ch), obtido pela equação (17) apresentada por Houlsby e Tech (1988), apud Schnaid e Odebrecht (2012).

$$C_h = \frac{T R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (17)$$

Onde:

R = raio do piezocone;

t = tempo de dissipação;  
 Ir = índice de rigidez (G/Su);  
 G = módulo de cisalhamento do solo.

O fator tempo T é obtido em função do percentual de dissipação da poropressão U, conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 – Fator Tempo T para cálculo de  $C_h$

1-U	p/ filtro localizado na face do cone	p/ filtro localizado na base do cone
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804

Fonte: adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012, p 101)

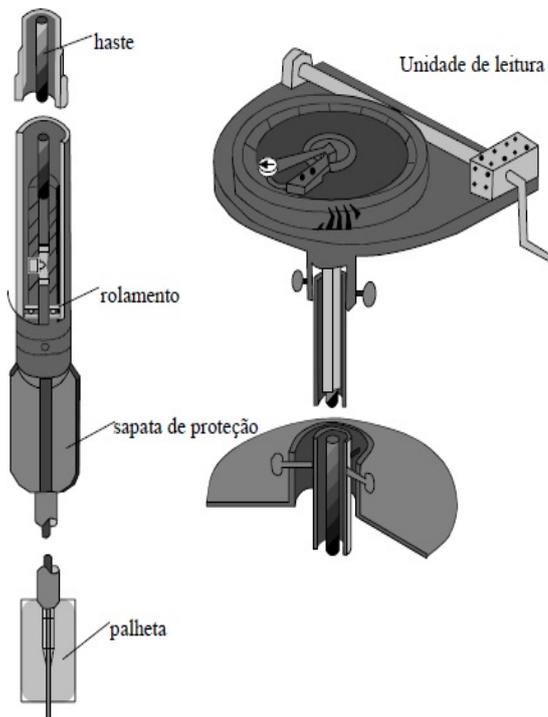
### 2.6.3 Ensaio de Palheta (Vane Test)

Utilizado para a determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) das argilas moles e completamente saturadas (não é indicado a solos grossos), cuja resistência se medida em laboratório, pode ser alterada de forma significativa pelo processo de amostragem e manipulação da amostra (Knappett e Craig, 2014).

Ainda, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), pode-se obter informações quanto à história de tensões do solo através da razão de pré-adensamento (OCR).

Normatizado pela ABNT NBR-10905/1989, a realização do ensaio segundo Almeida e Marques (2010), consiste na rotação constante de  $6^\circ$  por minuto de uma palheta cruciforme (ver Figura 10) em profundidades predefinidas. Ainda, o valor de  $S_u$  é influenciado por fatores como atrito mecânico, tipo da palheta, velocidade de rotação da palheta, plasticidade, amolgamento, heterogeneidade e anisotropia da argila e pela hipótese de ruptura adotada.

Figura 10 – Equipamento de ensaio de Palheta (Vane Test)



Fonte: DNER PRO – 381 (1998, p. 04)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a palheta, de seção cruciforme, é submetida a um torque que cisalha o solo por rotação, gerando uma condição não drenada. Mesmo podendo-se executar o ensaio em argilas com  $S_u$  de até 200 kPa, a palheta especificada na Norma Brasileira apresenta desempenho satisfatório em argilas com  $S_u \leq 50$  kPa.

Algumas recomendações para uma coerente execução do ensaio são descritas por Schnaid e Odebrecht (2012):

- a)  $N_{spt}$  menor ou igual a dois, correspondendo a resistência de penetração ( $q_c$ ) menor ou igual a 1000 kPa;
- b) Matriz predominantemente argilosa;
- c) Ausência de lentes de areia (definida por ensaios de penetração).

A resistência não drenada e a sensibilidade das argilas, segundo a NBR-10905/1989 podem ser calculadas pelas expressões (18 e 19).

$$S_u = \frac{0,86 T}{\pi D^3} \quad (18)$$

Onde:

T = torque máximo em kN.m;

D = diâmetro da palheta.

$$St = \frac{Su}{Su a} \quad (19)$$

Onde:

Su = resistência na condição natural;

Su a= resistência na condição amolgada.

Por conta de problemas de amostragem como o amolgamento, que resultam em valores de tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) muitas vezes não confiáveis, e determinações de ( $\sigma'_{v0}$ ) erráticas devido à dificuldade de se obter a posição exata do nível d'água, Almeida e Marques (2010) salientam o uso do ensaio de palheta para estimativa de OCR através da formulação proposta por Mayne e Mitchell (1988):

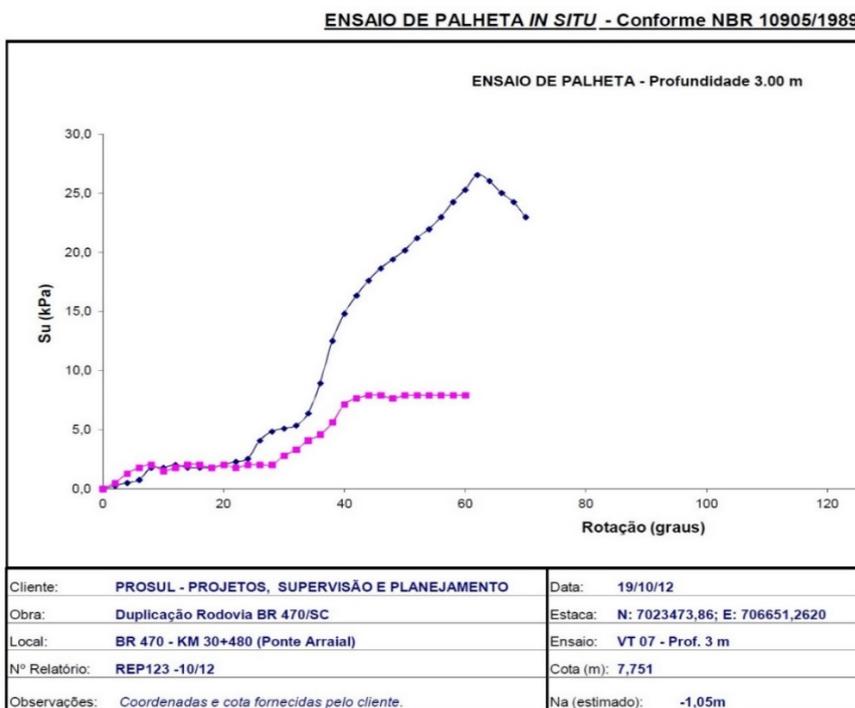
$$OCR = \alpha x \frac{Su}{\sigma'_{v0}} \quad \text{com } \alpha = 22 x (Ip)^{-0,48} \quad (20)$$

Onde:

Ip = índice de plasticidade do solo

A seguir, a Figura 11 apresenta um boletim de ensaio de Vane Test realizado no Km 30+480 BR 470/SC, no município de Gaspar.

Figura 11 – Ensaio de Vane Test (Palheta)



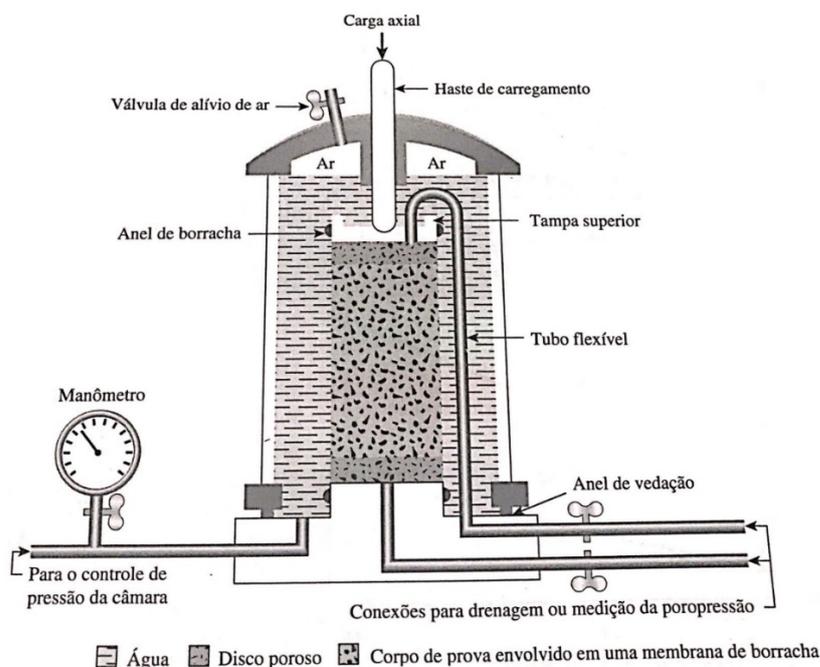
FONTE: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

## 2.6.4 Ensaio Triaxial

Ensaio realizado em laboratório, o triaxial é um dos ensaios mais confiáveis para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo. Nele, uma amostra cilíndrica com dimensões de 36mm de diâmetro e 76mm de altura é envolvida por uma fina membrana de borracha e submetida a pressões de confinamento após ser posta no interior de uma câmara preenchida, normalmente por água ou glicerina. Para que ocorra a ruptura por cisalhamento do corpo de prova, deve ser aplicada uma carga axial, transmitida por pesos ou pressão hidráulica (DAS, 2007).

Na Figura 12 é apresentado um layout do ensaio triaxial.

Figura 12 – Layout de um ensaio triaxial



Fonte: DAS (2007, p. 312).

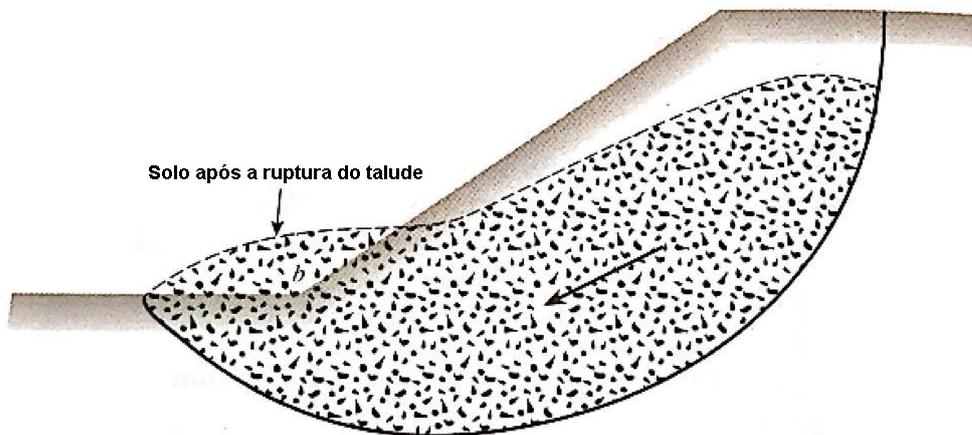
De acordo com Pinto (2006) os resultados podem ser obtidos de três formas:

- Ensaio adensado drenado (CD): aguarda-se a consolidação da amostra por meio da dissipação da pressão neutra e na sequência é aplicado de forma lenta, uma carga axial que é aumentada até o seu rompimento.
- Ensaio adensado não drenado (CU): consolidação realizada como o CD, porém, não sendo permitido a drenagem ao aplicar-se a carga axial. Obtém-se assim, a resistência não drenada em função da tensão de adensamento.
- Ensaio não adensado não drenado (UU): aplicado geralmente em argilas saturadas, a amostra confinada é submetida à carga axial de forma rápida e sem drenagem.

## 2.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE E FATOR DE SEGURANÇA

Conforme descrito por Pereira (2013), a análise de estabilidade consiste numa série de procedimentos que visa quantificar o quanto um talude está próximo de sua ruptura, considerando um determinado conjunto de condicionantes, como geometria, sobrecarga atuante e pressões neutras.

De acordo com Das (2007), a massa de solo de um talude tende a sofrer um deslocamento para baixo, devido à componente gravitacional. Assim, se essa componente for grande o suficiente, poderá levar a uma ruptura desse talude, conforme mostrado na Figura 13. Figura 13 – Exemplo de ruptura de talude



Fonte: DAS (2007, p. 430).

Assim, devem ser realizados ensaios e com isso, analisado o risco desses deslocamentos ocorrerem, isto é, fazer um comparativo entre a tensão de cisalhamento que se desenvolve ao longo do plano de ruptura e a resistência do solo ao cisalhamento (DAS, 2007).

### 2.7.1 Fator de segurança

Massad (2010) destaca que para estudos de estabilidade é necessário determinar o coeficiente de segurança ou fator de segurança (FS), dada pela equação (21)

$$F_S = \frac{S}{\tau} = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{\tau} \quad (21)$$

Onde:

S= resistência ao cisalhamento do solo em termos de tensões efetivas

$\tau$ = tensão cisalhante atuante

$c'$  = coesão efetiva

$\sigma'$  = tensão efetiva atuante no plano cisalhado

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo

Gerscovich (2016) diz que a ruptura pode ocorrer quando as tensões atuantes se equiparam à resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, FS igual a 1. A Tabela 10 apresentada por Pereira (2013) correlaciona as condições de um talude frente ao um determinado fator de segurança.

Tabela 10 – Fatores de segurança e as respectivas condições de estabilidade

Coefficiente de segurança (Fs)	de	Condição do Talude
Fs < 1,0		Talude instável – não tem significado físico
Fs = 1,0		Condição limite de estabilidade -iminência de ruptura
Fs > 1,0		Talude estável

O procedimento DNER-PRO 381/98 do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) determina alguns fatores de segurança mínimos para construção de aterro sobre solos moles, conforme mostrado na Tabela 11.

Tabela 11 – Fatores de segurança mínimo de acordo com a DNER-PRO 381/98

Classe do aterro	Fator de segurança mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Fonte: adaptado da DNER-PRO 381/98 (p. 10)

Onde:

- Classe I= Aterros quando distantes até 50m de estruturas rígidas (pontes e viadutos) ou sensíveis como oleodutos;
- Classe II= Aterros superiores a 3,0m de altura; e
- Classe III= Aterros com altura inferior a 3,0m e afastadas de estruturas sensíveis.

A NBR 11.682:2009 define o fator de segurança mínimo com base na possibilidade de perdas humanas ou danos materiais e ambientais, conforme mostrado na Tabela 12.

Tabela 12 – Fatores de segurança mínimo de acordo com a NBR 11.682:2009

FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO				
Grau de segurança Perdas materiais e ambientais	Graus de segurança Perda de vidas Humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto		1,5	1,5
Médio		1,5	1,4	1,3
Baixo		1,4	1,3	1,2

Fonte: adaptado da NBR 11.682:2009

Os níveis de segurança contra a perda de vidas humanas, materiais e ambientais são apresentados na Tabela 13 e Tabela 14.

Tabela 13 - Grau de segurança esperado: Vidas Humanas

Nível de segurança mínimo contra perda de vidas humanas	
Nível de Segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edifícios públicos, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias. Rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: Adaptado de NBR 11682 (2009).

Tabela 14 - Grau de segurança esperado: Perdas materiais e ambientais

Nível de segurança mínimo contra perdas materiais e ambientais	
Nível de Segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderado.

Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.
-------	---

Fonte: Adaptado de NBR 11682 (2009).

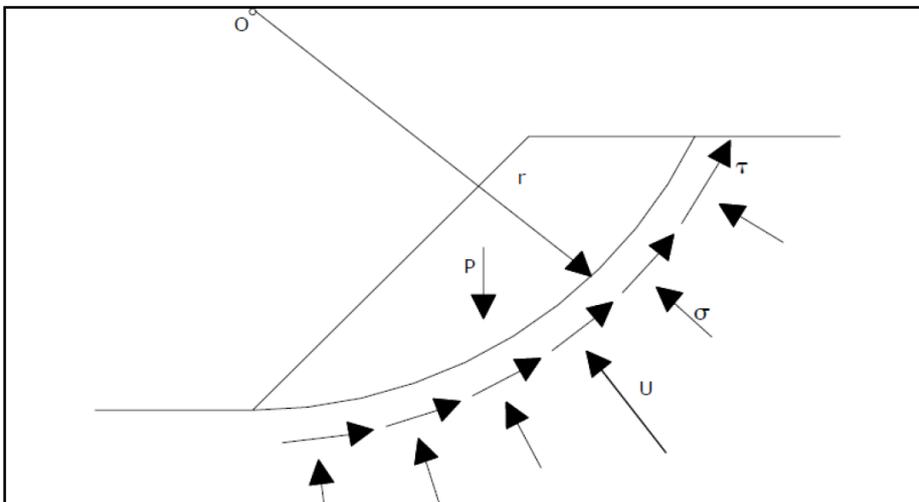
### 2.7.2 Método de Equilíbrio Limite

Gerscovich (2009) estabelece que os métodos de equilíbrio limite se baseiam no fato de haver equilíbrio numa massa de solo na emitente possibilidade de entrar em ruptura. Afirma ainda que a aplicação desses métodos é considerada fácil, havendo grande experiência acumulada no campo geotécnico.

Dentre os métodos de equilíbrio limite estão Fellenius (1927), Bishop (1955), Morgensten e Price (1965), Spencer (1967), Jambu (1973) e Bishop simplificado (1995) (GEOSOLPE, 2008, apud Pereira, 2013).

As análises de estabilidade podem ser definidas pelo Método do Círculo de Atrito, Método das Cunhas e Método Sueco. Neste último, considera-se que a ruptura ocorra em forma de circunferência, dividindo-se a massa de solo em fatias, ou lamelas (MASSAD, 2010).

Pereira (2013) demonstra na como agem as forças em uma análise de ruptura circular  
Figura 14 – componentes atuantes na análise de ruptura circular.



Fonte: Horst, 2007 apud Pereira, 2013.

Para análise de ruptura não circular (também pode ser usado como circular), um dos métodos mais utilizados é o Janbu simplificado (1973), onde as superfícies devem ser analisadas pelo método de cunhas ou blocos. Como apresenta o fator de segurança baseado apenas no equilíbrio de forças, apresenta maior sensibilidade com relação ao ângulo de inclinação das fatias (STRAUSS, 1998).

Para análise de estabilidade global de aterros construídos sobre regiões compressíveis, Almeida e Marques afirmam que ábacos desenvolvidos por Pilot e Moreau (1973) podem ser usados, porém, com o número crescente de sistemas computacionais disponíveis atualmente, os ábacos estão sendo substituídos.

## 2.8 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Segundo Almeida e Marques (2010) a definição do método construtivo mais adequado para cada situação está relacionada a questões como características geotécnicas dos solos moles, utilização da área e entorno; prazos construtivos e custos envolvidos. As técnicas construtivas de aterros sobre solos moles possuem o objetivo de permitir a estabilidade do aterro e minimizar os recalques por adensamento, conjunta ou separadamente

A seguir são apresentadas algumas soluções comumente utilizadas para obras de aterro sobre solos moles.

### 2.8.1 Substituição de solos moles

De acordo com Sandroni e Consoli (2010), a substituição de solos moles consiste basicamente na remoção do solo compressível com escavadeiras ou dragas e na recomposição com material de melhor qualidade. Geralmente, essa remoção é realizada pelo simples lançamento de materiais grosseiros que expulsam o solo mole. Porém a substituição de solos moles sempre que possível deve ser evitada, visto que é a solução mais drástica a se executar. Ainda segundo os autores, a questão ambiental também é importante nesse caso, uma vez que o material removido deve ser destinado a algum bota fora, gerando assim, passivos ambientais.

Em depósitos de solos moles pouco espessos essa técnica pode se tornar uma alternativa mais viável do que o tratamento proposto por outros métodos. Almeida e Marques (2014) citam a remoção de até 4m de solo mole, sendo parcial ou total enquanto a norma DNER-PRO 381/98 não recomenda remoções parciais, e sugere a remoção total de solo mole, porém, em áreas inferiores a 200m de extensão com 3m de espessura.

### 2.8.2 Aterros leves

As soluções de aterros leves são aquelas em que o aterro é constituído por material de peso específico muito baixo. Modernamente, o material utilizado mais utilizado é o EPS

(poliestireno expandido) em grandes blocos, conhecidos como “geoexpandidos”. Almeida e Marques (2010) expõem que o valor dos recalques primários é diretamente proporcional ao acréscimo de tensão causado pelo aterro, ou seja, uma redução na carga causada pela substituição do material de aterro por outro mais leve, acarretará na diminuição do adensamento esperado.

Segundo Baran (2014) essa solução é ideal para obras que requerer curto prazo de execução, porém, acaba se tornando uma técnica relativamente de alto custo.

### **2.8.3 Aterros com sobrecarga temporária**

Nesta técnica são aplicados acréscimos de aterro objetivando acelerar os recalques primários dentro do período de adensamento proposto, além de compensar parte, ou totalmente, os recalques secundários (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

De acordo com os autores, algumas obras possuem prazos menores de execução, não sendo possível esperar a estabilização dos recalques. Desta forma, é necessário adotar um conjunto de soluções, visto que solos moles têm uma alta quantidade de finos, portanto, pouco permeáveis, a evolução dos recalques pode levar muitos anos, pois ocorre lentamente ao longo do tempo.

### **2.8.4 Aterros reforçados**

Perboni (2003) expõe que atualmente os materiais geossintéticos são amplamente utilizados na engenharia geotécnica para reforços em aterros sobre solos compressíveis. Materiais confeccionados a base de polímeros, as geogrelhas e geotêxteis apresentam alta rigidez e resistência.

Conforme apresentado na obra de Almeida e Marques (2010), tais materiais são instalados, usualmente, na base do aterro, e assim conforme salientam, o reforço de aterros, é geralmente combinado a outras soluções, funcionando como componente resistente à tração na base do aterro.

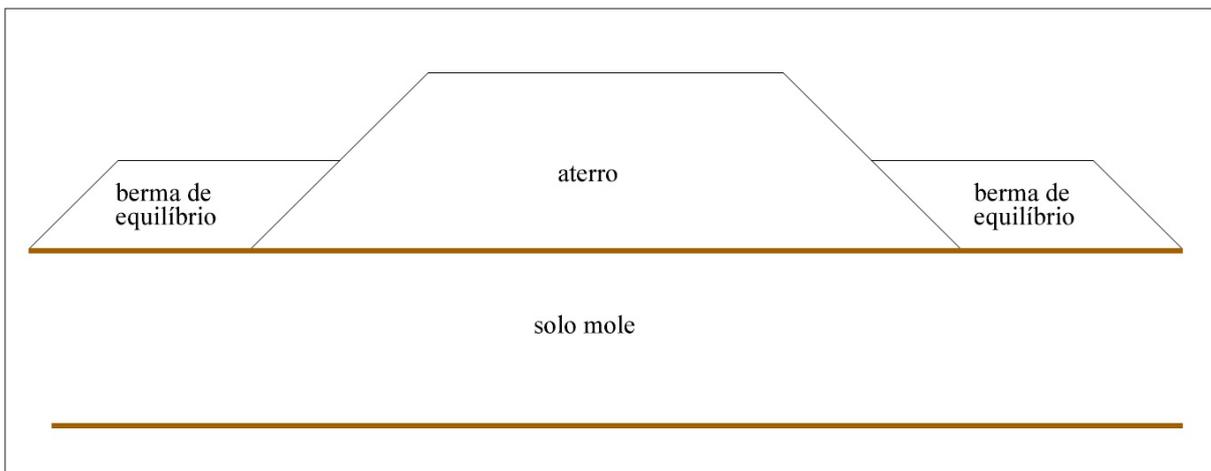
Ainda de acordo com os autores, nas diferentes combinações de uso, o reforço tem a função de aumentar a resistência na base do aterro, distribuir as cargas verticais e horizontais dos aterros às colunas granulares ou aos capitéis de aterros sobre estacas, exemplificando uma combinação possível.

### 2.8.5 Aterros com bermas de equilíbrio

A aplicação de bermas de equilíbrio consiste basicamente na ampliação lateral do aterro e tem como principal finalidade aumentar o fator de segurança ( $f_s$ ), garantindo assim, estabilidade global do conjunto formado por aterro e solo mole (PERBONI, 2003).

Algumas desvantagens desse tipo de método construtivo é o consumo de solo excedente, a ocupação de áreas laterais, que por vezes resultam em desapropriações, aumentando os custos totais da obra, além das disputas judiciais e possíveis conflitos com a população local. Almeida e Marques (2010) citam que havendo restrição quanto ao comprimento das bermas, podem ser instalados reforços na base do aterro, como geosintéticos, aumentando o  $F_s$  e distribuindo melhor as tensões. Para um melhor entendimento, a Figura 15 ilustra uma berma de equilíbrio executado nas laterais de um aterro compactado.

Figura 15 – Aterro compactado com bermas de equilíbrio



Fonte: adaptado de Perboni (2013, pg 11)

Massad (2003) define a altura da berma de equilíbrio utilizando a relação entre a coesão da camada mole e o peso específico do aterro a ser lançado.

$$Hc = \frac{5,5 * c}{\gamma} \quad (22)$$

Onde:

(Hc): altura da berma de equilíbrio;

c: Coesão da camada de solo mole (Kpa)

$\gamma$ : Peso específico em KN/m<sup>3</sup>

### **2.8.6 Aterros executados em etapas**

Para Massad (2003) esse método construtivo é indicado para pequenas espessuras de solo mole e que disponham de prazo maior para consolidação do aterro, uma vez que é construído por partes, ou seja, executa-se um aterro com altura  $h_1$ , após sua consolidação complementa-se com uma nova camada de aterro e assim sucessivamente até obter a cota desejada.

Almeida e Marques (2010) destacam a necessidade do monitoramento das dissipações de poropressão ao longo das etapas construtivas. Com instrumentação geotécnica e ensaios de campo, como o de palheta, é possível verificar os ganhos de resistência, previstos em projeto, antes do início de cada etapa de carregamento. Estes autores destacam ainda que essa técnica é bastante utilizada em conjunto com drenos verticais.

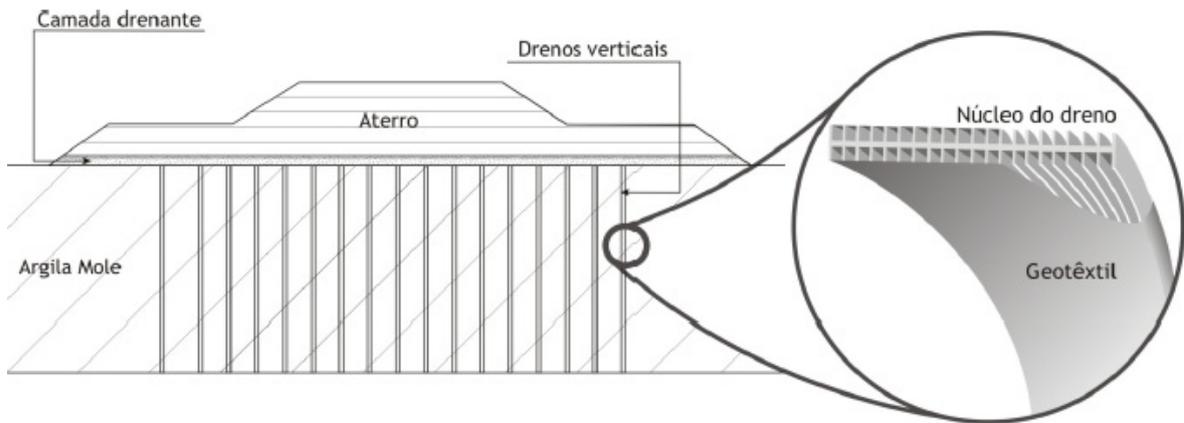
### **2.8.7 Aterros com drenos verticais**

Quando o coeficiente de adensamento do solo é muito baixo e há espessos depósitos de solos compressíveis, a utilização de sobrecarga temporária mostra-se ineficiente. Com isso adotam-se drenos verticais, proporcionando a aceleração dos recalques primários com a redução das distâncias de drenagem (MASSAD, 2010).

Segundo com Almeida e Marques (2010), inicialmente eram utilizados drenos verticais compostos por areia. Esta técnica evoluiu nos últimos anos e atualmente se utilizam drenos verticais também conhecidos como geodrenos, que são elementos de plástico fabricados com ranhuras em formato de canaleta envolto a um filtro geossintético de malha permeável, conforme mostrado na Figura 16.

Anteriormente à cravação dos geodrenos, para o funcionamento adequado de método é necessário a execução de uma camada horizontal drenante, também denominada colchão drenante. Esta camada que permitirá a saída da água proveniente dos processos de adensamento. Esta camada granular também funcionará como aterro de conquista para os trabalhos iniciais (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

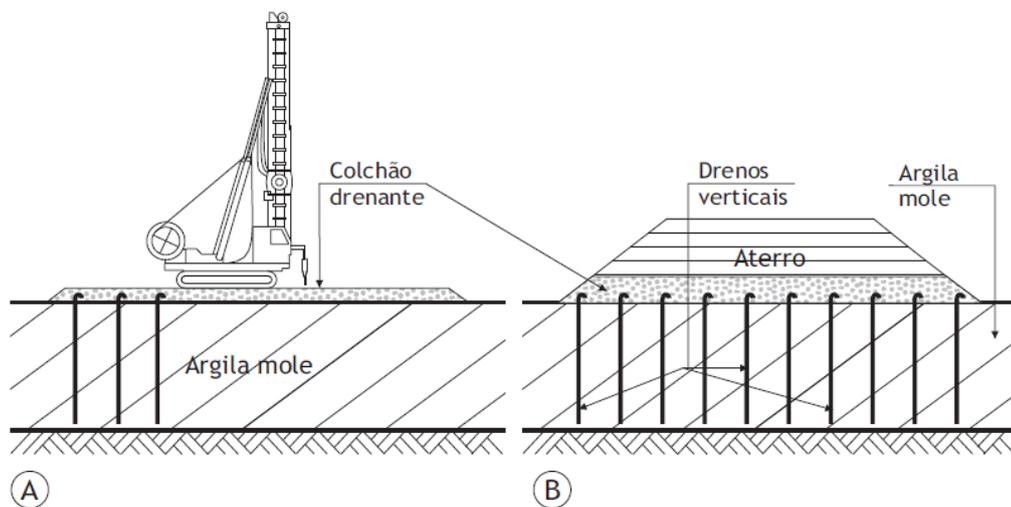
Figura 16 – Esquema de aterro sobre geodreno



FONTE: Almeida e Marques, (2010, p.39)

Na Figura 17 é apresentado o esquema construtivo de um aterro sobre solo mole com cravação de geodrenos.

Figura 17 - Detalhe esquemático de instalação de geodrenos em argila mole



Fonte: Almeida e Marques (2010, p106).

De acordo com Cordeiro (2019), os geodrenos podem ser dimensionados através das teorias de adensamento formuladas por Terzaghi (1948), Carrillo (1942) ou Barron (1948), sendo esta última, indicada para depósitos de argila mole com mais de 10m de espessura, onde o fluxo de água com a instalação dos drenos verticais passa a ser predominantemente horizontais (radial).

Almeida e Marques (2010) demonstram uma sequência de cálculos para o dimensionamento da malha de geodrenos, conforme apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Sequência de cálculos para dimensionamento de drenos verticais

Etapa	Descrição
1	Definir os parâmetros geotécnicos necessários: $C_v$ , $C_h$ , $K_v$ , $K_h/K_v$ ;
2	Definir o padrão de cravação, em malha quadrada ou triangular, e as grandezas geométricas pertinentes: $d_w$ , $d_m$ , $d_s$ e $H_{arg}$ .
3	Estimar a capacidade de descarga do geodreno( $q_w$ ) para o estado de tensões representativo do caso;
4	Definir o grau de adensamento global médio desejado $U$ para a camada e definir o tempo aceitável ( $t_{ac}$ ) para obter $U$ ;
5	Definir se será considerada drenagem combinada ou somente radial, que é mais conservativa;
6	Definir espaçamento $L$ (tentativa inicial) e calcular $d_e$
7	Calcular $T_v$ e, pela teoria de Terzaghi e o correspondente $U_v\%$ para $t_{ac}$ (passo 4), caso adotado drenagem Combinada
8	Calcular $F_n$ levando em conta o efeito do amolgamento e verificar se resistencia hidraulica do dreno é relevante. Ou seja, acrescentar a $F_n$ os valores de $F_s$ e $F_q$
9	Calcular $U_h$ pela equacao $(1-U)=(1-U_v)*(1-U_h)$ em função de $U_v$ calculado no passo 7. Se drenagem somente radial, então $U_h = U$
10	Com $U_h$ obtido no passo 9 e $F_n$ no passo 8, calcular $T_h$ pela equação (23). Com $T_h$ do passo 7 calcular $t_{calc}$ necessário para obter $U_h$ desejado pela equação (24)
11	Se $t_{calc} > t_{ac}$ , reduzir malha ou mudar malha (triang ou quadrada) ou usar dreno com $q_w$ maior e repetir os passos para obter $t_{calc} \leq t_{ac}$

Fonte: adaptado de Almeida e Marques (2010).

Quando considerado adensamento com drenagem totalmente radial, o dimensionamento pode ser realizado com base no estudo de Barron (1948) apud Almeida e Marques (2010), pelas equações:

$$U_h = 1 - e^{-[8T_{h/F(n)}]} \quad (23)$$

Onde:

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{d_e^2} \quad (24)$$

$$F_n = \ln(n) - 0,75 \quad (25)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (26)$$

Onde:

$d_e$ - diâmetro de influência de um dreno;

$d_w$ - diâmetro equivalente do dreno;

$T_h$ - fator de tempo para drenagem horizontal;

$F_n$ - é uma função da densidade de drenos;

Segundo Almeida e Marques (2010) coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ), identificado na primeira etapa da Tabela 15, é obtido no ensaio de adensamento unidimensional

enquanto o coeficiente de adensamento horizontal (Ch) pode ser obtido no ensaio de dissipação realizado durante cravação do CPT-u. A razão de permeabilidade ( $K_h/K_v$ ) varia entre 1,5 e 2,0 para argilas moles brasileiras (COUTINHO, 1976, apud ALMEIDA E MARQUES (2010).

Após a primeira etapa, devem ser definidos os parâmetros geométricos dos drenos e a malha adotada, primeiramente determinando diâmetro equivalente do geodreno ( $d_w$ ), onde segundo Hansbo (1979) apud Almeida e Marques (2010), se o dreno for retangular, pode ser encontrado através da equação (27).

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (27)$$

Para o cálculo do diâmetro de influência da malha ( $d_e$ ) definida, se triangular ou quadrada, Almeida e Marques (2010) demonstram as equações (28) e (29):

$$d_e = 1,05l \quad \therefore \text{para malhas triangulares} \quad (28)$$

$$d_e = 1,13l \quad \therefore \text{para malhas quadradas} \quad (29)$$

Sendo  $l$ , o espaçamento entre os drenos.

Ainda segundo os autores, durante a cravação dos geodrenos há o amolgamento ao redor desses elementos. Para determinar este valor é necessário definir o diâmetro equivalente do mandril ( $d_m$ ) e com isso, obter o diâmetro da área afetada pelo amolgamento ( $d_s$ ), sendo  $d_s=2d_m$  e dado pela equação (30), onde  $w$  e  $l$  são as dimensões do mandril retangular.

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi}} w * l \quad (30)$$

Quando considerado o amolgamento no dimensionamento dos drenos verticais, Hansbo (1987), apud Almeida e Marques (2010) afirma que deve ser somado ao valor de  $F_n$  (equação 25), o valor de  $F_s$ , dada pela equação (31).

$$F_s = \left( \frac{K_h}{K_v} - 1 \right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \quad (31)$$

Outro fator que pode ser acrescido ao valor de  $F_n$ , é o valor de  $F_q$ , referente à resistência hidráulica dos geodrenos. Se  $W_q < 0,1$ , a resistência dada pela equação (31) é desprezada, caso contrário, calcular o  $F_q$  pela equação (32)

$$W_q = 2\pi \frac{K_h}{q_w} \cdot L^2 \quad (32)$$

$$F_q = \pi z(L - z) \left( \frac{K_h}{q_w} \right) \quad (33)$$

Onde:

$q_w$  - Capacidade de vazão do geodreno (dado pelo fabricante);

$L$  - Comprimento característico do geodreno

### 3 MATERIAIS E MÉTODO

Com relação a metodologia adotada, a pesquisa se caracteriza como estudo de caso. Segundo Gil (2002, p.54), o estudo de caso "consiste no estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objetos, de maneira que permita seu amplo e detalhado conhecimento, tarefa praticamente impossível mediante outros delineamentos já considerados".

Assim, neste capítulo são abordados os métodos utilizados para o desenvolvimento do presente estudo, cujo objetivo foi analisar as deformações verticais de aterro em segmento executado sobre depósito de solos moles, na obra de duplicação da BR-470/SC, trecho: Navegantes – Indaial.

Com base no referencial teórico, o qual demonstra os principais fatores a serem considerados durante a elaboração de um projeto de engenharia geotécnica, associados a resultados de ensaios realizados na região de estudo, foi possível construir uma revisão literária que atenda os objetivos gerais e específicos da pesquisa.

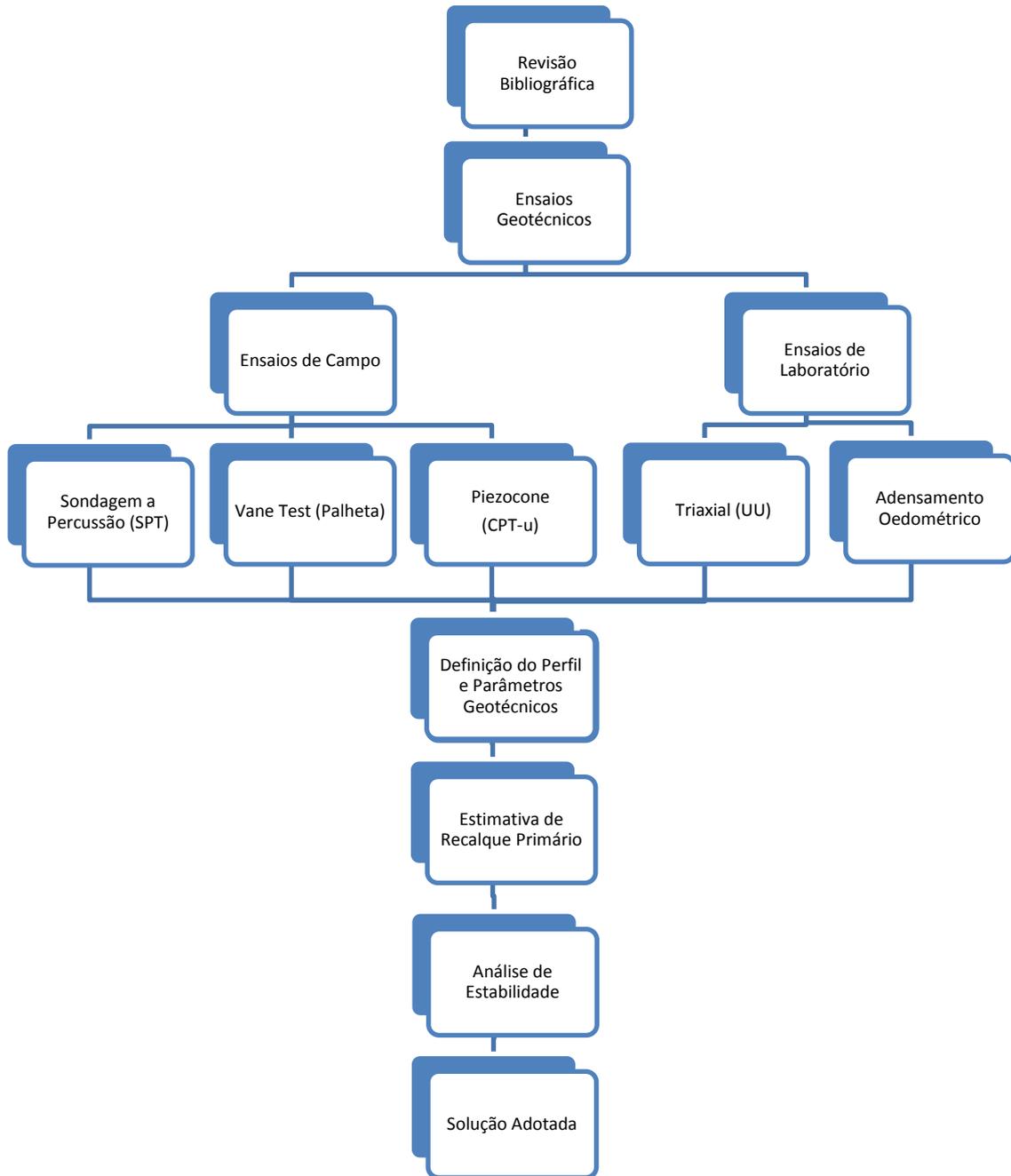
Com a colaboração da empresa PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda, que disponibilizou ensaios geotécnicos realizados no segmento objeto do presente estudo, foi possível elaborar um perfil estratigráfico de forma a melhor entender as características dos solos ali presentes.

Para o desenvolvimento deste estudo foram utilizados resultados de ensaios realizados em laboratório, (adensamento oedométrico e triaxial UU0) e ensaios de campo (SPT, Piezocone e Palheta).

Por meios dos resultados fornecidos foi possível realizar uma análise das previsões de recalque primário pela teoria clássica de Terzaghi (1936), e, através do software Slide do Grupo Rocscience, desenvolvido para a análise de deformações e estabilidade de obras da engenharia geotécnica pelo método equilíbrio limite, foram realizadas análises de estabilidade de forma a garantir um fator de segurança mínimo de 1,4 (DNER-PRO 381/98).

Com isso, para o desenvolvimento desta pesquisa foram adotados os processos apresentados no diagrama da Figura 18.

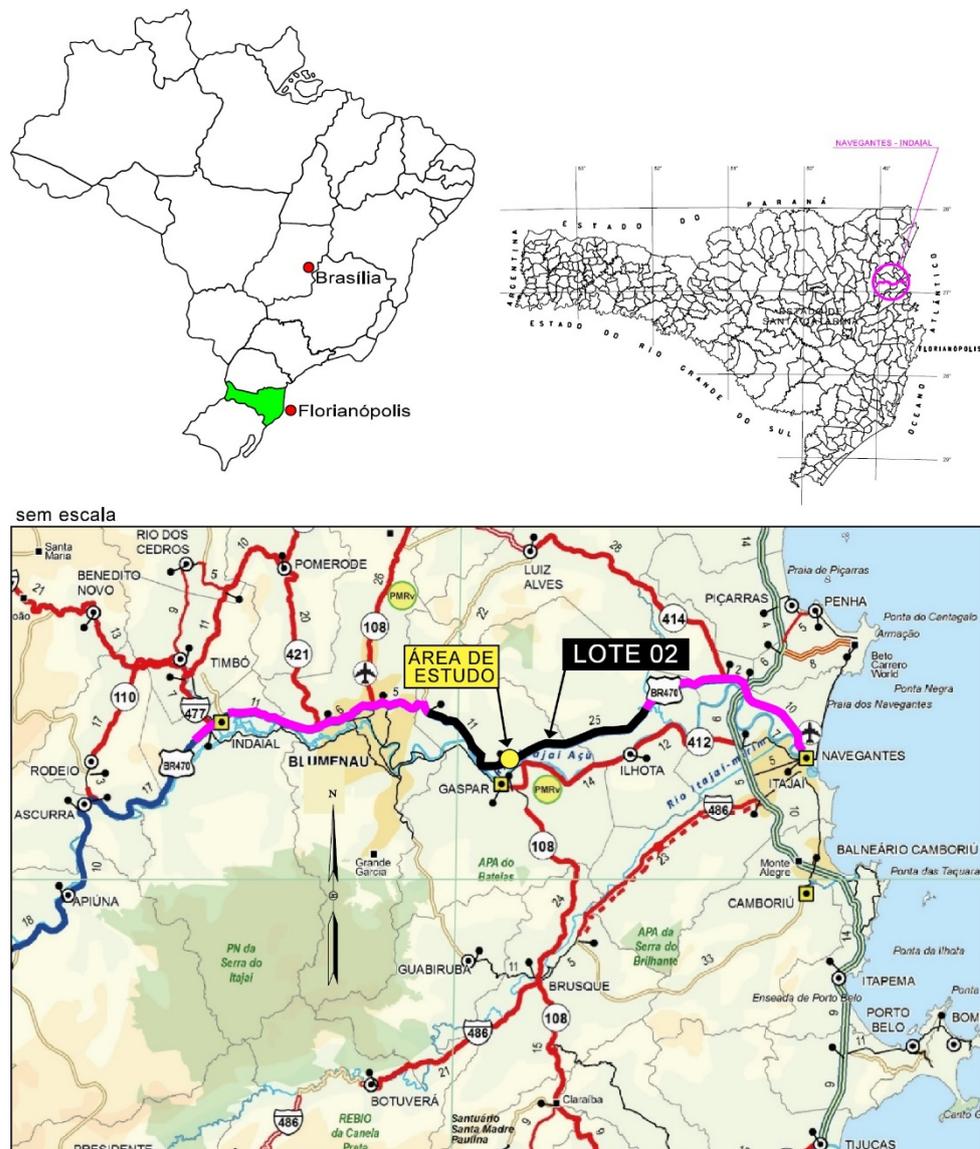
Figura 18 – Diagrama da metodologia aplicada na pesquisa



#### 4 DESCRIÇÃO DO LOCAL

A BR-470, tem início na zona urbana de Navegantes, cortando a região do Vale do Itajaí e indo até Campos Novos, onde encontra a BR-282, sendo uma importante ligação entre o Oeste Catarinense e o Litoral e a principal via de escoamento do agronegócio do meio e Oeste Catarinense até os portos marítimos de Navegantes e Itajaí.

O mapa com a localização da BR-470 e da área de estudo pode ser visto na Figura 19. Figura 19 – mapa de localização da área de pesquisa.



Fonte: do autor (adaptado de PROSUL)

Outro fator de destaque desta rodovia é o fato de esta ser acesso de cidades importantes no cenário econômico Catarinense como Blumenau, Rio do Sul, Curitibanos e Campos Novos ao Aeroporto de Navegantes.

A BR-470/SC está sob jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) e por conta do elevado nº de veículos de trafegam por essa via diariamente, o Governo Federal viu a necessidade de ampliação da capacidade da rodovia supracitada, duplicando o número de pistas no trecho que parte da cidade de Navegantes/SC e finaliza no município de Indaial/SC, obra esta, dividida em 04 Lotes.

O aterro objeto deste estudo está localizado no Lote 2, no entorno do Km 30+480, como mostrado na Figura 20.

Figura 20 – imagem aérea do local do estudo.



Fonte: do autor (adaptado de PROSUL)

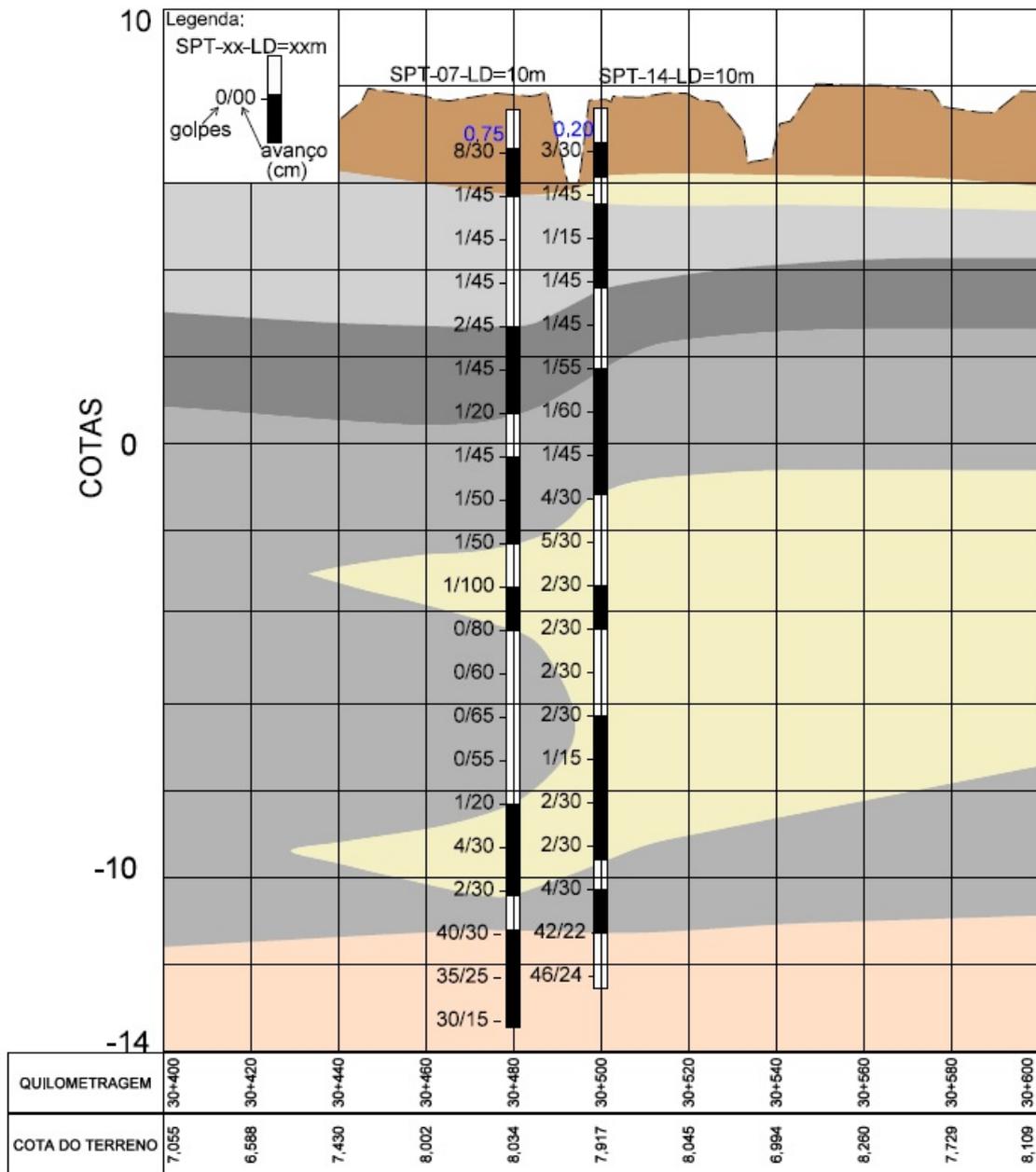
#### 4.1 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

Durante a fase de projeto, a empresa contratada para elaboração do mesmo, PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda, identificou por meio de sondagens a percussão (SPT) e trado (ST), depósitos significativos de argila mole ao longo do denominado Lote 2.

Com auxílio dos resultados dos ensaios realizados, foi possível identificar que o entorno do Km 30+480 é formado por uma espessa camada de solo muito mole com profundidade em torno de 17 m, e, por fim, uma camada de solo residual composto por areia e pedregulhos.

Com base nos boletins de sondagem SPT disponibilizadas pela empresa PROSUL, foi possível elaborar um perfil estratigráfico do solo para o segmento compreendido entre o Km 30+400 e Km 30+600 do projeto de duplicação da BR-470/SC. O perfil pode ser visto na Figura 21.

Figura 21 – Perfil dos depósitos de argila mole da seção do km 30+480 - Lote 02 da BR 470/SC.



- Legenda:
- Aterro
  - Argilla cinza escura com matéria orgânica
  - Argila cinza clara com matéria orgânica
  - Areia argilosa cinza com intercalações de matéria orgânica
  - Turfa
  - Areia com pedregulhos (Solo residual)

Fonte: do autor (adaptado de PROSUL, 2014).

Identificado o problema, a projetista programou e executou novas investigações de campo e laboratório, como Vane Test (palheta), Piezocone (CPT-u), Triaxial UU e Adensamento Oedométrico, que serão apresentados no capítulo 5.

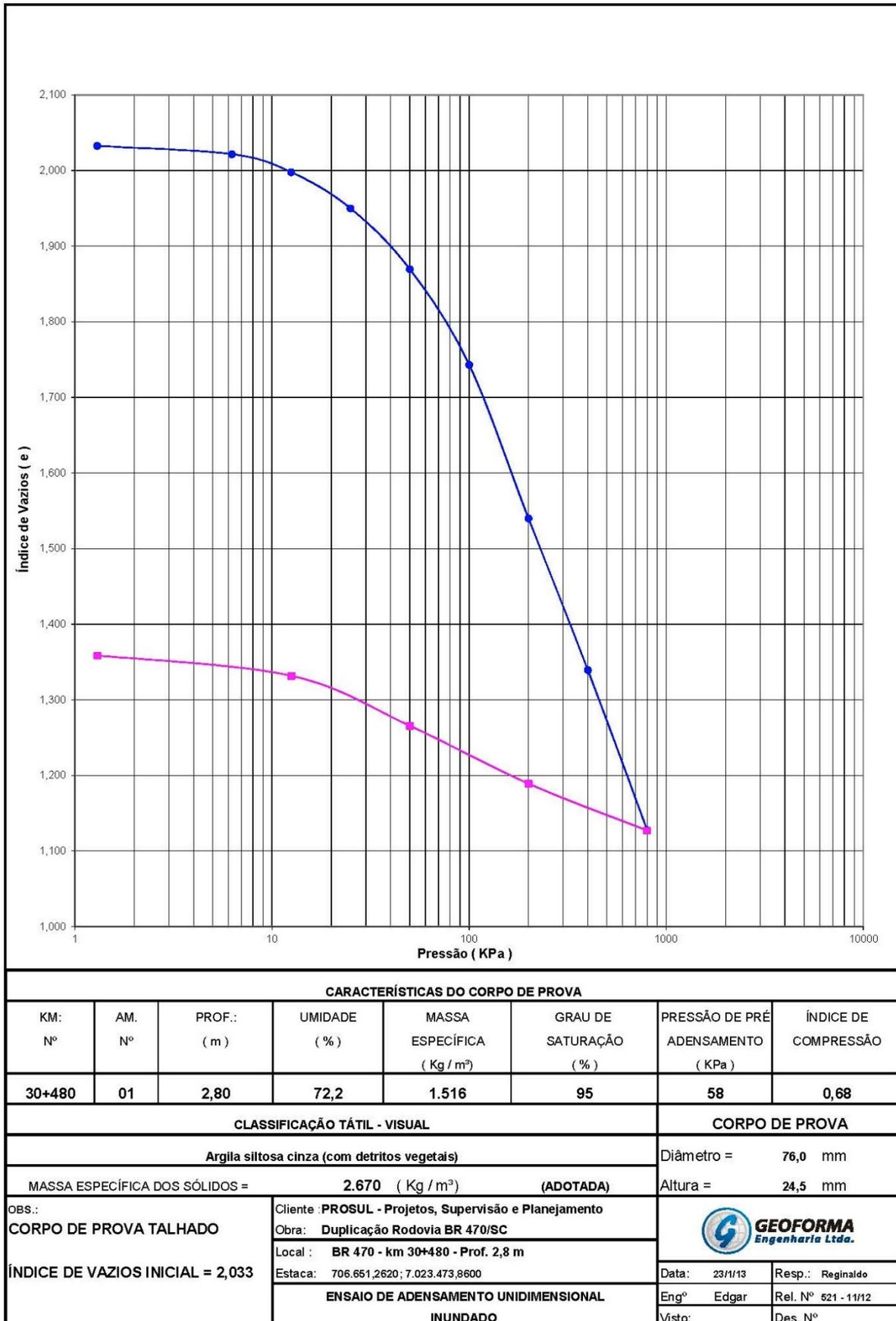
## **5 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS**

Para definição dos parâmetros geotécnicos do subsolo e posteriormente sua utilização na realização da previsão do recalque primário, foram realizados ensaios em laboratório como Adensamento oedométrico e triaxial UU e ensaios de campo como piezocone (CPT-u) e Vane Test (palheta).

### **5.1 ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO**

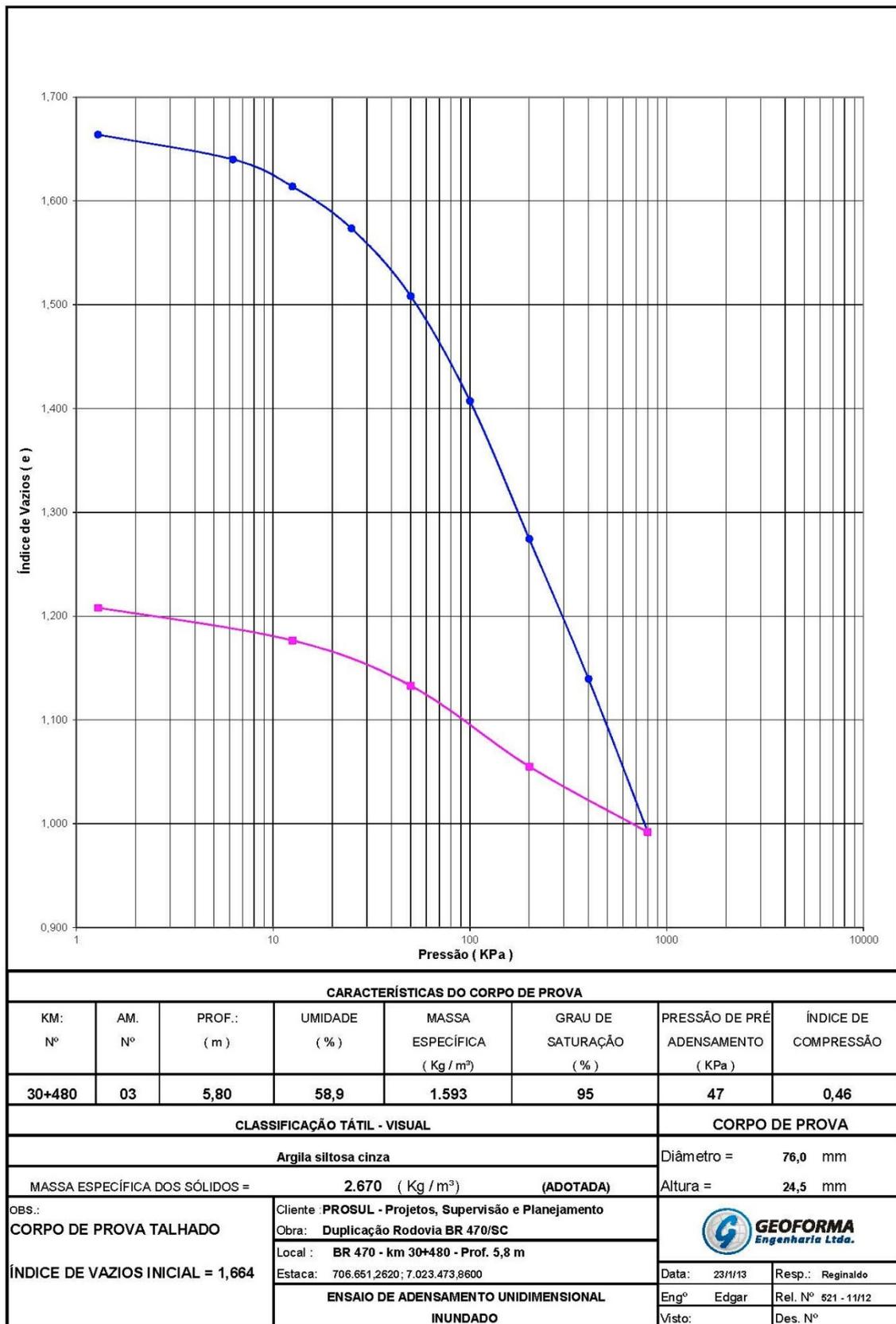
Os resultados dos ensaios oedométricos são apresentados na Figura 22 e Figura 23 enquanto os gráficos das tensões cisalhante e axial do ensaio triaxial são mostrados na Figura 24 e Figura 25.

Figura 22 – Ensaio de adensamento oedométrico na profundidade de 2,8m



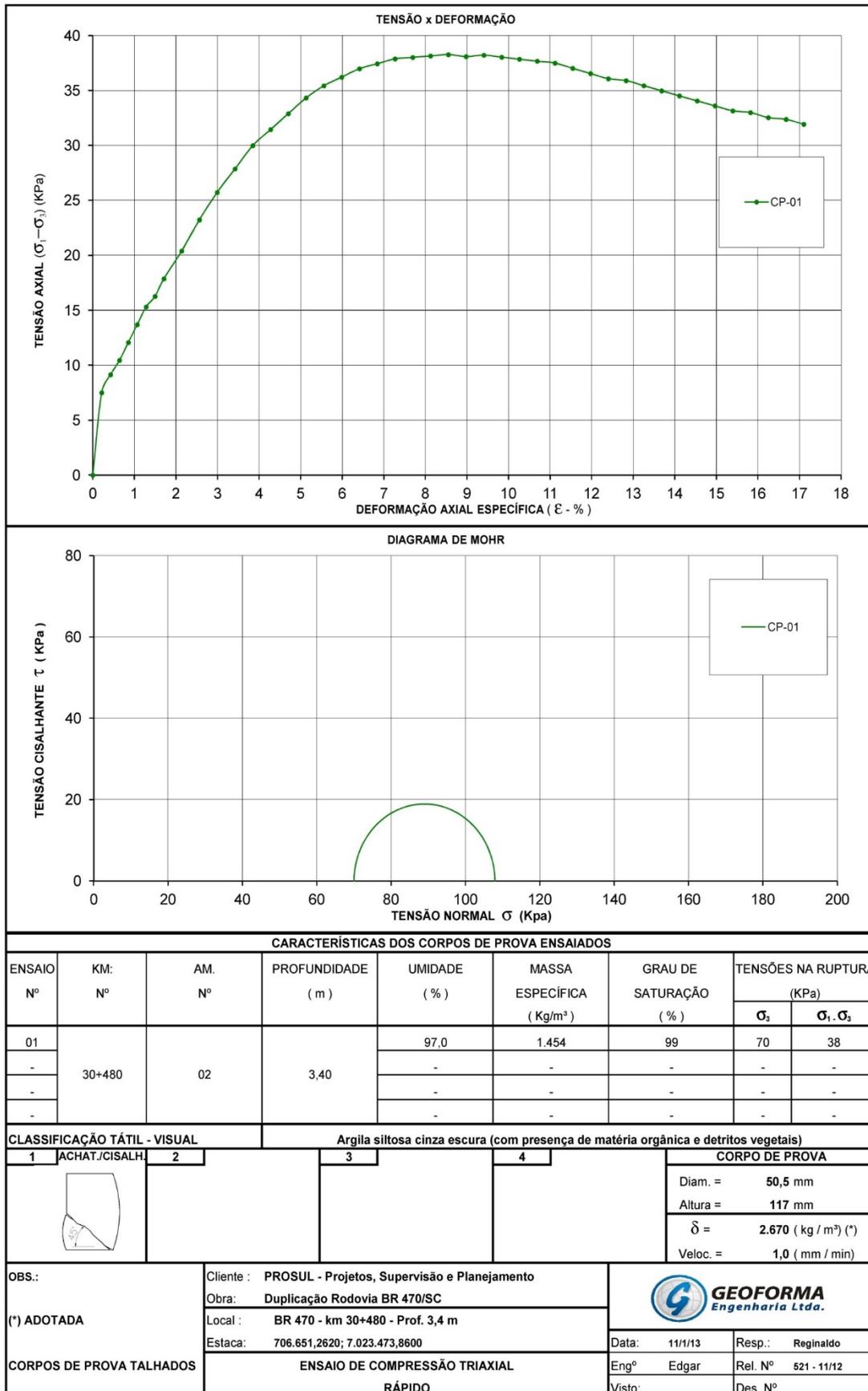
Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

Figura 23 – Ensaio de adensamento oedométrico na profundidade de 5,8m



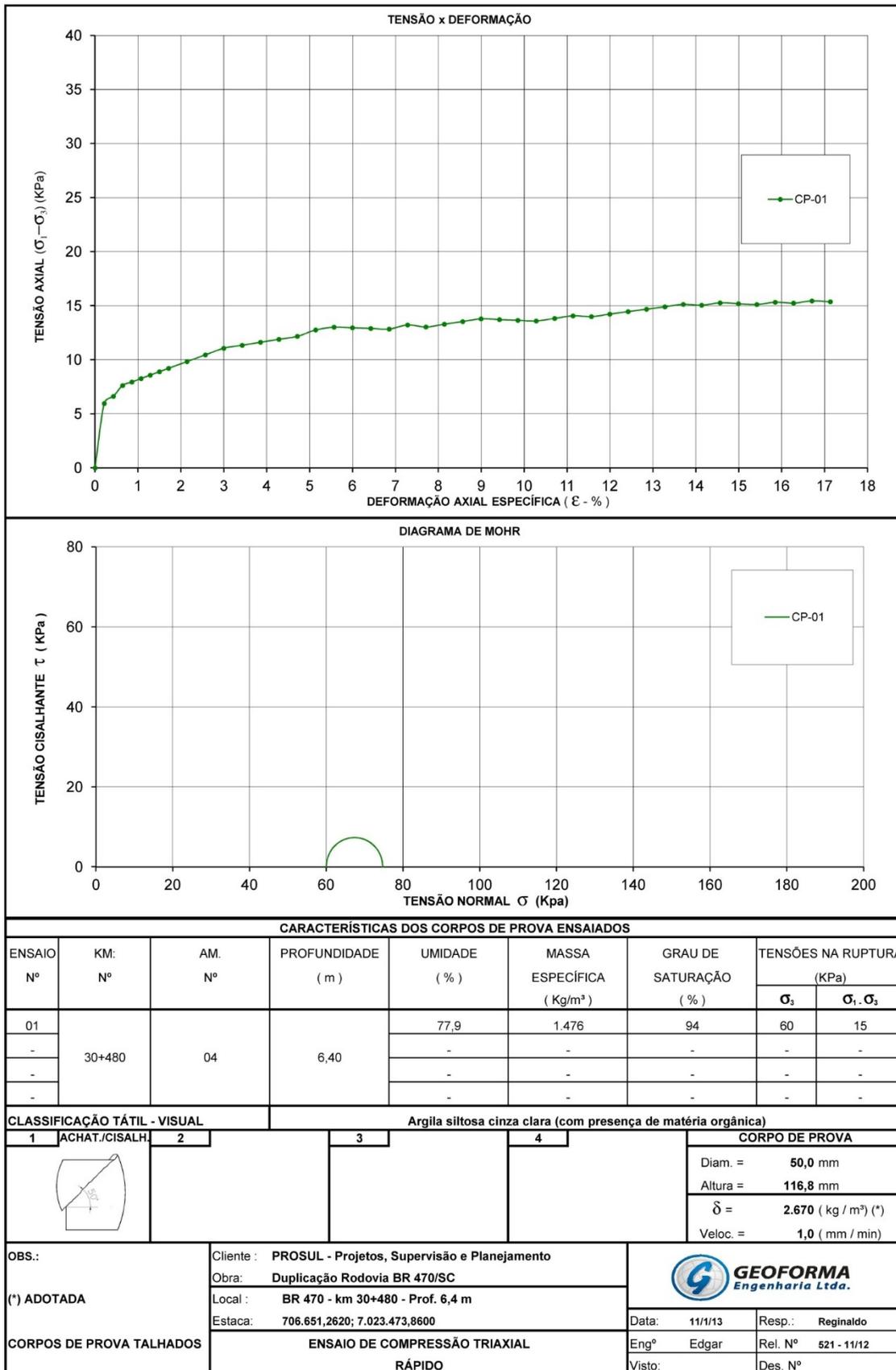
Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

Figura 24 – Ensaio triaxial UU na profundidade de 3,4m



Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

Figura 25 – Ensaio triaxial UU na profundidade de 6,4m



Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

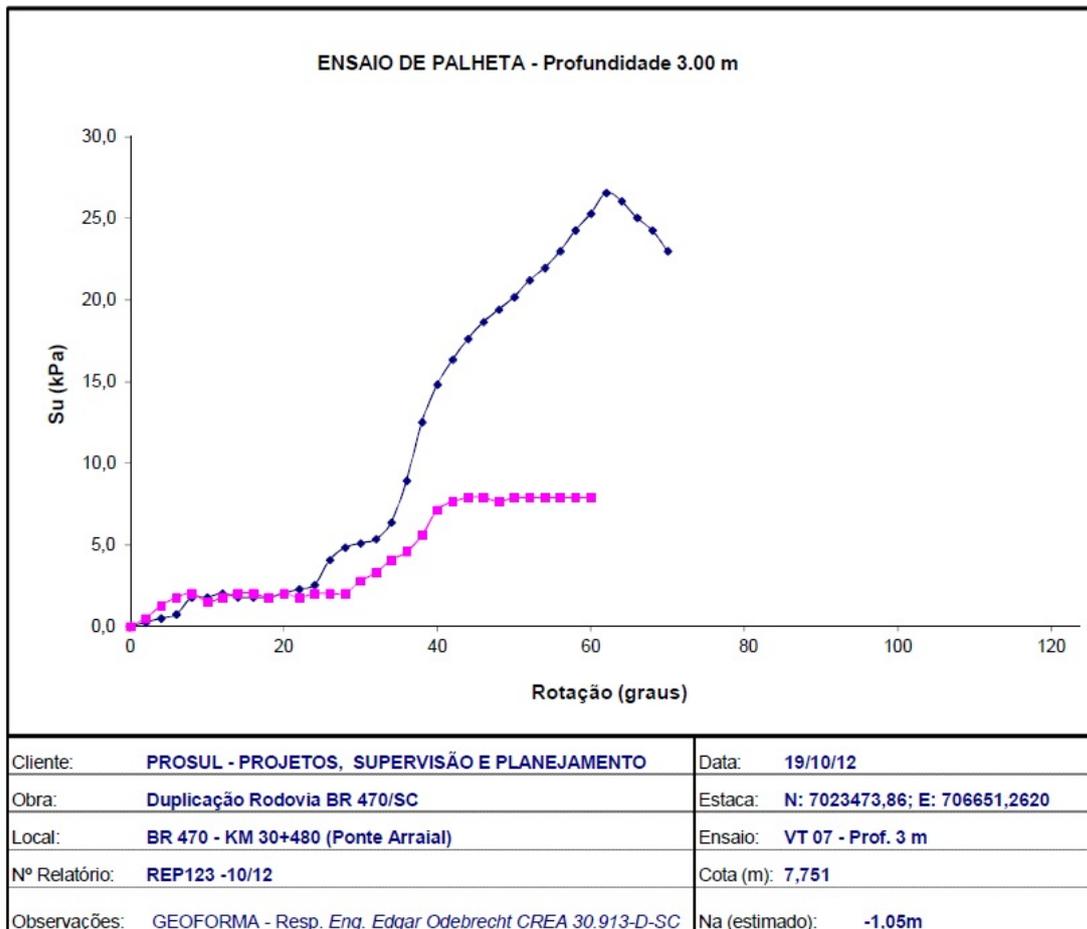
### 5.1.1 Ensaios realizados em campo

Para elaboração do projeto geotécnico e definição de uma adequada solução para o segmento em estudo, foram realizados ensaios de campo como sondagem a percussão (SPT), Piezocone (CPT-u) e Vane Test (Palheta). Os resultados dos ensaios com Vane são apresentados na Figura 26 e Figura 27 enquanto os gráficos resultantes do ensaio de CPT-u são mostrados na Figura 28.

Também para melhor caracterizar o sítio de investigação, foi realizado nova sondagem a percussão (SPT), com realização de coleta de amostras para determinação da umidade natural ao longo do perfil, como mostrado na Figura 28.

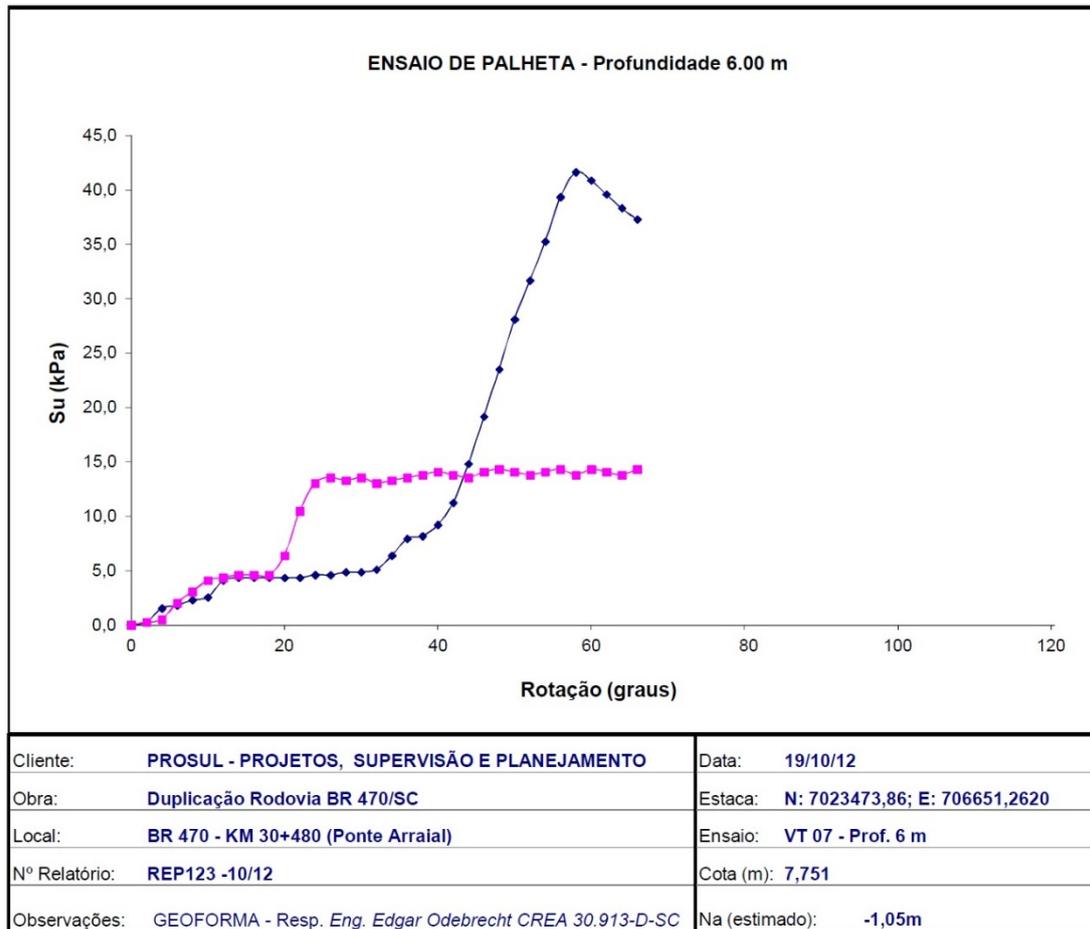
Figura 26 – Ensaio com Vane Test na profundidade de 3,0m

#### **ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)**



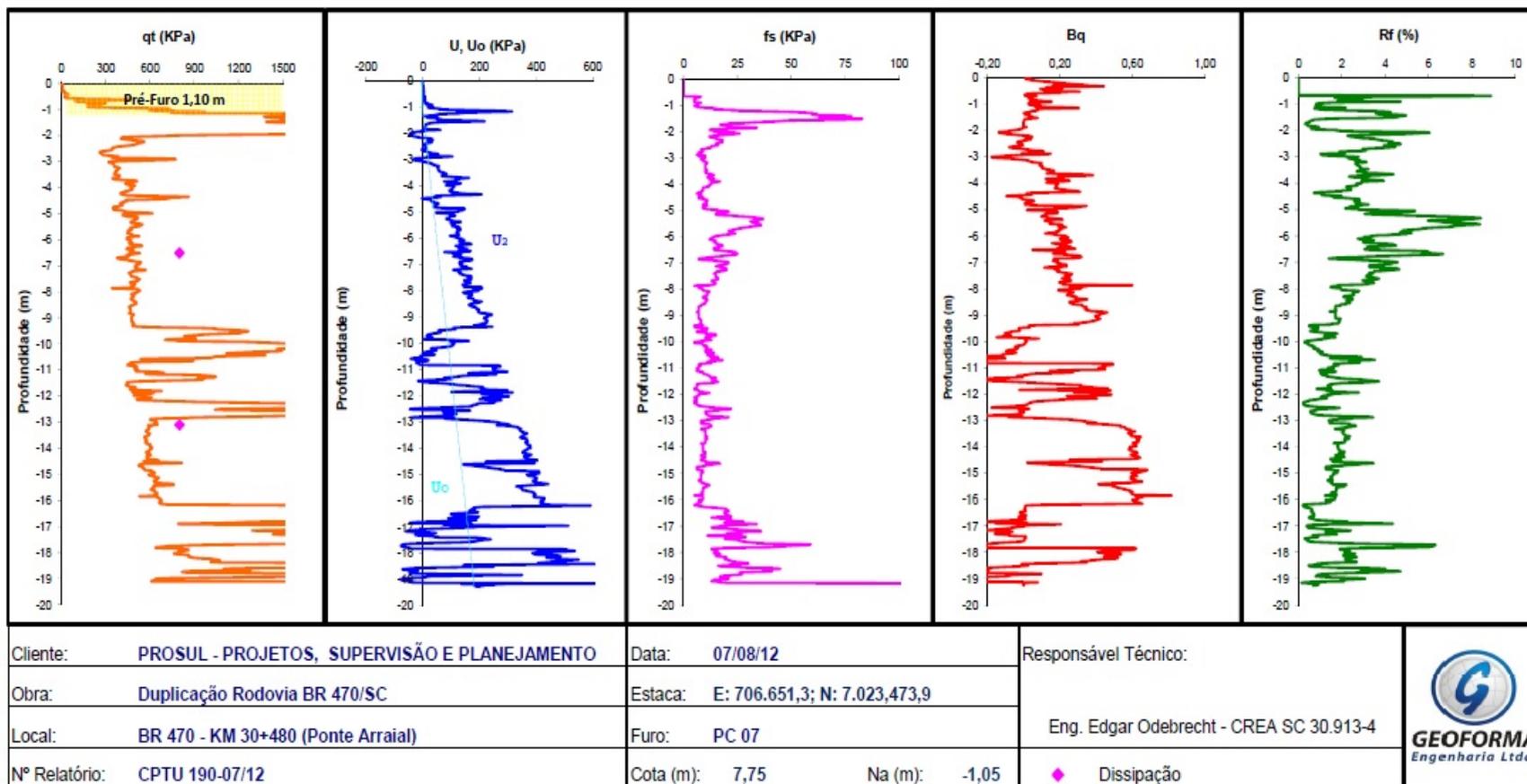
Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

Figura 27 – Ensaio com Vane Test na profundidade de 6,0m

**ENSAIO DE PALHETA *IN SITU* - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)**

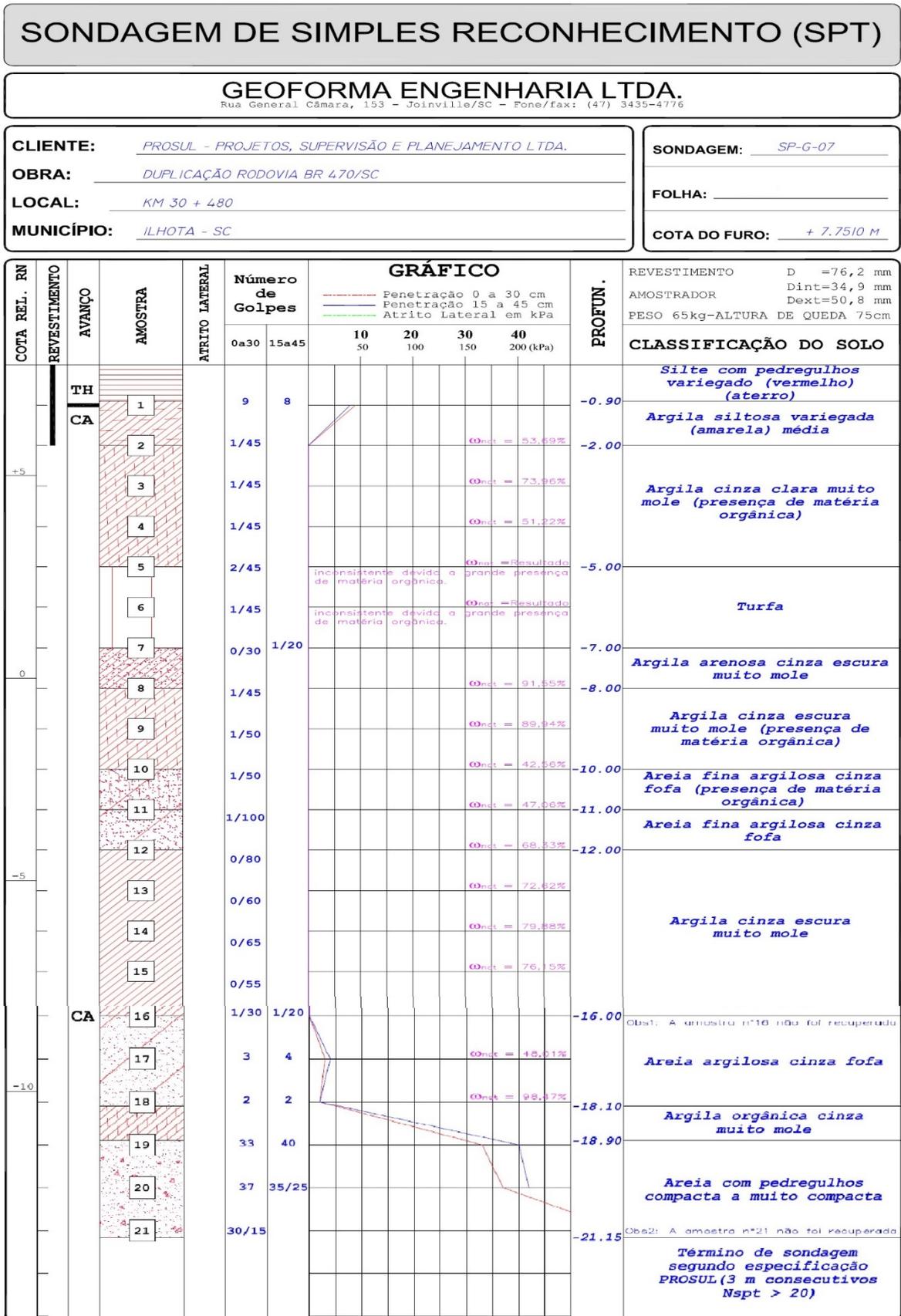
Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

Figura 28 – Resultados do ensaio de CPT-u

**BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406**

Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

Figura 29 – Boletim da sondagem a percussão (SPT)



Fonte: PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda

### 5.1.2 Perfil característico

Com base nos resultados dos ensaios SPT e CPT-u realizados no km 30+480, pode-se observar que nos dois primeiros metros de perfuração ocorre uma camada resistente, sendo, possivelmente, uma berma de equilíbrio executada durante a implantação da BR-470.

Entre 2,0 e 3,0m o ensaio CPT-u mostra uma queda na resistência de ponta (qt) e baixo excesso de poropressão, corroborando com a resistência encontrada no SPT (1/45). Esta camada é descrita no SPT como argila cinza claro, muito mole, com matéria orgânica. Ela segue até 4,5m com pequeno aumento de qt e já acusando um excesso de poropressão.

De 4,5 s 5,0m o material segue o mesmo na descrição do SPT, porém, ocorre um leve pico em qt mostrando um excesso de poropressão nula, podendo ser uma pequena lâmina de areia.

A partir de 5,0 até 9,5m o ensaio de piezocone mostra que a resistência de ponta se mantém praticamente constante enquanto o excesso de poropressão tem um pequeno aumento, resultando em um solo bastante homogêneo, enquanto no SPT é identificada uma camada de turfa de 5,0 a 7,0m, seguida por argila arenosa cinza escura até 8,0m e por argila cinza escura com matéria orgânica até 10,0m de profundidade. Essa diferença de 0,5m entre SPT e cone, é devido ao fato de que a classificação do SPT é feita pelo amostrador padrão, ou seja, até 45cm iniciais de cada metro perfurado, enquanto os 55cm restantes são lavados.

Ao coletar uma amostra indeformada na cota de 5,8m para execução de ensaio de adensamento, foi possível classificar a amostra como argila siltosa cinza, na mesma profundidade em que o boletim de SPT descreve como turfa. Considerando isso, somado a homogeneidade identificada no ensaio CPT-u, o termo turfa foi descartado.

De 9,4 a 10,8m o ensaio de piezocone mostra uma queda nos valores de excesso de poropressão e um aumento significativo de qt. Essas características confirmam a camada arenosa encontrada durante ensaio a percussão nesta mesma cota.

A classificação do solo entre 10,0 e 12,0m apresentada na sondagem SPT mostra uma camada areia fina argilosa cinza de compactidade fofa (1/50 e 1/100) havendo ainda, ocorrência de matéria orgânica até 11,0m. De certa forma, os dados do CPT-u mostram características de um solo arenoso de 9,5 até 12,8, porém, entre 10,8 e 12,2m os resultados de resistência de ponta tiveram uma queda, ao mesmo tempo que o excesso de poropressão aumentou, mostrando que pode haver uma lâmina de solo menos permeável.

A partir de 12,0m até 16,0m de profundidade a classificação SPT mostra uma camada de argila cinza escura muito mole, com baixo  $N_{spt}$  (0/80 a 1/20), características confirmadas no ensaio de cone, onde os resultados mostraram um solo de baixa resistência de ponta e elevado excesso de poropressão entre 12,8 e 16,1m, mostrando-se assim um solo mais impermeável.

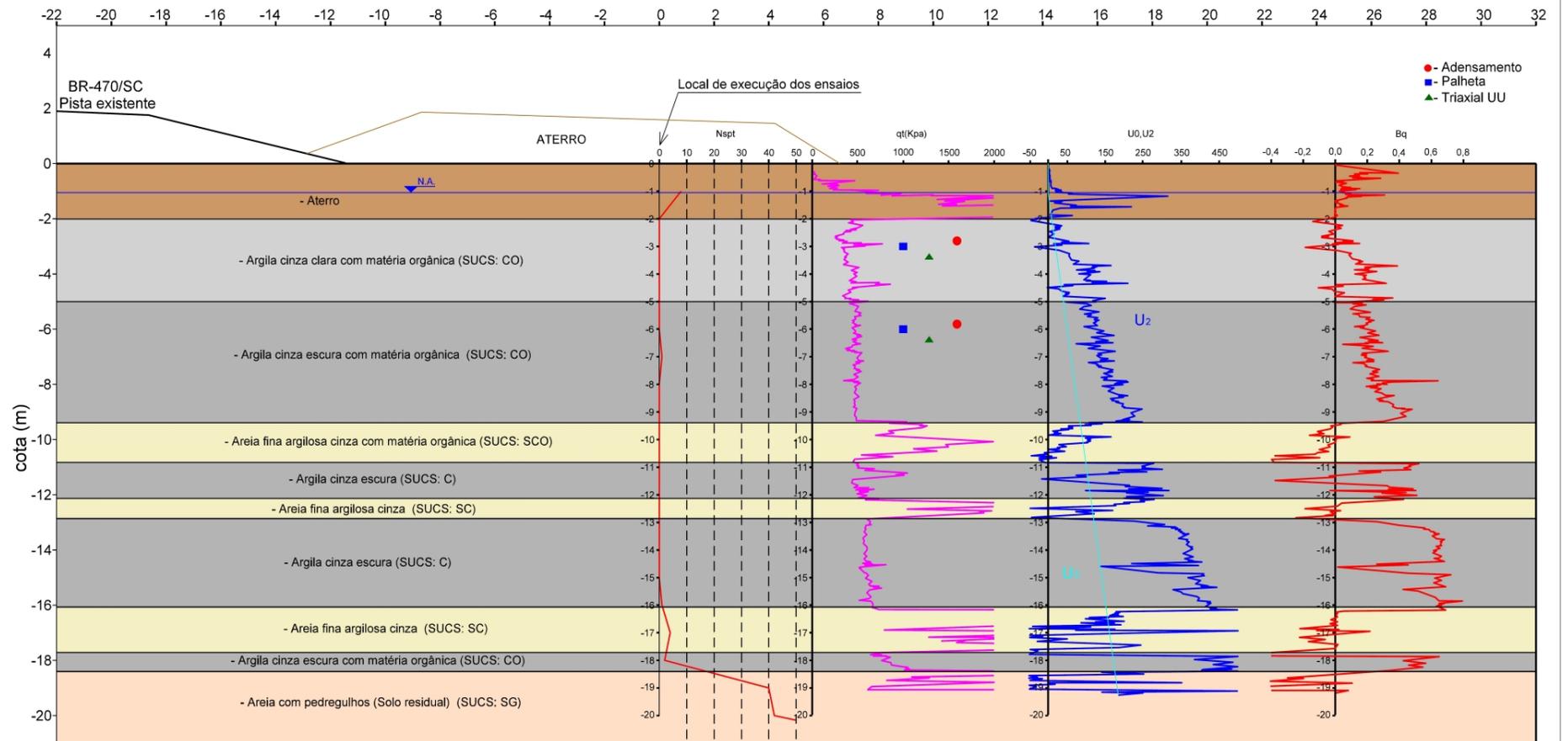
Abaixo dessa camada de argila cinza escura, de compacidade muito mole, a sondagem SPT identificou areia argilosa cinza com 2,1m de espessura (até 18,1m), enquanto no CPT-u, o solo mostrou características mais permeáveis entre 16,1 e 17,7m, ou seja, 1,6m de espessura.

Na sequência, foi identificado uma camada argila orgânica cinza com  $N_{spt}$  de 2, apresentando baixo  $q_t$  e alto excesso de poropressão no ensaio de CPT-u.

Por fim, apresentando elevada resistência no ensaio a percussão ( $N_{spt}$  de 40, 35/25 e 30/15) e alta resistência de ponta ( $q_t$ ), ocorre uma camada de areia com pedregulhos de compacidade compacta a muito compacta. O boletim de sondagem SPT classifica essa camada a partir de 18,9m enquanto o ensaio CPT-u encontra resistência de ponta elevada a partir de 18,4m.

Com os resultados da sondagem a percussão e ensaio CPT-u, ambos realizados no Km 30+480 do projeto, foi elaborado um perfil estratigráfico do depósito existente e considerado no estudo da seção localizada no Km 30+480. Este perfil é apresentado na Figura 30.

Figura 30 – Perfil extratigráfico da seção Km 30+480



Fonte: do autor

### 5.1.3 Resultados obtidos

A partir dos resultados fornecidos pelos ensaios de campo e laboratório, foram determinados, através de correlações apresentadas na revisão bibliográfica, parâmetros geotécnicos fundamentais para o desenvolvimento da presente monografia.

#### 5.1.3.1 Determinação do peso específico ( $\gamma$ )

Para determinação do peso específico ao longo das camadas da argila compressível adotou-se a equação (34) apresentada por Robertson (2010), em função dos resultados obtidos no ensaio de CPT-u. O peso específico para cotas específicas foi determinado por meio de amostras indeformadas, coletadas para ensaios de adensamento e triaxial.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \cdot [\log(Rf)] + 0,36 \cdot \left[ \log \frac{q_t}{P_a} \right] + 1,236 \quad (34)$$

Onde:

$\gamma$  – peso específico do solo

$\gamma_w$  – peso específico da água

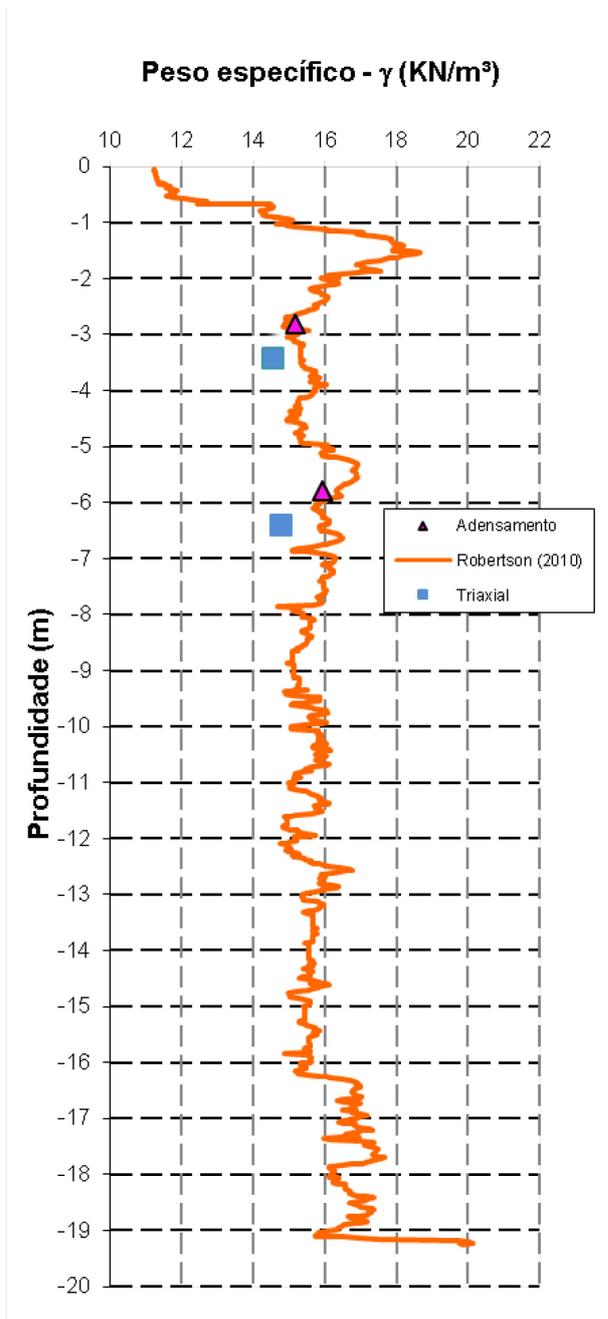
$R_f$  – razão de atrito =  $(f_s/q_t)100\%$

$P_a$  – pressão atmosférica

Como pode ser visto no gráfico apresentado na Figura 31, os valores determinados com base na equação (34) apresentaram-se bastante coerentes comparados aos obtidos nos ensaios de adensamento e triaxial, especialmente quando relacionados ao primeiro.

Os valores entre 14 e 17KN/m<sup>3</sup> obtidos nos ensaios também se encontram dentro da faixa definida por Grando (2018) em seu estudo sobre depósitos de argila mole de Santa Catarina.

Figura 31 – Peso específico do perfil estudado de acordo com Robertson (2010) e ensaios de laboratório.



Fonte: do autor

### 5.1.3.2 Determinação dos parâmetros de compressibilidade

No ensaio de adensamento unidimensional foram obtidos os parâmetros de compressibilidade como índice de vazios ( $e_0$ ), índice de compressão ( $C_c$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), tensão de pré adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), e, através da equação (1) foi possível determinar a razão de sobreadensamento (OCR) após obtenção dos valores de  $q_t$  nos ensaios de CPT-u.

Com os resultados de adensamento e cone, e, tendo como base as equações propostas por Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996), apresentadas no item 2.5.1 da presente monografia, foi possível determinar os coeficientes  $k_1$ ,  $k_2$ , conforme mostrado na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores de  $k_1$  e  $k_2$

KM	Prof. (m)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$q_t$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	K1	K2
30+480	2,8	31,17	386,82	58	0,162	0,175
	5,8	49,16	477,84	47	0,109	0,134
	Adotado				0,136	0,154

Fonte: do Autor

Analisando os resultados apresentados na Tabela 16, é possível constatar valores de  $k_1$  e  $k_2$  abaixo da média encontrada em estudos passados e apresentados na Tabela 5 e Tabela 6, respectivamente. Ainda assim,  $k_1$  está bastante próximo do limite inferior aos encontrados nos trabalhos de Grandó (2018) para argilas de Santa Catarina e outros mostrados na Tabela 5.

Definidos os coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  e os empregando na equações (2) e (3) foi possível determinar  $\sigma'_{vm}$ , e, com base na equação (1), plotar os valores de OCR nos perfis apresentados na Figura 32.

Entre 2,0 e 8,0m de profundidade, a Figura 32 (a) mostra valores de OCR variando de 3,2 a próximo de 1,0, classificando essa camada como levemente pré adensada (LPA). Nas camadas de argila a partir de 7,0m o gráfico mostra curvas variando com OCR abaixo de 1,0, indicando estas com características em adensamento.

Como mostrado na Figura 20, não há evidências, com exceção da berma construída durante a pavimentação das primeiras faixas da BR-470/SC, de que houve cargas sobre o aterro localizado no lado direito do km 30+480, ao longo de sua história, fazendo com que esse solo dificilmente esteja em adensamento. Somado isto ao fato da ausência de ensaio a partir de 8,0m de profundidade, viu-se a necessidade de ajuste nos valores de  $k_1$  e  $k_2$  para que assim, os valores de OCR ficassem igual ou próximo de 1,0.

Assim, os valores de  $k_1$  e  $k_2$  considerados para a camada de 9,4 a 19,2m, foram extraídos com base na média dos encontrados em estudos para argilas da costa brasileira, enquanto de 8,0 a 9,4, foi considerado a média dos valores obtidos por meio dos ensaios realizados para este sítio e os disponíveis na literatura brasileira.

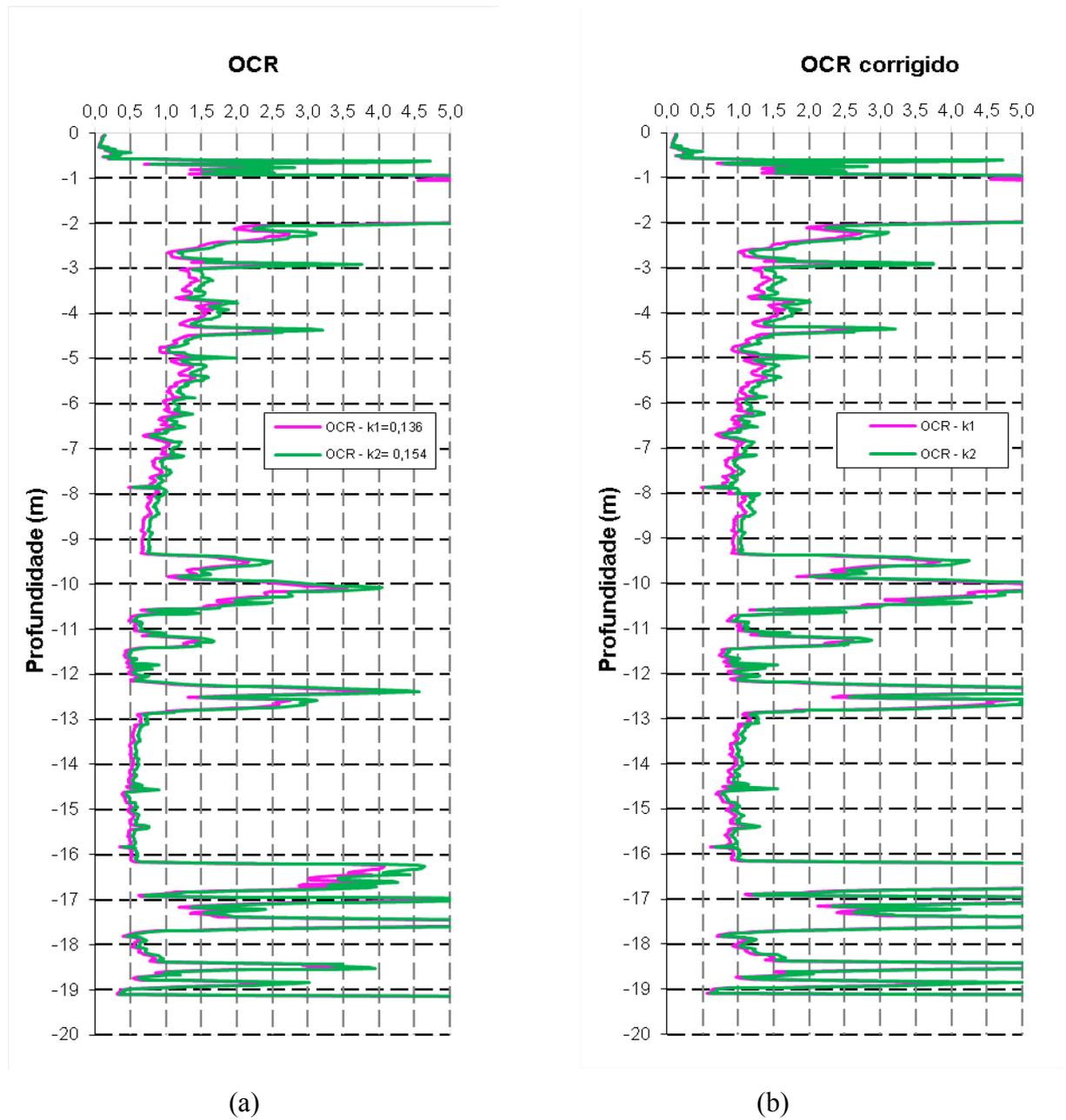
Na Tabela 17 são apresentados os valores adotados para  $k_1$  e  $k_2$  e na Figura 32(b) é mostrado o perfil de OCR ajustado.

Tabela 17 – Valores de k1 e k2 após ajuste

KM	Cota (m)		K1	K2
	Início	Fim		
30+480	2	8	0,136	0,155
	8	9,4	0,189	0,210
	9,4	19,2	0,241	0,265

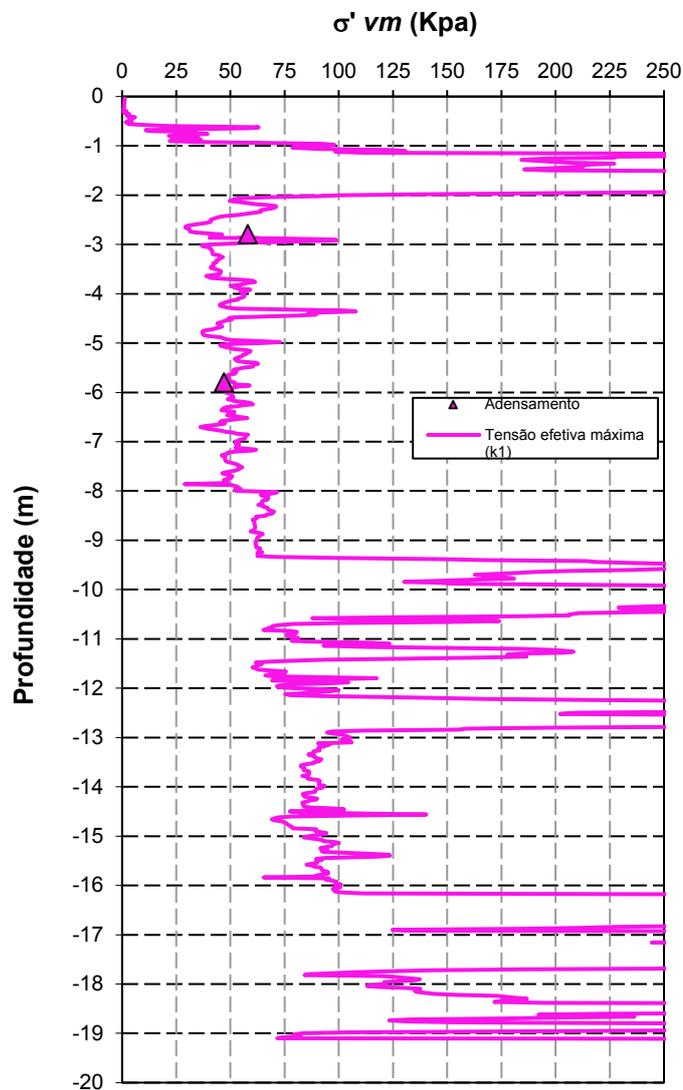
Fonte: Autor

Figura 32 – Perfis de OCR



Fonte: Autor

Com OCR corrigido foi possível a plotagem dos valores de  $\sigma'_{vm}$  no perfil da Figura 33.

Figura 33 – Perfil de  $\sigma'_{vm}$ 

Fonte: Autor

Na Tabela 18 são apresentados os resultados obtidos com base nos ensaios utilizados para o desenvolvimento deste estudo.

Tabela 18 – Resumo dos parâmetros de compressibilidade na seção do Km 30+480.

KM	Profundidade (m)		$e_0$	$C_c$	$C_r$	$C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)
	Início	Fim						
30+480	2,00	5,00	2,03	0,68	0,13	0,0024	35,04	52,5
	5,00	8,00	1,66	0,46	0,13	0,00079	53,57	52,5
	8,00	9,40					66,94	67,5
	10,80	12,10					82,00	87,5
	12,80	16,10					100,47	100,0
	17,70	18,40					123,79	137,5

Fonte: Autor

### 5.1.3.3 Resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ )

Para obtenção dos resultados de resistência não drenada ( $S_u$ ) em pontos específicos na seção de estudo, foram analisados resultados dos ensaios com Vane Test (campo) e Triaxial UU (laboratório).

Com relação aos resultados obtidos nos ensaios triaxiais, eles são extraídos após análise da curva de Tensão cisalhante ( $\tau$ ) x Tensão normal ( $\sigma$ ).

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), alguns fatores como execução ou propriedades da camada compressível podem levar à necessidade de correção no valor de  $S_u$  obtido no ensaio com Vane Test. Assim, os resultados extraídos na curva  $S_u$  x rotação (graus) foram corrigidos de acordo com a equação proposta por Bjerrum (1973).

$$S_u(\text{corrigido}) = \mu \times S_u(\text{palheta}) \quad (35)$$

O Fator de correção  $\mu$  é determinado por meio correlação realizada com resultados de índices de plasticidade. Como não foram realizados ensaios de plasticidade para caracterizar a argila do Km 30+480, foi adotado de  $\mu = 0,87$ , determinado por Sandroni (2012) para argilas no município de Blumenau.

Para estimativa do  $S_u$  ao longo do perfil, foram utilizados dados de resistência fornecidos no ensaio de CPT-u, realizado no mesmo local, fazendo-se a relação com o fator de capacidade de carga através das equações (13) e (14).

Na Tabela 19 são mostrados os resultados dos ensaios triaxiais e de palheta, realizados no lado direito do Km 30+480.

Tabela 19 – Resumo de  $S_u$  elaborado com os resultados dos ensaios de Palheta e Triaxial UU

KM	Prof. (m)	Ensaio	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$S_u$ (kPa)	$\mu$	$S_{uc}$ (kPa)	$N_{kt}$
30+480	3,40	Triaxial	14,54	19,0	---	---	16,8
	6,40	Triaxial	14,76	7,5	---	---	52,3
	3,00	Palheta	---	---	0,87	23,9	12,9
	6,00	Palheta	---	---	0,87	36,9	9,8

Fonte: do Autor

Onde:

$S_u$  – resistência não drenada – UU

$S_{uc}$  – resistência não drenada do ensaio de palheta corrigida por  $\mu$

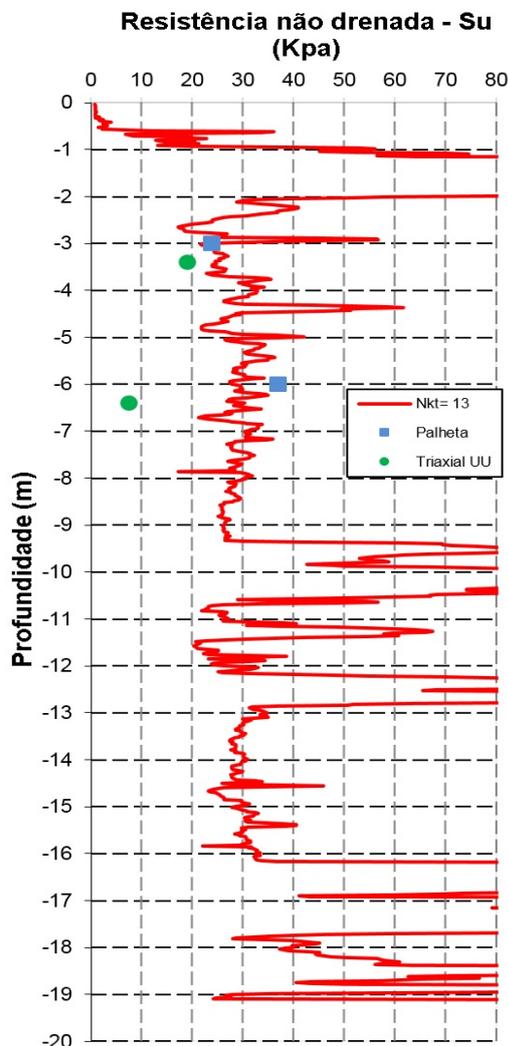
$\mu$  – correção de Bjerrum (1973)

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

Na Tabela 19 pode ser visto a semelhança nos resultados de Su comparando os obtidos nos ensaios de Vane Test e CPT-u. Quando confrontados aos resultados fornecidos pelo ensaio triaxial UU, nota-se semelhança nos valores da amostra coletada a 3,4m de profundidade, porém, uma grande disparidade quando equiparados aos obtidos na amostra ensaiada na cota de 6,4m, fazendo com que o fator de capacidade de carga apresentado na mesma tabela, ficasse muito acima dos demais ensaios deste sítio e da média nacional para argilas moles.

Assim, para uma melhor representatividade do perfil apresentado na Figura 34, adotou-se a média dos outros três ensaios realizados, ficando com o valor de  $N_{kt}=13,0$  e consequentemente, na média de 12 apresentada por Almeida e Marques (2010).

Figura 34 – Comparativo dos resultados de Su extraídos de ensaios UUe palheta.



Fonte: do autor

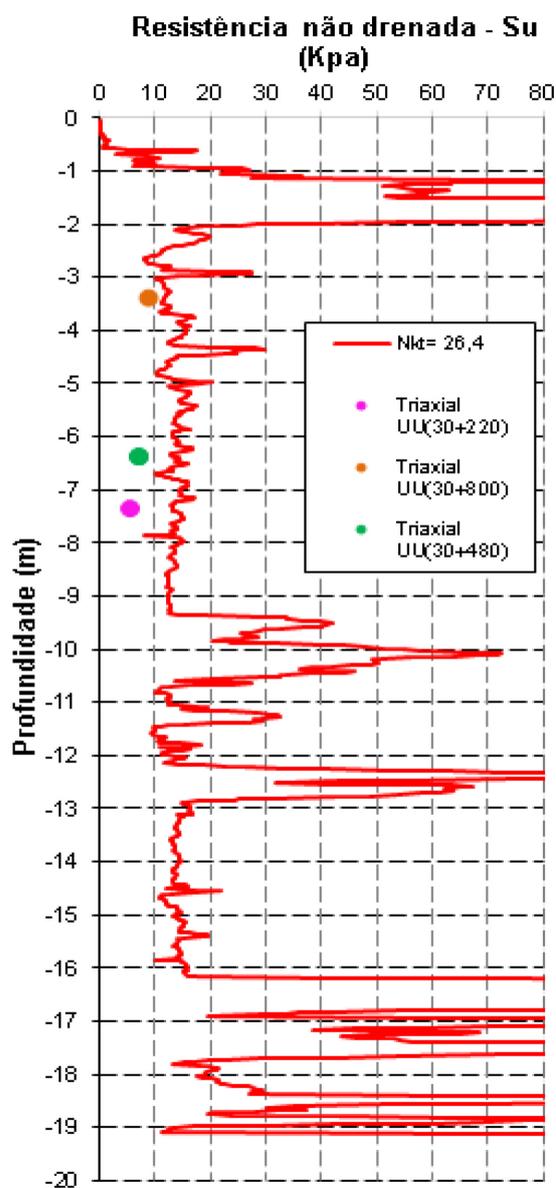
Os resultados de Su podem sofrer uma redução se utilizados fatores de capacidade de carga resultantes de ensaios triaxiais UU executados com amostras coletadas nos quilômetros 30+220 e 30+800 e apresentados por Cordeiro (2019), os quais apresentam  $N_{kt}$  de 24,5 e 30,1,

respectivamente. Somando esses dois valores ao Nkt de 52,3, mostrado na Tabela 19, obtém-se a média de 26,4. Embora este valor fique bastante acima da média nacional para argilas moles, trabalhos apresentados por Grandó (2018) e Prosul (2018) apud Cordeiro (2019) mostram Nkt de 19,5 e 22,0, respectivamente.

Os três ensaios têm como característica comum, a presença de matéria orgânica em sua composição.

Na Figura 35 é possível ver o perfil de resistência não drenada com base no Nkt de 26,4.

Figura 35 – Perfil de Su com base em ensaios triaxiais UU



Fonte: do autor

## 6 RESULTADO DA AVALIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES VERTICAIS

Determinados os parâmetros geotécnicos da seção estudada e com base na geometria do aterro definida pela empresa PROSUL, foram estimados os recalques primários e as soluções mais adequadas para o problema em questão.

Os recalques imediatos e secundários não foram considerados nesta monografia.

### 6.1 ESTIMATIVA DE RECALQUE PRIMÁRIO

Para obtenção da estimativa do recalque primário na seção estudada foi utilizado a teoria clássica de Terzagui (1936), mostrada na equação (4). Os resultados dos recalques foram definidos para cada uma das camadas de argila mole do depósito, conforme mostrado na Tabela 20.

Tabela 20 – definição do recalque primário

Profundidade (m)		h <sub>arg</sub> (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	cc/1+e <sub>0</sub>	cr/1+e <sub>0</sub>	$\Delta h$ (m)
Início	Fim							
2,0	5,0	3	35,04	67,04	52,50	0,22	0,04	0,09
5,0	8,0	3	53,57	85,57	52,50	0,17	0,05	0,11
8,0	9,4	1,4	66,94	98,94	67,50	0,17	0,05	0,04
10,5	12,1	1,6	82,00	114,00	82,50	0,17	0,05	0,04
12,8	16,1	3,3	100,47	132,47	100,00	0,17	0,05	0,07
17,7	18,4	0,7	123,79	155,79	137,50	0,17	0,05	0,01
Recalque total (m)								<b>0,36</b>

Fonte: do autor

Obtidos os valores de recalque primário total, foi realizado a análise para determinar o tempo necessário para o adensamento do aterro até a cota projetada, através da equação (5). Para o cálculo de recalque primário ao longo do tempo foi considerado uma média ponderada do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) apresentado na Tabela 18, e, uma altura de drenagem ( $h_d$ ) de 6,4m, ou seja, metade da altura total das camadas de argila mole.

A Tabela 21 apresenta os resultados do tempo necessário para que se atinja a cota definida em projeto, e, na Figura 36 pode ser visto o gráfico com a evolução do tempo x recalque primário.

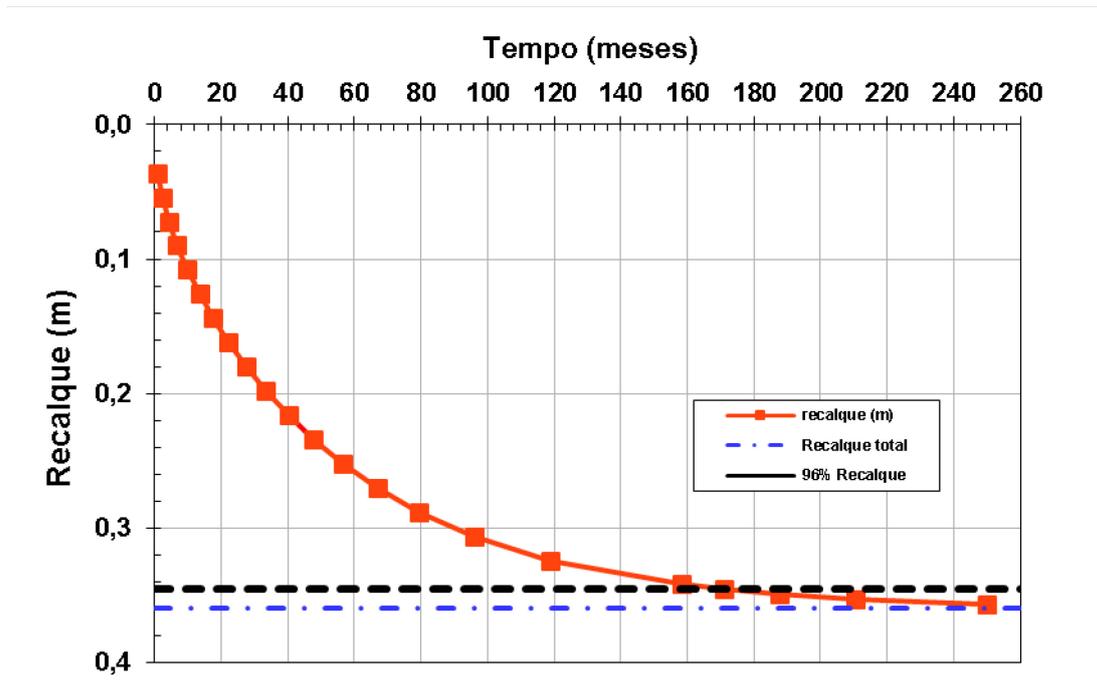
Tabela 21 – evolução do recalque primário ao longo do tempo

$T_v$	$U_v\%$	$h_d$	$C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{ano}$ )	$C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{mês}$ )	recalque (m)	Tempo (anos)	Tempo (meses)
0,00785	10	6,5	3,66	0,30	0,036	0,09	1,10
0,01767	15				0,054	0,20	2,48
0,03142	20				0,072	0,36	4,41
0,04909	25				0,090	0,57	6,89
0,07069	30				0,108	0,82	9,92
0,09621	35				0,126	1,11	13,50
0,12566	40				0,144	1,45	17,63
0,15904	45				0,162	1,83	22,32
0,19635	50				0,180	2,26	27,55
0,23855	55				0,198	2,75	33,48
0,28628	60				0,216	3,30	40,17
0,34038	65				0,234	3,93	47,77
0,40285	70				0,252	4,65	56,53
0,47672	75				0,270	5,50	66,90
0,56714	80				0,288	6,54	79,59
0,68371	85				0,306	7,89	95,95
0,84800	90				0,324	9,78	119,00
1,12886	95				0,342	13,02	158,42
1,21928	96				0,345	14,06	171,10
1,33585	97				0,349	15,41	187,46
1,50014	98	0,353	17,30	210,52			
1,78100	99	0,356	20,54	249,93			
$\infty$	99,9	<b>0,360</b>					

Fonte: do autor

A DNER-PRO 381/98 determina que para aterros Classe I, quando estão próximos a estruturas rígidas, o aterro é considerado consolidado ao atingir 96% do recalque primário definido em projeto. Com isso é possível observar na Tabela 21 que o tempo necessário para que ocorra o recalque previsto é de aproximadamente 171 meses. Como o procedimento supracitado define que as análises de consolidação devem ser realizadas nos tempos de 3, 6 e 9 meses, os valores calculados ficam muito acima do necessário.

Figura 36 – gráfico tempo x recalque primário



Fonte: do autor

## 6.2 ANÁLISE DE SOLUÇÕES

Por se tratar de um depósito de argila mole com espessura superior a 3,0m, a DNER-PRÓ 381/98 destaca que a remoção e substituição por material de melhor qualidade torna-se inviável economicamente. Assim, de forma geral, a solução mais econômica para espessuras até 20m é o emprego de geodrenos com sobrecarga temporária.

### 6.2.1 Sobrecarga Temporária (SCT)

O tempo para o recalque primário calculado apresentou-se bastante elevado considerando apenas a pressão do aterro projetado. De forma a reduzir esse tempo foram realizados experimentos levando em conta a aplicação de sobrecarga temporária de 0,5m, 1,0m e 1,5m sobre o aterro originalmente projetado.

Na Tabela 22 são apresentados os resultados das variações do recalque primário ao longo do tempo após a aplicação da sobrecarga temporária enquanto na 38 pode ser visto o gráfico com a evolução do tempo x recalque com a aplicação dessas mesmas SCT.

Tabela 22 – evolução do recalque primário ao longo do tempo com SCT

U <sub>v</sub> %	T <sub>v</sub>	SOBRECARGA TEMPORÁRIA			TEMPO	
		0,50m	1,00m	1,50m	t (meses)	t (anos)
		Δh(t)(m)	Δh(t)(m)	Δh(t)(m)		
10	0,0079	0,046	0,055	0,063	1,10	0,09
20	0,0314	0,092	0,110	0,126	4,41	0,36
30	0,0707	0,138	0,165	0,189	9,92	0,82
40	0,1257	0,184	0,220	0,252	17,63	1,45
50	0,1963	0,230	0,275	0,315	27,55	2,26
55	0,2376	0,253	0,303	<b>0,347</b>	33,34	2,74
60	0,2827	0,276	0,330	0,378	39,68	3,26
61	0,2922	0,281	0,336	0,384	41,01	3,37
62	0,3019	0,285	0,341	0,391	42,37	3,48
63	0,3117	0,290	<b>0,347</b>	0,397	43,75	3,60
64	0,3217	0,294	0,352	0,403	45,14	3,71
65	0,3318	0,299	0,358	0,410	46,57	3,83
70	0,3848	0,322	0,385	0,441	54,01	4,44
75	0,4418	<b>0,345</b>	0,413	0,473	62,00	5,10
80	0,5027	0,368	0,440	0,504	70,54	5,80
90	0,8480	0,414	0,495	0,567	119,00	9,78
95	1,1289	0,437	0,523	0,599	158,42	13,02
96	1,2193	0,442	0,528	0,605	171,10	14,06
97	1,3358	0,446	0,534	0,611	187,46	15,41
98	1,5001	0,451	0,539	0,617	210,52	17,30
99	1,7810	0,455	0,545	0,624	249,93	20,54
100	∞	<b>0,46</b>	<b>0,55</b>	<b>0,63</b>		

Fonte: do autor

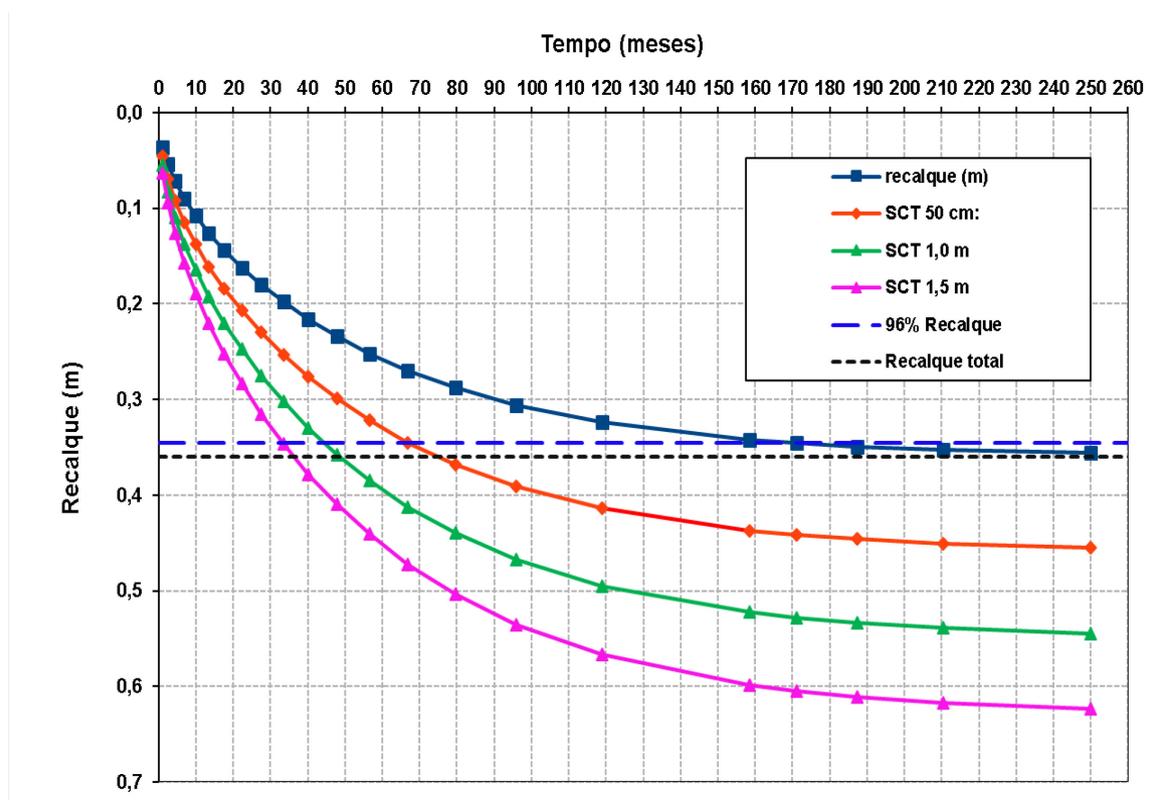
Como pode ser visto na Tabela 23, houve uma redução considerável no tempo do recalque primário com a aplicação da sobrecarga temporária, comparado a seção original do projeto.

Tabela 23 - comparativo do recalque primário ao longo do tempo considerando a seção original do projeto e com a aplicação de sobrecarga temporária (SCT)

Δh 96% (m)	Seção	Tempo de recalque	
		meses	anos
0,35	Original	171,1	14,1
	Com SCT de 0,5m	62,0	5,1
	Com SCT de 1,0m	43,8	3,6
	Com SCT de 1,5m	33,6	2,7

Fonte: do autor

Figura 37 – gráfico comparativo do recalque primário ao longo do tempo – seção original x SCT



Fonte: do autor

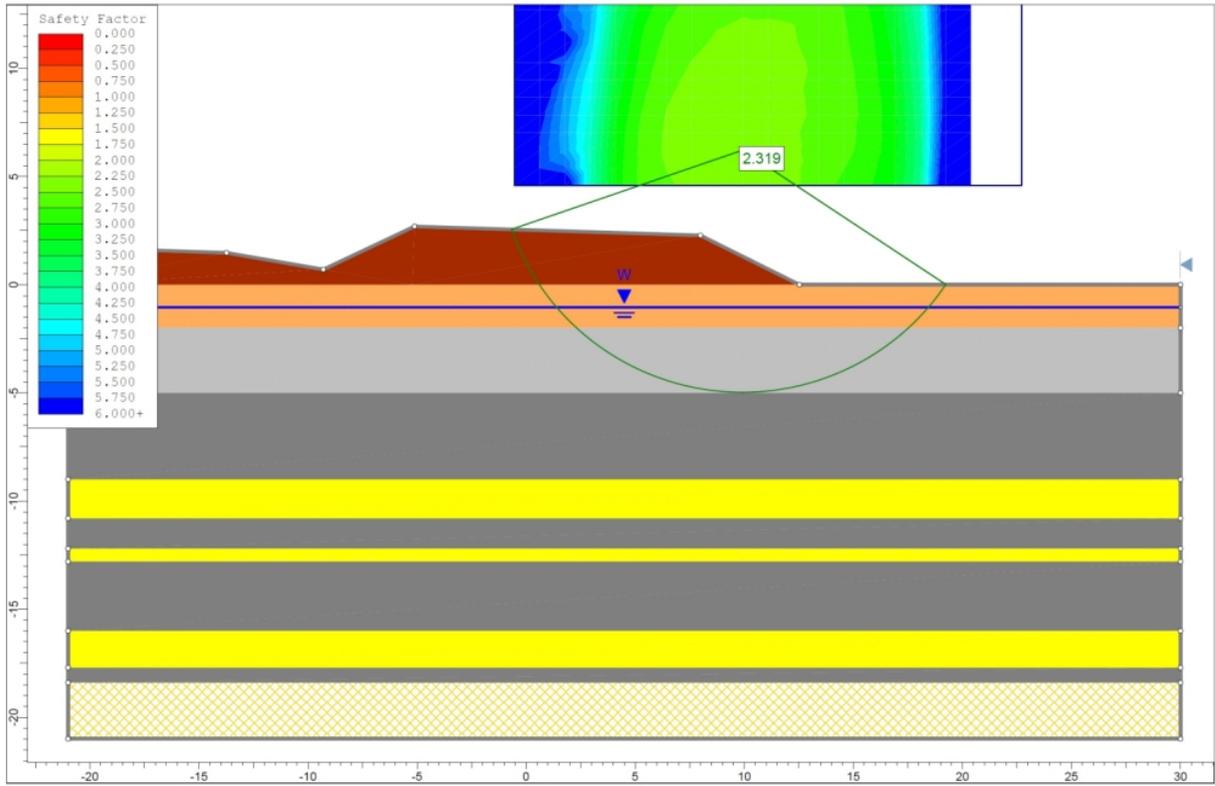
### 6.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Definidas as espessuras da sobrecarga a fim de acelerar os recalques primários calculados, foi realizado a análise de estabilidade global do aterro com o objetivo de determinar o fator de segurança (FS). Almeida e Marques (2010) destacam que ábacos antes utilizados para estudos preliminares estão cada vez mais em desuso após a disponibilidade de programas computacionais. Ainda segundo os autores, há no mercado diversos programas que utilizam o método de fatias para se obter o FS, tais como Fellenius, Bishop, Spencer e Janbu simplificado.

Para determinação do fator de segurança da seção estudada, foi utilizado o software Slide Roscience, versão 6.0 e o método utilizado foi o Janbu simplificado, que segundo Almeida e Marques (2010) apresenta resultados mais conservadores.

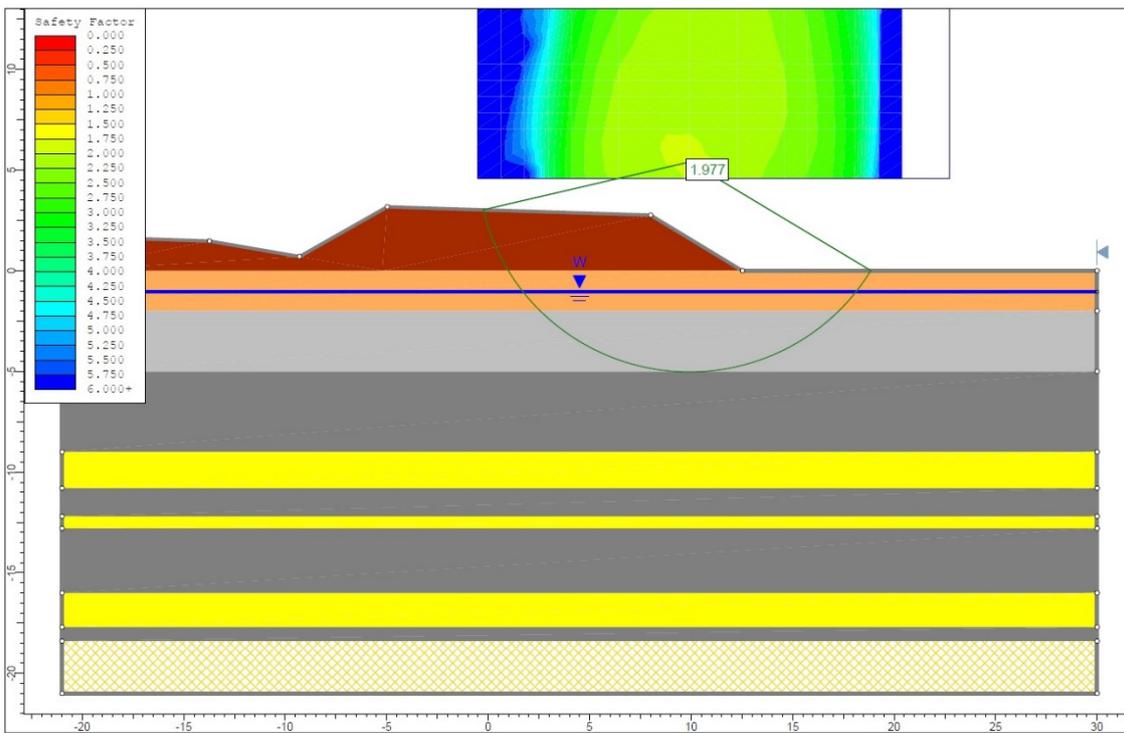
Os resultados das análises considerando a seção estudada são apresentados na Figura 38, Figura 39 e Figura 40. Nas três simulações realizadas, com sobrecarga temporária de 0,5m, 1,0m e 1,5m, o FS calculado ficou acima de 1,4 estabelecido pela DNER-PRO 381/98 como valor mínimo de aceitação.

Figura 38 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 0,5m



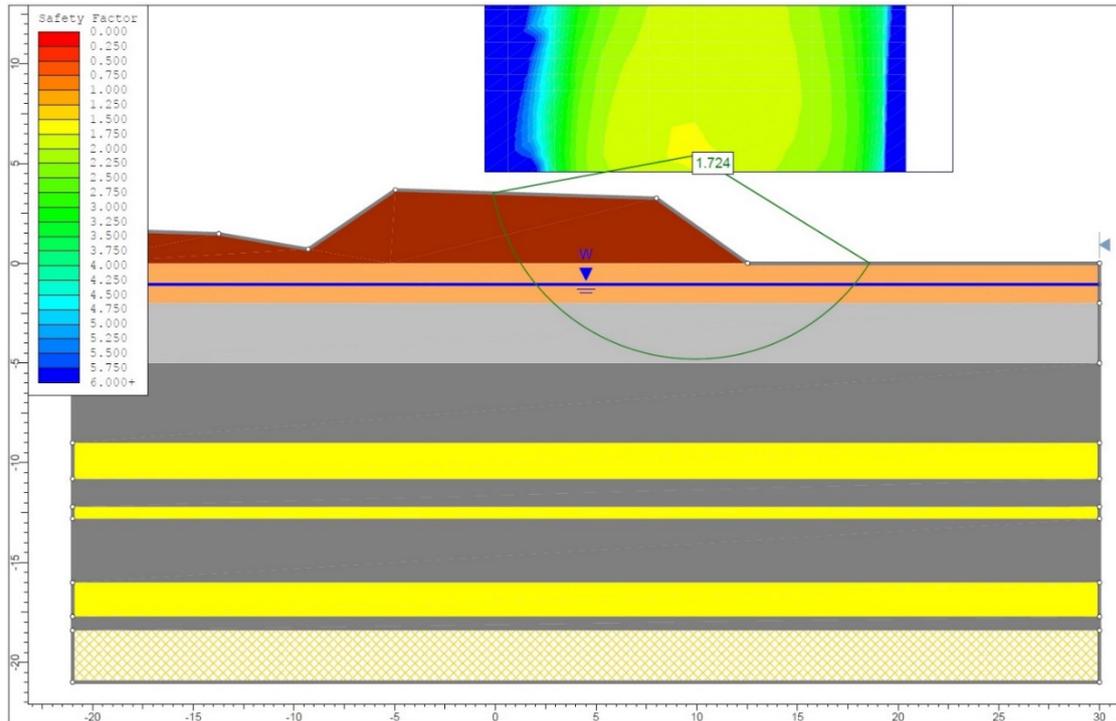
Fonte: do autor

Figura 39 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,0m



Fonte: do autor

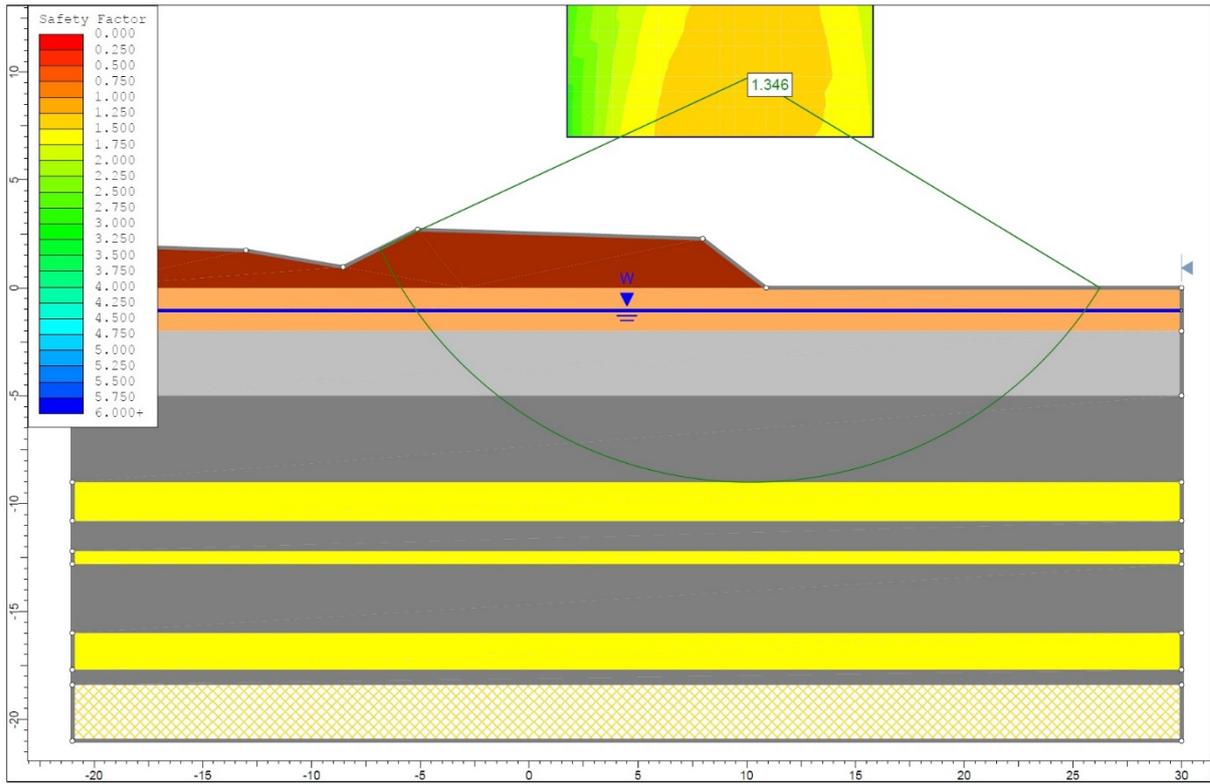
Figura 40 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,5m



Fonte: do autor

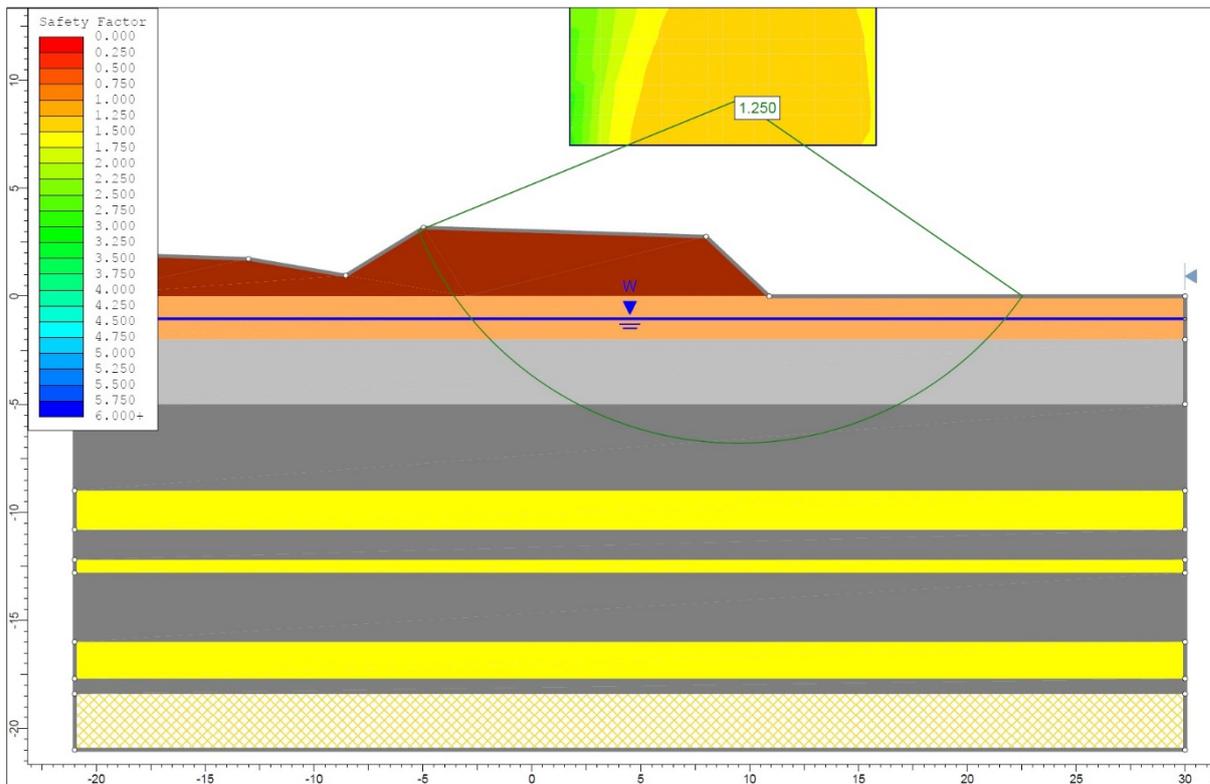
As análises mostradas entre a Figura 38 e Figura 40 são com base no  $S_u$  calculado a partir da correlação entre os ensaios de cone e palheta, que juntos resultaram em um  $N_{kt}$  de 13,0. Considerando o  $S_u$  calculado a partir do  $N_{kt}$  de 26,4, pode-se notar uma considerável redução no fator de segurança, como mostrado na Figura 41 e Figura 42.

Figura 41 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 0,5m



Fonte: do autor

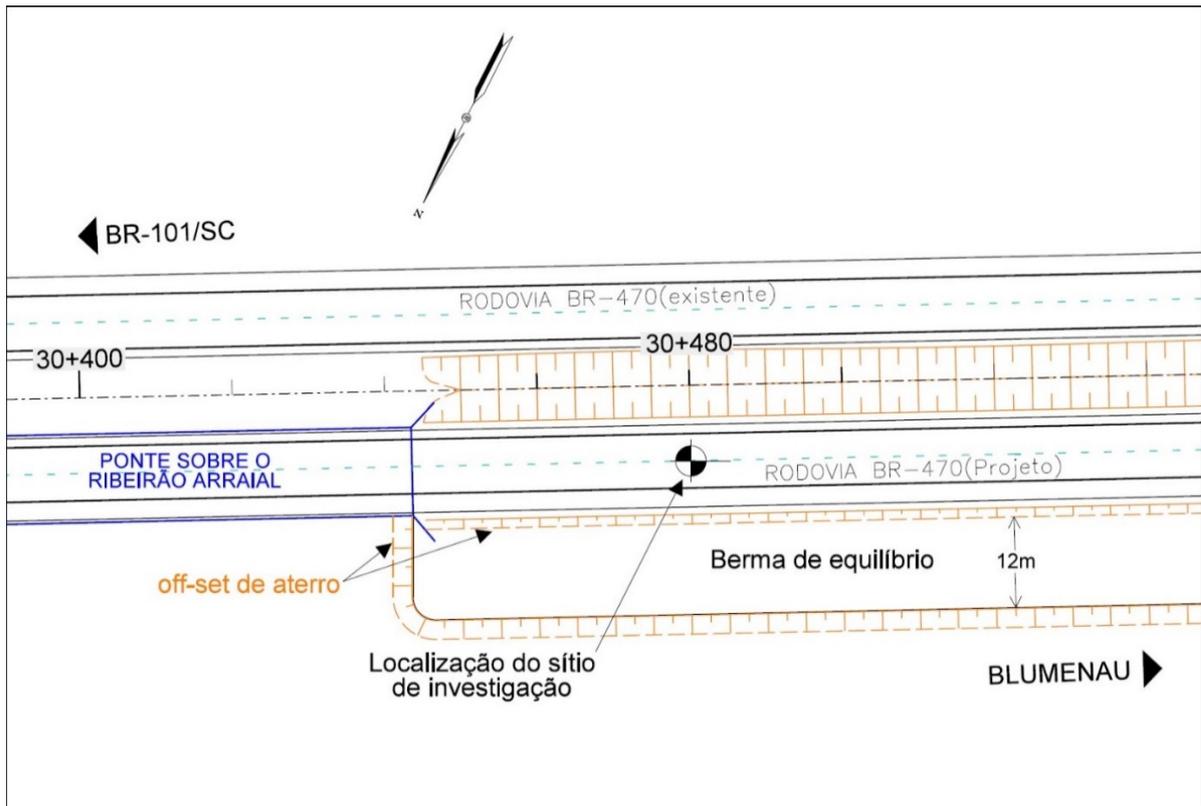
Figura 42 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,0m



Fonte: do autor

Como pode ser visto na Figura 42, com a utilização de parâmetros de Su baseados na correlação entre ensaios triaxiais e CPT-u, resultando em um Nkt de 26,4, o fator de segurança teve uma considerável redução, ficando abaixo do 1,4 determinado pela DNER-PRO 381-98. Com isso, foram realizadas novas análises de estabilidade acrescentando uma berma de equilíbrio de 1,75m de altura e 12,0m de largura, como mostrado na Figura 43.

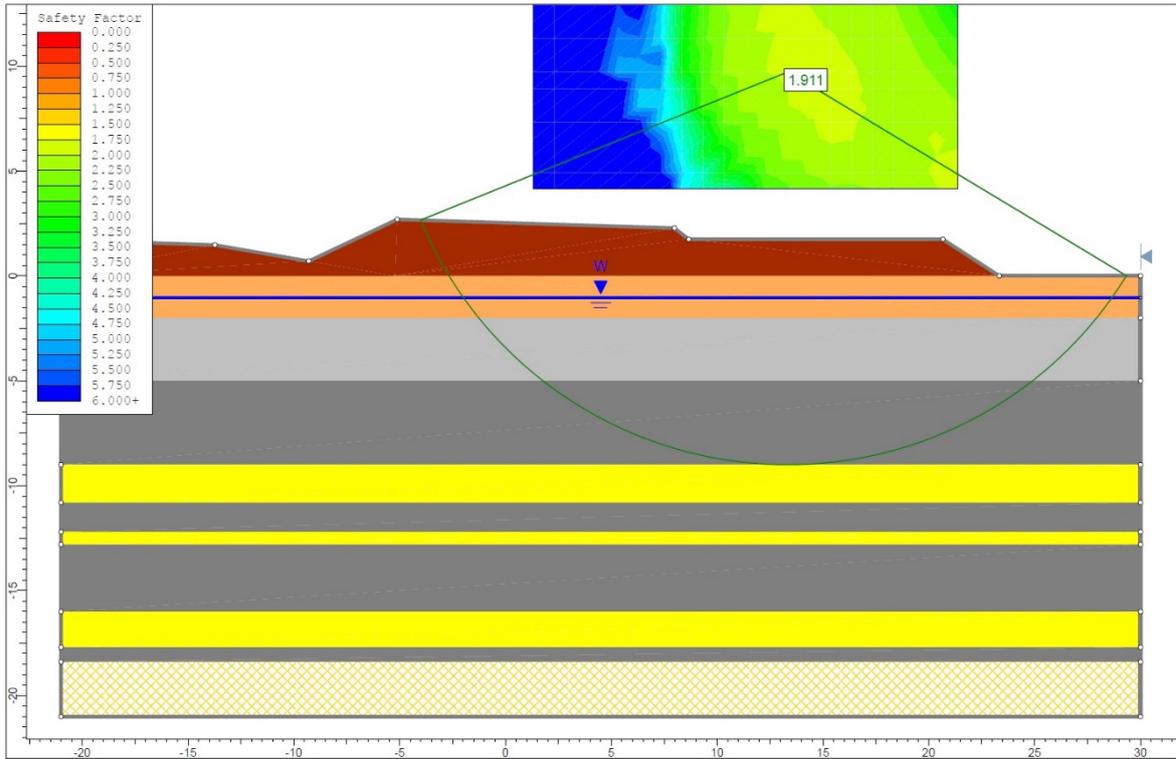
Figura 43 – Planta com localização da berma de equilíbrio



Fonte: do autor

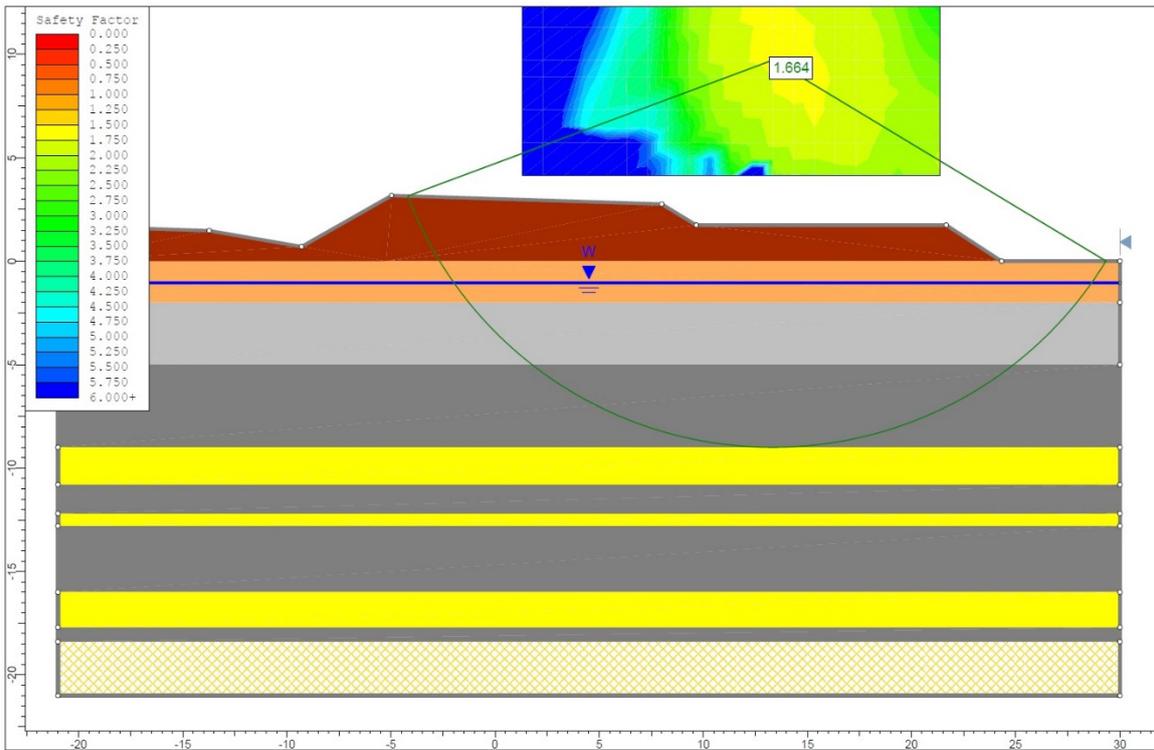
Na Figura 44 à Figura 46 são mostrados os resultados das análises de estabilidade considerando a implantação da berma de equilíbrio.

Figura 44 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 0,5m + berma



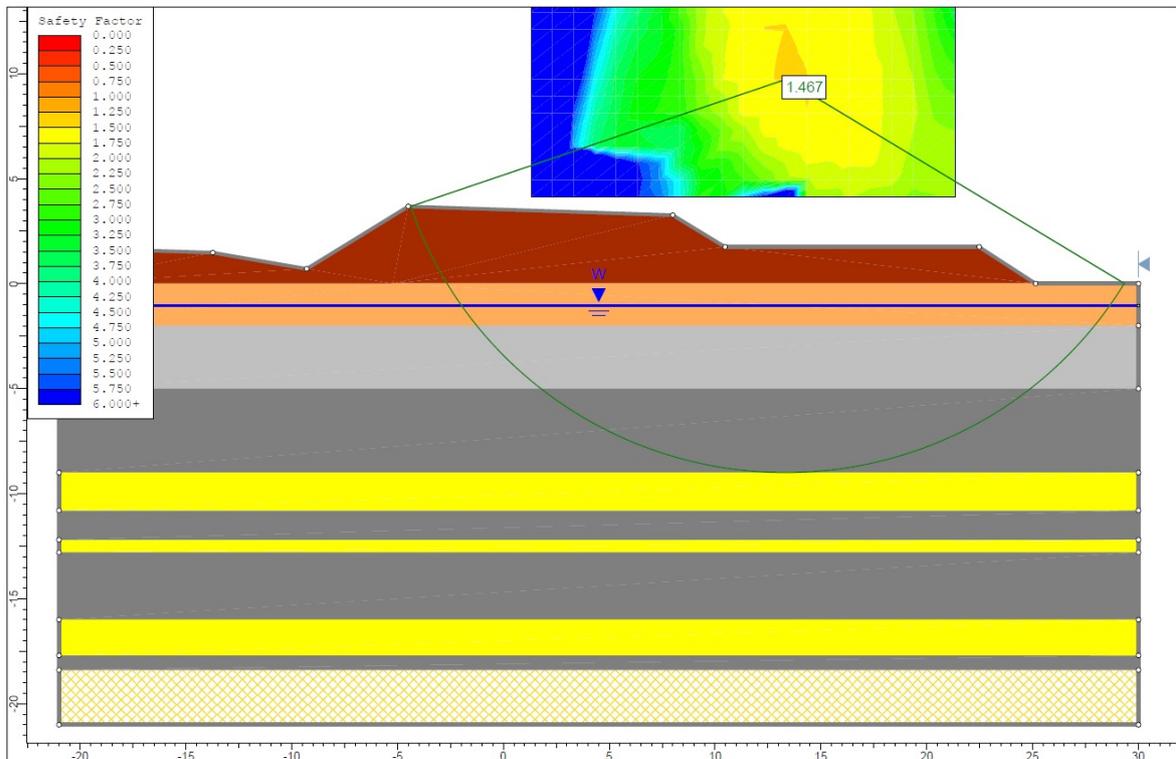
Fonte: do autor

Figura 45 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,0m + berma



Fonte: do autor

Figura 46 – análise de estabilidade – aterro de 1,6m + compens. de recalque + SCT de 1,5m + berma



Fonte: do autor

Os resultados das análises de estabilidade se mostraram satisfatórios com a implantação da berma de equilíbrio. O resumo dos resultados dessas análises é mostrado na Tabela 24.

Tabela 24 – Resumo das análises de estabilidade

Seção	Nkt de 13,0		Nkt de 26,4		
	Su adotado (Kpa)	FS	Su adotado (Kpa)	S/ Berma C/ Berma FS	
Com SCT de 0,5m	22,5 para argila cinza clara; e	2,319	10,0 para argila cinza clara; e	1,346	1,911
Com SCT de 1,0m		1,977		1,250	1,664
Com SCT de 1,5m	27,5 para argila cinza escura	1,724	15,0 para argila cinza escura	-	1,467

Fonte: do autor

Analisando os resultados apresentados na Tabela 24 é possível notar o cuidado que deve se tomar com relação aos parâmetros geotécnicos utilizados na análise de estabilidade. Quando adotado a resistência não drenada (Su) extraída da correlação entre CPT-u e Triaxial não drenado e não adensado (UU), o fator de segurança para uma sobrecarga de 1,0m ficou abaixo

do mínimo de 1,4 determinado pela DNER-PRO 381/98. Considerando 0,5m de SCT, o FS ficou no limite aceitável, porém, o tempo para recalque primário levando em conta essa espessura de SCT, seria de 62 meses, prazo muito superior aos 6 meses estimado no projeto.

De forma a atender o prazo de 180 dias e ainda assim garantir a estabilidade do aterro, foi necessário a implantação de um berma de equilíbrio com 12m de extensão e 1,75m de altura, a qual resultou em um FS de 1,47 com o emprego de 0,5m de SCT e geodrenos verticais

#### 6.4 ACELERAÇÃO DO RECALQUE PRIMÁRIO

Como já comentado no item 2.8.7, nas situações em que a aplicação de SCT se mostra insuficiente para alcançar os recalques calculados no tempo desejado, a cravação dos drenos verticais tem por finalidade proporcionar a aceleração desses recalques.

De acordo com o cronograma da obra, o tempo disponível para consolidação do depósito de argila mole foi de 6 meses.

Para o dimensionamento da malha dos geodrenos, foi tomado como base a sequência sugerida por Almeida e Marques (2010) e apresentada na Tabela 15 e as equações propostas no item 2.8.7. Na Tabela 25 são apresentados os parâmetros hidráulicos e geométricos adotados no dimensionamento, enquanto na Tabela 26 são mostrados os dados resultantes da influência do amolgamento, a resistência hidráulica dos drenos e se o dimensionamento atende ao tempo aceitável para consolidação do depósito de argila mole e conseqüentemente, a retirada da sobrecarga temporária.

Tabela 25 – Parâmetros adotados para o dimensionamentos dos geodrenos

Parâmetros hidráulicos	$C_v$ m <sup>2</sup> /mês	0,30107
	$C_h$ m <sup>2</sup> /mês	0,60214
	kh	1,00E-08
	$kh/k'h = kh/kv$	2
	Hd(m)	6,5
Parâmetros geométricos (Malha e drenos)	Malha drenos	triangular
	l (m)	1,95
	de(m)	2,0475
	dimensão a (cm)	10
	dimensão b (cm)	0,5
	dw (m)	0,066845076
	mandril w (cm)	12
	mandril t (cm)	15
	dm (m)	0,151387951
n' (de/dm)	13,5248544	

Fonte: do autor

Tabela 26 – Influência do amolgamento e resistência hidráulica dos drenos e verificação do dimensionamento

Influência do amolgamento e resistência hidráulica dos drenos	Fabricante	Geofoco
	ds	0,302775903
	Fs	1,510615292
	qw	5,01E-07
	L (m)	6,5
	Wq	5,298694196
	Verificação-Wq	Calcular Fq
	Z (m)	3,25
	Fq	6,62E-01
	n	30,63052837
	Fn	2,671997171
	Dimensionamento	U% projeto
tac (meses)		6
Tipo drenagem		radial
Tv		0,042755612
Uv %		27
Uh %		75
Th		0,839565726
tcalc (meses)		5,84526135
Tcalc ≤ tac		Ok

Fonte: do autor

Como pode ser visto na Tabela 26, com a aplicação de geodrenos verticais espaçados em 1,95m entre si, associados a uma sobrecarga temporária de 0,5m de espessura, o tempo necessário para consolidação do depósito de argila mole e conseqüentemente do aterro até a cota de projeto, ficou em 5,8 meses, isto é, abaixo dos 6 meses estipulados pelo projeto e recomendados pela DNER-PRO 381/98.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o aumento da população e do número de veículos em circulação é cada vez mais comum a construção de novas vias de tráfego ou ampliação da malha existente. O Brasil é detentor de uma extensa região costeira, onde ocorrem grandes depósitos de argilas moles de origem sedimentar, trazendo assim, desafios à engenharia geotécnica quando projetos são previstos sobre essas regiões.

Assim, o estudo das características desses solos e o entendimento do seu comportamento mediante aplicação de cargas é fundamental para a elaboração de um projeto consistente, e, conseqüentemente essencial para o planejamento e construção de uma obra segura aos futuros usuários da via.

A presente monografia mostrou por meio dos resultados de ensaios geotécnicos de campo/laboratório, e, após elaboração de um detalhado perfil estratigráfico, as principais características do depósito de argila compressível presente na seção do km 30+480 da rodovia BR-470/SC. Com os resultados desses mesmos ensaios foi possível determinar os principais parâmetros geotécnicos utilizados para definição da estimativa do recalque primário, que baseado na teoria clássica de Terzaghi chegou-se a um adensamento de 36,0cm. Valor considerável, levando em conta ser um aterro próximo de uma ponte.

A definição dos parâmetros geotécnicos mostrou que a correlação entre diferentes ensaios origina os mesmos parâmetros, porém, com valores distintos. Podendo ser citado como exemplo o uso da resistência ao cisalhamento não drenado ( $S_u$ ) a partir da correlação entre ensaios CPT-u e palheta que mostrou uma resistência de 22,5Kpa para camada de argila cinza clara e de 27,5Kpa enquanto na correlação entre os resultados dos ensaios de CPT-u e triaxial UU, esses valores foram de 10,0Kpa e 15,0Kpa, respectivamente.

Definido o recalque primário de 36,0cm, fez-se a determinação do tempo necessário para consolidação do mesmo. Inicialmente, considerando apenas o aterro de 1,6m + 0,36m de compensação de recalque chegou-se a um tempo de 171,1 meses de consolidação, valor este muito acima dos 6 meses estipulados para o projeto. De forma a acelerar os recalques primários, previu-se então a aplicação de sobrecarga temporária (SCT) com camadas de 0,5m, 1,0m e 1,5m espessura. Com isso, houve uma redução considerável no tempo de consolidação, com 62,0 meses para uma SCT de 0,5m; 43,8 meses para uma SCT de 1,0m e de 33,6 meses para uma SCT de 1,5m.

De forma a garantir a estabilidade do aterro, foram realizadas análises de estabilidade para definir o fator de segurança (FS) mínimo de 1,4 definido na DNER-PRO 381/98, para isto,

foi utilizado o software Slide Rocscience 6.0, pelo método Janbu Simplificado. Nas análises, foi realizado um comparativo do FS baseado no Nkt de 13,0, o qual resultou no Su de 22,5 e 27,5Kpa encontrado na correlação CPT-u/Palheta com o FS baseado nos valores de Su de 10,0 e 15,0Kpa obtidos da correlação CPT-u/Triaxial UU, que levaram a um Nkt de 26,4.

As análises resultaram em um FS variando de 2,319 (para SCT de 0,5m) à até 1,724 (para SCT de 1,5m), para um Nkt de 13,0. Quando utilizado os valores de Su resultantes do Nkt de 26,4, houve uma queda considerável no fator de segurança, ficando abaixo do mínimo de 1,4 estipulado em norma. Com isso, novas análises foram realizadas com estes mesmos valores de Su, porém, com a inclusão de uma berma de equilíbrio de 12,0m de comprimento e espessura de 1,75m, levando assim, a FS de 1,911 para uma SCT de 0,5m; 1,664 para uma SCT de 1,0m e 1,467 para SCT de 1,5m de espessura. Indo de encontro a segurança, para este trabalho adotei SCT de 0,5m como solução final com Nkt de 26,4.

Levando em conta o tempo de 62 meses necessários para consolidação do recalque considerando SCT de 0,5m, foi previsto e calculado uma malha de geodrenos verticais com o objetivo de acelerar o recalque.

Por fim, como mostrado ao longo da análise de dados, os resultados dos ensaios se mostraram coerentes com os parâmetros encontrados nas bibliografias, porém, para elaboração de um projeto geotécnico, a realização de ensaios bem executados e em número suficiente é fundamental. O trabalho também mostrou as diferentes soluções possíveis para aterros sobre regiões compressíveis, sendo que para este, adotou-se a aplicação de sobrecarga temporária de 0,5m, associada a geodrenos verticais em malha triangular de 1,95m e berma de equilíbrio de 12,0m de largura por 1,75m de espessura

## 7.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Estudos comparativos entre os deslocamentos verticais previstos em projeto e os obtidos na fase de obra, por meio de instrumentação.
- Determinação de recalque utilizando o efeito da submersão de um aterro e compará-lo com recalque sem esse efeito.
- Determinar o recalque levando em consideração a construção do aterro em etapas.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S; MARQUES. M.E.S. **Aterros sobre solos moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 254p
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR-10905**: Solos- Ensaio de Palheta in situ. Rio de Janeiro. 1989. 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR-11682**: Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro. 2009. 33p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR-12069**: Solo- Ensaio de Penetração de cone in situ. Rio de Janeiro. 1991.11p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR-12007**: Solo- Ensaio de Adensamento unidimensional. Rio de Janeiro. 1990. 15p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR-6484**: Solo- Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio –. Rio de Janeiro. 2001. 17p.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 3 Ed. V 1. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos. 2016. 242p
- CORDEIRO, Rafael Fabiano. **Avaliação do comportamento frente a compressibilidade de aterros executados sobre depósitos de argila mole na Rodovia BR 470/SC – trecho: Ilhota – Gaspar**. 2017. 162 f. Projeto de qualificação de mestrado (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.
- DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução All Tasks, São Paulo, Thomson Learning, 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM -DNER/IPR. **DNER- PRO 381**: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro. 1998. 34p.
- DIENSTMANN, G. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS**, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre
- GIL, Antônio Carlos. Como Elaborar Projetos de Pesquisa. 4. Ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GERSCOVICH, D. **Compressibilidade e Adensamento.**: Programa de Pós Graduação Eng. Civil UERJ – Mecânica dos Solos. 2008. 126f. Notas de Aula. Arquivo Digital.

GRANDO, A. **Propriedades e parâmetros geotécnicos de depósitos com argilas moles de Santa Catarina.** 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2018

MASSAD, F. **Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos. 2ª Ed. 2010. 216p

KNAPPETT, J. A.; Craig, R. F. – **Craig Mecânica dos Solos.** Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos. 8ª Ed. 2014. 420p

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 2 Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1995. 378p

PERBONI, J. P.; **Análises de Estabilidade e de Compressibilidade de Aterros sobre Solos Moles – Caso dos Aterros de Encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes (BR381).** 2003. 140p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal de Ouro Preto- UFOP. Ouro Preto. 2003.

PEREIRA, T. dos Santos; **Avaliação do Desempenho de Diferentes Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra.** 2013. 78p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola). Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS).

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos. 2006. 335p.

ROBERTSON, P.K.; CABAL, K.L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.** 4ª Edição. Califórnia: Signal Hills. 2010. 122p.

SANDRONI, S.S.; CONSOI, N.C. **Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com dois Solos Difíceis: os Extremamente Moles e os Expansivos.** In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Gramado. Anais Eletrônicos: 8ª Palestra. 2010.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações na Engenharia de Fundações.** 2 Ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2012. p.24-135.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons. 1943. 510p.