

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Lucas Siscate Bohrer

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DEFORMABILIDADE
DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES:
PROJETO DE UMA SEÇÃO NA BR-101/SC**

Porto Alegre
novembro 2014

LUCAS SISCATE BOHRER

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DEFORMABILIDADE
DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES:
PROJETO DE UMA SEÇÃO NA BR-101/SC**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Fernando Schnaid

Porto Alegre
novembro 2014

LUCAS SISCATE BOHRER

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DEFORMABILIDADE
DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES:
PROJETO DE UMA SEÇÃO NA BR-101/SC**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2014

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Fernando Schnaid (UFRGS)
Ph.D. pela University of Oxford

Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

David Eduardo Lourenço
M.Sc. pela Universidade de Coimbra

Dedico este trabalho a meus pais, Paulo e Mara, que sempre me apoiaram em tudo e a minha avó, Suzana, que apreciaria compartilhar este momento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Fernando Schnaid, orientador deste trabalho, pela confiança em mim depositada. Sinto-me lisonjeado de ter sido orientado por ti. Muito obrigado pelo auxílio, ensinamentos, disponibilidade e paciência oferecidos.

O meu reconhecimento e agradecimento especial ao engenheiro Eduardo Azambuja, que me auxiliou com admirável dedicação e proporcionou a realização deste trabalho. Foi uma experiência gratificante trabalhar ao teu lado e de toda equipe da Azambuja Engenharia e Geotecnia, destacando ainda os engenheiros Marcos Strauss, Alexandre Nichel, Cleber Floriano, Fábio Bertuol, Gustavo Poltronieri, Rafael Heinen e Bruna Manica. Agradeço da mesma forma, ao engenheiro Samuel Mezzomo da Concessionária Arteris, por permitir a utilização dos dados da obra em questão.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, uma das melhores do Brasil, pela formação, pois, certamente, concluo o curso de Engenharia Civil preparado para encarar os desafios profissionais. Obrigado, professora Carin Schmitt, pelo auxílio na realização deste trabalho, pelos conhecimentos e pela dedicação extrema que tens com teus alunos.

Um agradecimento especial aos meus pais, Mara e Paulo, que sempre me incentivaram a buscar novos desafios e crescer com cada obstáculo. Essa vitória é para vocês! Muito obrigado!

Por quase último, mas não menos importante, gostaria de agradecer do fundo do coração à pessoa que sempre esteve do meu lado nos momentos mais difíceis por mim enfrentados nesses últimos anos. A tua contribuição ficou marcada para sempre neste trabalho e na minha memória. Muito obrigado, Luiza Géa!

Aos meus amigos, familiares e colegas de curso e profissão – em especial a Tanise Siscate, Marcelo Costa, Alex Nowak, Juliano Nietiedt, Bruna Hoch, Carlise Schmitz, Bruna Barela, Roger Scheffer, Jonathan Klering, Samuel Schmitt, Victor Rodrigues, Mariana Barcelos, Bianca Funk, Vinicius Marques, Guilherme Alminhana e Aline Denardi – muito obrigado pela parceria e pela amizade, na realização de trabalhos, na solução de dúvidas e troca de conhecimentos.

Unfortunately, soils are made by nature and not by man,
and the products of nature are always complex. [...] As
soon as we pass from steel and concrete to Earth, the
omnipotence of theory ceases to exist.

Karl von Terzaghi

RESUMO

A expansão dos centros urbanos tornou necessária a construção de empreendimentos em regiões com presença de solos moles. Na maioria das vezes, as viabilidades técnica e econômica de uma obra sobre esses solos somente podem ser garantidas se técnicas construtivas específicas forem aplicadas. Sendo assim, este trabalho teve por objetivo a realização do projeto geotécnico de uma seção transversal da BR-101 (km 108,3), próximo ao município de Penha, no estado de Santa Catarina, de um aterro sobre solos moles. Primeiramente, foram apresentadas características gerais da obra que se deseja executar, seguido por uma avaliação preliminar dos tipos de solo regionais e de suas características básicas. O perfil geotécnico básico, com lençol freático considerado na superfície, consiste em 2 m superficiais de crosta pré-adensada, 8 m de argila muito mole a mole, 2,5 m de argila siltosa a areia e 3,5 m de solo residual, em geral, siltoso. Em seguida, foi analisada uma campanha de investigações geotécnicas a fim de se obter propriedades e parâmetros dos solos locais. Com isso, foi necessária a realização de um estudo de seções e perfis geotécnicos com a finalidade de determinar seções transversais de projeto e de análises preliminares para definir quais seriam as técnicas construtivas necessárias. A seguir, foram realizadas análises de estabilidade de fundação e interna, analiticamente, e global, pelo Método de Equilíbrio Limite utilizando o *software SLOPE/W*. Ainda, foram realizadas as análises de deformabilidade com a previsão de recalques e o dimensionamento das soluções de aceleração de recalques analiticamente e com a modelagem do problema numericamente, pelo Método de Elementos Finitos com o uso do *software Plaxis 2D*. Por fim, a solução passível de execução foi um aterro com altura final de 10,40 m construído em 4 etapas, as três primeiras de 2,6 m de espessura e a última de 3,6 m devido à sobrecarga temporária de 1 m de espessura. Foram previstas bermas de equilíbrio de 5,2 m de altura com patamares de 15 m de largura e taludes 2:1 (H:V). Além disso, foi prevista a cravação de geodrenos em malha triangular espaçados em 1,4 m que conduziram a um tempo executivo total de 242 dias. Os reforços especificado devem possuir resistência à tração nominal de 2.700 kN/m e módulo de rigidez nominal de 20.250 kN/m, dispostos nos sentidos longitudinal e transversal e podendo ser modulados. É necessária a execução de um aterro de conquista com 60 a 80 cm de espessura e de um colchão drenante de 50 cm de espessura de areia.

Palavras-chave: Projeto de Aterro sobre Solos Moles. Interpretação de Investigações Geotécnicas. Análise de Estabilidade de Aterros. Análise de Deformabilidade de Aterros.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama representativo das etapas do trabalho e suas relações	27
Figura 2 – Métodos construtivos que foram considerados no trabalho	29
Figura 3 – Fator de correção empírico (μ) em função do IP	36
Figura 4 – Curva do índice de vazios em função do logaritmo da pressão aplicada	40
Figura 5 – Determinação do σ'_{vm} pelo processo de Pacheco Silva	41
Figura 6 – Determinação de c_v pelo processo de Casagrande	42
Figura 7 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos	44
Figura 8 – Correlação entre ϕ' e IP para argilas normalmente adensadas	48
Figura 9 – Estimativa do valor de I_r a partir de IP e de OCR	49
Figura 10 – Modos de ruptura de aterros sobre solos moles	54
Figura 11 – Fator de capacidade de carga de sapatas lisas e rugosas , para profundidade limitada e para perfil de S_u constante com a profundidade	56
Figura 12 – Diâmetro equivalente do geodreno	64
Figura 13 – Malha de drenos quadrada e triangular	65
Figura 14 – Almolgamento causado pela cravação do dreno	66
Figura 15 – <i>Layout</i> da interseção definida	72
Figura 16 – Perfil SPT típico (SPT 12).....	75
Figura 17 – Perfil estratigráfico utilizado nas análises de estabilidade	77
Figura 18 – Perfil estratigráfico utilizado nas análises de deformabilidade	77
Figura 19 – Perfil de $S_{u(\text{corrigido})}$ pelo ensaio de palheta	79
Figura 20 – Perfil de $S_{ur(\text{palheta})}$ pelo ensaio de palheta	79
Figura 21 – Perfil de OCR pelo ensaio de palheta	80
Figura 22 – Valores de c_v pela pressão aplicada durante o ensaio de adensamento	82
Figura 23 – Perfil de classificação através do Índice I_c	84
Figura 24 – Ábaco de classificação dos solos com sobreposição de pontos obtidos para cada profundidade dos ensaios de CPTU	84
Figura 25 – Perfil de N_{kt} para calibração do ensaio de CPTU pelo ensaio de palheta	85
Figura 26 – Perfil de S_u do ensaio de CPTU e de palheta sobrepostos	85
Figura 27 – Perfil da constante K1 para calibração dos ensaios de CPTU pelos ensaios de palheta	86
Figura 28 – Perfil da constante K2 para calibração dos ensaios de CPTU pelos ensaios de palheta	86
Figura 29 – Perfil de OCR do ensaio de CPTU e de palheta sobrepostos	87

Figura 30 – Perfil de σ'_{vm} do ensaio de CPTU, de palheta e de adensamento sobrepostos	87
Figura 31 – Perfil de K_o	88
Figura 32 – Perfil de c_{vPA} dos ensaios de CPTU e adensamento em grande escala	89
Figura 33 – Perfil de c_{vNA} dos ensaios de CPTU e adensamento em grande escala	89
Figura 34 – Perfil de c_{vPA} dos ensaios de CPTU e adensamento em pequena escala	90
Figura 35 – Planta baixa do projeto geométrico	95
Figura 36 – Seção transversal antiga (“eixo viaduto antigo”)	96
Figura 37 – Seção transversal nova (“eixo do viaduto”)	96
Figura 38 – Perfil longitudinal do ramo sul (“eixo ramo sul”)	97
Figura 39 – Perfil longitudinal do ramo norte (“eixo ramo norte”)	97
Figura 40 – Seção crítica extrapolada (“eixo viaduto”)	98
Figura 41 – Seção crítica utilizada nas análises de estabilidade	99
Figura 42 – Análise de estabilidade global para aterro não reforçado construído em 1 etapa	100
Figura 43 – Análise de estabilidade global para aterro reforçado construído em 1 etapa	100
Figura 44 – Desenho esquemático representando os ganhos de S_u de cada região da camada de argila mole	105
Figura 45 – Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_i$ da quarta camada construtiva	106
Figura 46 – Seção transversal representativa que baseou a análise pelo MEF	113
Figura 47 – Seção transversal analisada no <i>software Plaxis</i>	114
Figura 48 – Seção de análise para calibração no <i>software Plaxis</i>	116
Figura 49 – Comparação entre as dissipações do excesso de poropressão analítica e do modelo calibrado para o MEF	116
Figura 50 – Altura do aterro em função do tempo adotado para as análises analíticas e numéricas	117
Figura 51 – Poropressão em função do tempo nas análises analíticas e numéricas	118
Figura 52 – Recalque em função do tempo adotado nas análises analíticas e numéricas	119
Figura 53 – Variação do fator de segurança em função do tempo nas análises de estabilidade global	119
Figura 54 – S_u em função do tempo nas análises de estabilidade global	120
Figura 55 – Deslocamento de cada ponto da geogrelha representado por vetores	120
Figura 56 – Diagrama de cargas de tração atuantes na geogrelha	121
Figura 57 - Estrutura do aterro deformada pelo MEF	121
Figura 58 – Deformação específica da geogrelha em função do tempo	122
Figura 59 – Esforço máximo de tração mobilizado na geogrelha em função do tempo ..	122

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação da sensibilidade das argilas	37
Quadro 2 – Critérios para classificação de amostras de ensaios de adensamento para argilas brasileiras	39
Quadro 3 – Classificação de solos por tipo de comportamento	44
Quadro 4 – Intervalo de valores possíveis da razão k_h/k_v para argilas moles	51
Quadro 5 – Classificação quanto à sensibilidade pelo ensaio de palheta	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valor do fator tempo (T^*) em função da posição do elemento filtrante na sonda e da porcentagem de dissipação	49
Tabela 2 – Fatores de segurança mínimos em função da classe do aterro	58
Tabela 3 – Ensaios executados na etapa de investigação preliminar	77
Tabela 4 – Ensaios executados na etapa de investigação complementar	78
Tabela 5 – Classificação das amostras dos ensaios de adensamento quanto à qualidade	81
Tabela 6 – Parâmetros e propriedades obtidos pelos ensaios de adensamento	81
Tabela 7 – Propriedades importantes provenientes dos ensaios de caracterização	83
Tabela 8 – Resumo das propriedades e parâmetros de projeto da camada de argila mole	90
Tabela 9 – Resumo das propriedades e parâmetros de projeto dos demais solos	94
Tabela 10 – Definição dos fatores de redução para minoração da resistência à tração nominal da geogrelha	102
Tabela 11 – Cálculo das tensões que se desenvolvem no centro da camada de solo mole	104
Tabela 12 – Ganho de S_u em cada alteamento	104
Tabela 13 – Valores de S_u utilizados nas análises de estabilidade considerando os acréscimos sofridos pelos mesmos	105
Tabela 14 – Resumo dos fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade global	107
Tabela 15 – Resumo dos fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade interna	107
Tabela 16 – Resumo dos recalques primários obtidos analiticamente	109
Tabela 17 – Dimensões dos geodrenos e do mandril	110
Tabela 18 – Cálculo de diâmetros equivalentes, da <i>smear zone</i> e de influência da malha	110
Tabela 19 – Cálculo do tempo necessário para ocorrência do adensamento primário para cada alteamento	112
Tabela 20 – Estimativa de tempo executivo da obra	112
Tabela 21 – Cálculo de k_{ve} para o solo mole e crosta pré-adensada	115

LISTA DE SIGLAS

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres

CPTU – *Piezocone Penetration Testing* (ensaio de piezocone)

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

MEF – Método de Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

PER – Programa de Exploração da Rodovia

SPT – *Standard Penetration Test* (sondagem à percussão)

LISTA DE SÍMBOLOS

S_u – resistência ao cisalhamento não drenada (kPa)

N_{SPT} – resistência à penetração do amostrador (número de golpes)

$S_{u(palheta)}$ – resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa)

$T_{máximo}$ – torque máximo medido (kN.m)

D – diâmetro da palheta (m)

$S_{ur(palheta)}$ – resistência ao cisalhamento não drenada amolgada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa)

μ – fator de correção empírico (adimensional)

IP – índice de plasticidade (%)

$S_{u(corrigido)}$ – resistência ao cisalhamento não drenada corrigida (kPa)

S_t – sensibilidade da argila (adimensional)

OCR – razão de pré-adensamento (adimensional)

α – fator que relaciona OCR , S_u e σ'_{vo} (adimensional)

σ'_{vo} – tensão vertical efetiva *in situ* (kPa)

e_o – índice de vazios inicial (adimensional)

Δe – variação do índice de vazios (adimensional)

σ'_v – tensão vertical efetiva (kPa)

σ'_{vm} – pressão de pré-adensamento (kPa)

C_c – índice de compressão (adimensional)

C_r – índice de recompressão/expansão (adimensional)

c_v – coeficiente de adensamento vertical (m^2/s)

e_1 – índice de vazios inicial do trecho retilíneo (adimensional)

e_2 – índice de vazios final do trecho retilíneo (adimensional)

p_1 – pressão aplicada inicial (kPa)

p_2 – pressão aplicada final (kPa)

q_c – resistência de ponta do cone (kPa)

f_s – atrito lateral do cone (kPa)

u_2 – pressão neutra medida na base do cone (kPa)

q_t – resistência de ponta real mobilizada (kPa)

I_c – índice do tipo de comportamento do solo (adimensional)

Q_t – resistência de penetração do cone normalizada (adimensional)

F_r – razão de atrito normalizada (%)

σ_{vo} – tensão vertical *in situ* (kPa)

$S_{u(CPTU)}$ – resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de piezocone (kPa)

N_{kt} – fator de capacidade de carga (adimensional)

K_1 – constante K1 (adimensional)

K_2 – constante K2 (adimensional)

K_0 – coeficiente de empuxo no repouso (adimensional)

ϕ' – ângulo efetivo de atrito interno (°)

c_{hPA} – coeficiente de adensamento horizontal para o caso pré-adensado (m²/s)

T^* – fator tempo (adimensional)

R – raio da sonda do piezocone (m)

I_r – índice de rigidez (adimensional)

t_{50} – tempo para a dissipação de 50% do excesso de poropressão (s)

c_h – coeficiente de adensamento horizontal (m^2/s)

c_{hNA} – coeficiente de adensamento horizontal para o caso normalmente adensado (m^2/s)

RR – razão de recompressão (adimensional)

CR – razão de compressão (adimensional)

c_{vNA} – coeficiente de adensamento vertical para o caso normalmente adensado (m^2/s)

c_{vPA} – coeficiente de adensamento vertical para o caso pré-adensado (m^2/s)

k_v – coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s)

k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal (m/s)

T – esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m)

T_{adm} – resistência à tração admissível do reforço (kN/m)

T_k – resistência à tração nominal do reforço (kN/m)

f_{cr} – fator de redução parcial devido à fluência (adimensional)

f_{mr} – fator de redução parcial devido à danos mecânicos na instalação (adimensional)

f_a – fator de redução parcial devido à degradação química e biológica (adimensional)

f_m – fator de redução parcial devido à incertezas estatísticas na determinação da resistência do geossintético (adimensional)

q – sobrecarga distribuída no topo do aterro (kN/m)

FS – fator de segurança (adimensional)

h_{cr} – altura crítica ou altura de colapso do aterro não reforçado (m)

N_c – fator de capacidade de carga que depende da relação B/Z (adimensional)

γ_{at} – peso específico do aterro (kN/m³)

ΔS_u – ganho de resistência ao cisalhamento não drenada (kPa)

$\Delta \sigma'_v$ – ganho de tensão vertical efetiva (kPa)

FS_{ac} – fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal acima do reforço ou do aterro não reforçado (adimensional)

n – declividade média do pé ao topo do talude do aterro (adimensional)

H – altura do aterro (m)

ϕ_d – ângulo de atrito no contato reforço-solo (°)

k_{aat} – coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional)

FS_{ab} – fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal abaixo do reforço (adimensional)

$S_{u\,mob}$ – resistência mobilizada no contato aterro-argila (kPa)

J – módulo de rigidez do reforço (kN/m)

ε – deformação específica da geogrelha (adimensional)

ρ – recalque por adensamento primário (m)

B – largura da base do aterro (m)

Z – espessura da camada de solo mole (m)

σ'_{vf} – tensão vertical efetiva final (kPa)

σ'_{vi} – tensão vertical efetiva inicial (kPa)

d_w – diâmetro equivalente do dreno (m)

a – largura do dreno (m)

b – espessura do dreno (m)

d_m – diâmetro equivalente do mandril (m)

w_m – largura do mandril (m)

t_m – espessura do mandril (m)

d_s – diâmetro da área afetada pelo amolgamento (m)

d_m – diâmetro equivalente do mandril (m)

d_e – diâmetro de influência da malha (m)

l_w – espaçamento entre os centros dos drenos (m)

F_s – função de *smear* (adimensional)

k'_h – coeficiente de condutividade hidráulica horizontal da área afetada pelo amolgamento (m/s)

F_q – função de resistência hidráulica (adimensional)

h_d – distância máxima de drenagem (m)

L – comprimento característico do dreno (m)

q_w – vazão do dreno (m³/s)

F_n – função da densidade de drenos (adimensional)

U – grau de adensamento combinado (adimensional)

T_v – fator tempo vertical (adimensional)

t_{ad} – tempo necessário para o adensamento (anos)

U_v – grau de adensamento vertical (adimensional)

U_h – grau de adensamento horizontal (adimensional)

T_h – fator tempo horizontal (adimensional)

F_q – função de resistência hidráulica (adimensional)

D – diâmetro da palheta (m)

γ_{nat} – peso específico natural (kN/m³)

LL – limite de liquidez (%)

LP – limite de plasticidade (%)

w – teor de umidade (%)

$N_{\text{SPT},72}$ – resistência à penetração do amostrador para energia de 72% (adimensional)

γ_w – peso específico da água (kN/m³)

$\sigma'_{\text{vo (média)}}$ – tensão vertical efetiva *in situ* média (kPa)

ν – coeficiente de Poisson (adimensional)

Ψ – dilatância (°)

U_i – grau de adensamento inicial (%)

U_f – grau de adensamento final (%)

t – instante de tempo (dias)

t_0 – instante de tempo imediatamente antes da construção da camada (dias)

t_i – instante de tempo imediatamente após a construção da camada (dias)

t_f – instante de tempo no final do adensamento da camada(dias)

FS_{min} – fator de segurança mínimo (adimensional)

ϕ – ângulo de atrito interno (°)

ρ_{acum} – recalque por adensamento primário acumulado (m)

t_c – tempo construtivo (dias)

t_{acum} – tempo construtivo e de adensamento acumulados (dias)

k_{ve} – coeficiente de condutividade hidráulica vertical equivalente (m/s)

$T_{m\acute{a}x}$ – esforço máximo de tração mobilizado no reforço (kN/m)

D_e – diâmetro do cilindro de solo influenciado pelo geodreno (m)

k_s – coeficiente de condutividade hidrutica horizontal da *smear zone* (m/s)

Δl – alongação máxima da geogrelha (m)

l – comprimento da geogrelha (m)

ΔH – variação da altura do aterro (m)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	24
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	24
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	24
2.2.1 Objetivo principal	24
2.2.2 Objetivos específicos	24
2.3 PRESSUPOSTOS	24
2.4 DELIMITAÇÕES	25
2.5 LIMITAÇÕES.....	25
2.6 DELINEAMENTO.....	26
3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	29
3.1 CONSTRUÇÃO EM ETAPAS	30
3.2 BERMAS DE EQUILÍBRIO	30
3.3 ATERROS REFORÇADOS	30
3.4 DRENOS VERTICAIS	31
3.5 SOBRECARGA TEMPORÁRIA	32
4 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	33
4.1 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES	33
4.2 INVESTIGAÇÕES COMPLEMENTARES	34
4.2.1 Ensaio de palheta	34
4.2.1.1 Resistência ao cisalhamento não drenada	34
4.2.1.2 Sensitividade das argilas	36
4.2.1.3 História de tensões	37
4.2.2 Ensaios de adensamento	38
4.2.2.1 Pressão de pré-adensamento	40
4.2.2.2 Índice de compressão	41
4.2.2.3 Índice de recompressão/expansão.....	42
4.2.2.4 Coeficiente de adensamento vertical	42
4.2.3 Ensaios de piezocone	43
4.2.3.1 Classificação do solo	43
4.2.3.2 Resistência ao cisalhamento não drenada	45
4.2.3.3 História de tensões	46
4.2.3.4 Estado de tensões	47

4.2.4 Ensaio de dissipação	48
5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	52
5.1 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	52
5.1.1 Parâmetros de projeto	52
5.1.1.1 Quanto aos solos	53
5.1.1.2 Quanto ao reforço	53
5.1.2 Modos de ruptura	54
5.1.3 Estabilidade da fundação	54
5.1.4 Estabilidade global	56
5.1.5 Estabilidade interna	58
5.2 DEFORMABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	59
5.2.1 Parâmetros de projeto	60
5.2.1.1 Quanto aos solos	60
5.2.1.2 Quanto ao reforço	60
5.2.2 Previsão de recalques	60
5.2.2.1 Recalque imediato	61
5.2.2.2 Recalque primário	61
5.2.3 Soluções para aceleração de recalques	63
5.2.3.1 Diâmetros equivalentes do dreno e do mandril	63
5.2.3.2 Diâmetro de amolgamento da instalação do dreno	64
5.2.3.3 Diâmetro de influência dos drenos	65
5.2.3.4 Fatores de restrição de vazão no dreno	66
5.2.3.5 Função da densidade de drenos	67
5.2.3.6 Adensamento com drenagem puramente vertical	68
5.2.3.7 Adensamento com drenagem puramente radial	69
5.2.3.8 Adensamento com drenagem combinada	70
5.2.4 Método de Elementos Finitos	70
6 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO DE INTERSEÇÃO	72
7 INTERPRETAÇÃO DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS	74
7.1 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS REGIONAIS	74
7.2 PERFIS ESTRATIGRÁFICOS	76
7.3 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO	77
7.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PALHETA	78
7.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO	80

7.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CPTU	83
7.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO	88
7.8 PROPRIEDADES E PARÂMETROS DE PROJETO	90
8 ANÁLISES DE ESTABILIDADE	95
8.1 SEÇÃO TRANSVERSAL DE PROJETO	95
8.2 ANÁLISES PRELIMINARES	99
8.3 TRAÇÃO ADMISSÍVEL NO REFORÇO	101
8.4 ANÁLISES DEFINITIVAS.....	102
8.4.1 Estabilidade da fundação	102
8.4.2 Estabilidade global	103
8.4.3 Estabilidade interna	107
9 ANÁLISES DE DEFORMABILIDADE	109
9.1 PREVISÃO DE RECALQUES	109
9.2 ACELERAÇÃO DE RECALQUES	110
9.3 ANÁLISE PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	112
10 RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES	117
11 ESPECIFICAÇÕES BÁSICAS DO PROJETO	123
12 CONSIDERAÇÕES FINAIS	124
REFERÊNCIAS	126
APÊNDICE A	130
APÊNDICE B	132
APÊNDICE C	134
APÊNDICE D	138
ANEXO A	144
ANEXO B	179
ANEXO C	190
ANEXO D	203
ANEXO E	220
ANEXO F	229

1 INTRODUÇÃO

No último século, a escolha de locais nobres para a realização de obras de Engenharia deu-se sempre considerando algumas características do solo como homogeneidade, alta resistência, ausência de água, deformabilidade e erodibilidade mínimas. Mesmo que essas características tornassem o custo das obras mais elevado, a escolha destes solos mais nobres era preferível. O crescimento urbano, juntamente com o porte das construções modernas, trouxeram dificuldades na escolha de melhores locais para construção, devido ao fato desses locais já abrigarem outras obras ou estarem escassos, levando à supervalorização (VERTEMATTI, c2004). Nesse interim, houve a necessidade de desenvolvimento de métodos para ocupação das regiões com solos compressíveis, como a construção de aterros sobre solos moles, que usualmente são utilizados para a transposição de regiões de difícil construção, como em casos de rodovias e ferrovias, para implantação de barragens, em projetos de irrigação e em instalações de portos e aeroportos (ALMEIDA, 1996; RUSSELL, 1992).

Os solos moles são caracterizados por possuírem baixa resistência, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade, tornando a dissipação da poropressão lenta. Esses fatores dificultam a construção de estruturas sobre eles, conduzindo ao desenvolvimento de técnicas para atenuar aquelas características. Existem diversas alternativas para a construção de aterros sobre solos moles, sendo algumas delas utilizadas para solucionar ou minimizar problemas de estabilidade e, outras, problemas de deformação; todavia, a maioria delas abrange essas duas questões (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Dentre as soluções existentes, destaca-se a utilização de reforços para aterros em regiões com solos muito moles (ALMEIDA; MARQUES, c2010) e de drenos verticais visando uma redução no tempo de dissipação da poropressão (ALMEIDA, 1996).

A comparação das alternativas ocorre durante o projeto de aterros sobre solos moles, quando são realizadas previsões de comportamento da obra (ANTUNES FILHO, 1996). Para tanto, a primeira etapa de um projeto consiste no reconhecimento inicial do local e do solo da região. Posteriormente, são realizadas investigações preliminares com objetivo de determinar a estratigrafia do depósito de solo mole. Em seguida, uma campanha de investigações

complementares de campo e de laboratório é realizada, com objetivo de obter parâmetros geotécnicos do solo local (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

Os dados obtidos têm a função de alimentar os modelos constitutivos a serem utilizados nas duas análises comumente empregadas em projetos: de estabilidade e de deformação (ALMEIDA; MARQUES, c2010; ANTUNES FILHO, 1996). A primeira análise contempla a verificação de alguns mecanismos de ruptura considerados para esse tipo de obra em etapas críticas de construção. Com isso, é possível definir a geometria do aterro, alguns materiais a serem utilizados na obra e se há necessidade de construção em etapas e utilização de reforços na base do aterro. Enquanto, a segunda, considera a questão do adensamento do solo mole, ou seja, os níveis de deformação em função do tempo. Dessa forma, também é possível avaliar o tempo construtivo total e de cada etapa.

Na rodovia Governador Mário Covas (BR-101), no km 108,3, município de Penha, estado de Santa Catarina, houve a necessidade de realização de um projeto rodoviário de travessia em viaduto sobre solos moles. Desta forma, este trabalho propôs-se a dimensionar o aterro sobre solos moles a ser implantado em uma seção transversal dessa rodovia. Dispôs-se de dados topográficos da região, bem como das seguintes investigações geotécnicas: sondagens à percussão, ensaios de piezocone, de dissipação, de palheta, de adensamento e caracterização do solo. Esses dados foram analisados a fim de definir parâmetros geotécnicos representativos da seção em estudo. Em seguida, através do Método de Equilíbrio Limite, foram realizadas análises de estabilidade para etapas críticas da obra com o uso do *software* comercial *SLOPE/W*, pertencente ao pacote *GeoStudio 2007*, a fim de determinar uma solução passível para a implantação do aterro. Essa análise foi realizada conforme as últimas recomendações para projetos de aterros viários sobre solos moles do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Em seguida, foram realizadas estimativas de recalques por método analítico de cálculo e, concomitantemente, foi realizado o dimensionamento das soluções de aceleração de recalques. Posteriormente, com base no Método dos Elementos Finitos, foi realizada uma análise de deformação através do *software* comercial *Plaxis 2D* (versão 8.6), a fim de verificar a solução elaborada nas análises anteriores para uma situação mais realista em que há consideração dos efeitos do adensamento sofrido pelo solo mole. Nessa análise, ênfase foi dada ao comportamento tensão-deformação do reforço.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: que projeto de aterro sobre solos moles atende às recomendações do DNIT, às necessidades do cliente e dos utilizadores e aos critérios de estabilidade e servicibilidade mínimos constantes na literatura?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e específico e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração do projeto de uma seção transversal de um aterro sobre solos moles para implantação de uma interseção em desnível na BR-101/SC.

2.2.2 Objetivos específicos

O objetivo específico do trabalho é a apresentação de uma análise rigorosa quanto à deformabilidade do aterro sobre solos moles através do Método dos Elementos Finitos.

2.3 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressupostos que:

- a) as investigações geotécnicas foram executadas conforme procedimentos descritos pelas normas brasileiras que as caracterizam;
- b) as recomendações da norma vigente, DNER-PRO 381/98 – Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), são válidas para o trabalho;

- c) há uma cota pré-definida a ser alcançada ao final da obra para a execução dos elementos que compõem as Obras de Arte Especiais;
- d) as soluções que envolvem o uso de drenos verticais e sobrecarga temporária normalmente apresentam custo construtivo menos elevado que as que utilizam estacas para espessuras de solo de até 20 m (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998);
- e) a solução de aterros leves pode ser uma alternativa viável para aterros de classe I somente para situações especiais, como quando a obra será realizada próxima a uma usina termelétrica (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998);
- f) a solução de substituição da camada de solo mole só deve ser considerada como uma alternativa construtiva se a espessura do depósito de solo mole for inferior a 3 m (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998);
- g) somente para aterros com até 4 m de altura, a técnica de consolidação a vácuo pode ser considerada no dimensionamento (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998).

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao projeto de uma seção representativa do aterro sobre solos moles, conhecidas as investigações geotécnicas de toda a região da obra.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a abrangência geográfica, no km 108,3 da rodovia BR-101/SC e áreas adjacentes;
- b) as técnicas possíveis de serem utilizadas no dimensionamento, considerando o desejo de realização de uma obra com custos construtivos mínimos, com prazo executivo razoável para este tipo de obra e o atendimento às recomendações normativas,
 - reforços de geossintético;
 - bermas de equilíbrio;
 - construção em etapas;
 - drenos verticais;
 - sobrecarga temporária;
- c) a necessidade de obtenção de algumas propriedades e parâmetros do solo através de correlações empíricas e valores de referência da literatura;

d) a desconsideração dos efeitos dos recalques por adensamento secundário.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

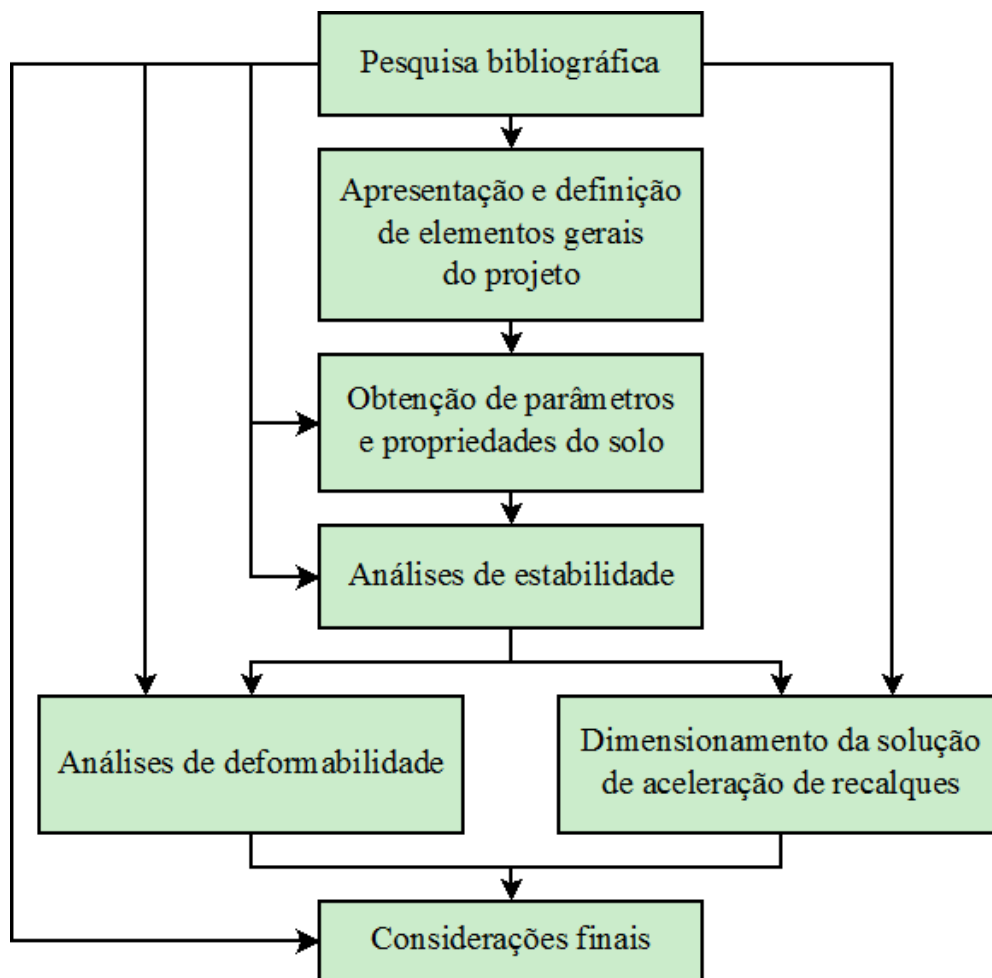
- a) pesquisa bibliográfica;
- b) apresentação de elementos gerais do projeto;
- c) obtenção de parâmetros e propriedades representativos do solo;
- d) realização de análises de estabilidade;
- e) realização de análises de deformabilidade;
- f) dimensionamento das soluções de aceleração de recalque;
- g) considerações finais.

A primeira etapa, uma das mais importantes, consistiu em uma pesquisa bibliográfica que ocorreu ao longo da realização de todo o trabalho. O objetivo dessa revisão de literatura foi de auxiliar em um melhor entendimento acerca do tema do presente estudo. Para tanto, foram utilizados trabalhos de escopo semelhante, como trabalhos acadêmicos, além de livros, artigos científicos e normas técnicas.

Na segunda etapa foram observadas informações e características gerais da obra em questão, mais especificamente, foram listados alguns fatores que motivaram a necessidade de realização de um projeto para este local. Além disso, foi apresentada a geometria que se deseja em função de estudos de tráfego, considerações acerca do bem estar do usuário da rodovia, dentre outros, realizados previamente. Por fim, é feita uma pequena abordagem do tipo de solo que se pode esperar para esta região.

A etapa seguinte consistiu na obtenção de parâmetros e propriedades do solo a partir da interpretação das investigações geotécnicas de campo e de laboratório, realizadas em todo o perímetro da obra, e de correlações empíricas. Esses dados foram utilizados nas etapas posteriores.

Figura 1 – Diagrama representativo das etapas do trabalho e suas relações



(fonte: elaborado pelo autor)

Na quarta etapa foram estudadas seções e perfis geotécnicos a fim de se definirem seções críticas para a realização das análises. Foram realizadas algumas análises preliminares com o objetivo de se obter “sensibilidade” sobre o problema. Por fim, a realização de análises de estabilidade, a fim de definir a geometria da seção do aterro, os materiais construtivos a serem utilizados, a necessidade de construção em etapas ou de uso de reforços na base do aterro, bem como a resistência à tração do reforço.

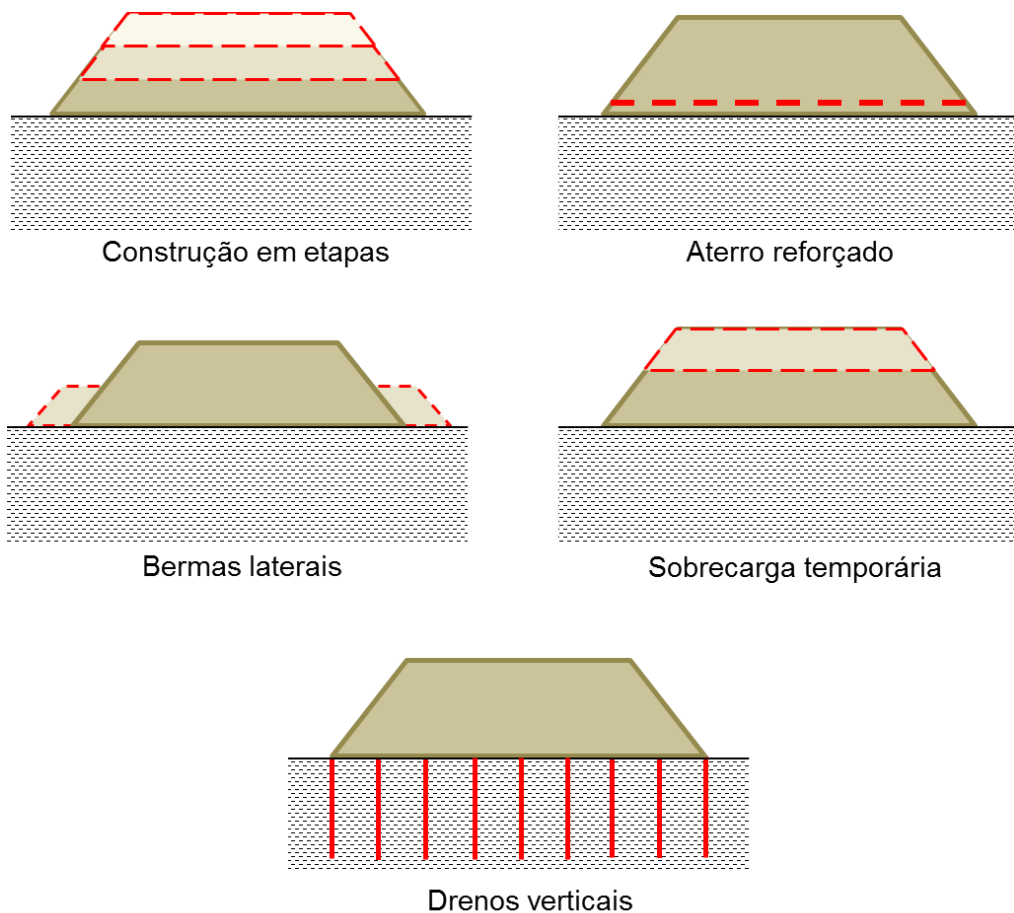
Em seguida, foram realizadas análises de deformabilidade analíticas e numéricas baseadas nos resultados obtidos na etapa anterior. Essas análises tiveram, neste trabalho, o objetivo principal de obter conhecimento acerca do comportamento tensão-deformação do reforço. Concomitantemente, foram dimensionadas as soluções para aceleração de recalques, como os drenos verticais e as sobrecargas temporárias, de modo que a obra fosse executada dentro de um prazo razoável.

Por fim, foi realizado um resumo dos resultados das análises, bem como, das especificações de materiais a serem utilizados na construção. Além disso, foram realizadas considerações finais acerca do projeto.

3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Várias são as técnicas construtivas para a construção de um aterro sobre solos moles (ALMEIDA, 1996). Algumas alternativas são utilizadas para minimizar a ocorrência de recalques e outras para melhorar a estabilidade da estrutura, sendo que algumas são utilizadas para as duas situações (ALMEIDA; MARQUES, c2010). No entanto, este trabalho está limitado às técnicas apresentadas na figura 2.

Figura 2 – Métodos construtivos que foram considerados no trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A escolha da alternativa mais adequada consiste na consideração de diversos fatores técnicos e financeiros como as características do solo de fundação, a disponibilidade e a qualidade de materiais necessários, o tempo disponível para construção, os custos executivos e a

possibilidade de ocupação de áreas adjacentes à obra pela estrutura do aterro (ALMEIDA; MARQUES, c2010). A seguir é realizada uma abordagem simplificada sobre os métodos construtivos que fazem parte do escopo do trabalho.

3.1 CONSTRUÇÃO EM ETAPAS

A construção de um aterro sobre solos moles pode ocorrer em uma única etapa dependendo de suas condições de estabilidade (ALMEIDA, 1996). Entretanto, para argilas com baixa resistência ao cisalhamento não drenada, pode ser necessária uma avaliação sobre a redução da altura do aterro. Se isso não for possível, o alteamento do aterro pode ser feito em etapas, permitindo ganho de resistência da argila ao longo do tempo (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Em geral, essa técnica está relacionada a longos períodos construtivos em solos de baixa permeabilidade. Até mesmo nos casos em que o coeficiente de adensamento vertical do solo seja relativamente alto e a camada de argila mole seja pouco espessa, é possível que a obra seja executada em alguns anos, prazo inexecutável em alguns casos (MASSAD, 2010). Por conseguinte, a sua utilização em conjunto com drenos e sobrecarga temporária é preferível para a aceleração do adensamento (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998).

3.2 BERMAS DE EQUILÍBRIO

As bermas de equilíbrio laterais tem como função o aumento da segurança quanto à ruptura, na medida em que diminuem a inclinação média dos taludes do aterro, levando a um aumento das forças estabilizantes (ALMEIDA; MARQUES, c2010; DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998). Os principais fatores que definem a viabilidade da utilização de bermas são a disponibilidade de área lateral à obra e a quantidade de material de aterro necessário (NASCIMENTO, 2009).

3.3 ATERROS REFORÇADOS

Os reforços utilizados na interface aterro-fundação – em geral geossintéticos – são empregados quando há restrições quanto às dimensões das bermas ou para reduzir volumes de terraplenagem. Além disso, são caracterizados por aumentar a segurança quanto à ruptura do

aterro durante o processo executivo e nas fases subsequentes de adensamento e por distribuir as tensões de forma mais uniforme ao solo de fundação (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Os reforços ainda minimizam os recalques diferenciais, os deslocamentos horizontais e o tempo de execução (ALMEIDA,1996; CHRISTOPHER et al., 2001).

Os tipos de geossintéticos mais utilizados em aterros sobre solos moles no Brasil são:

- a) as geogrelhas, estruturas em forma de grelha formadas por elementos resistentes à tração, classificadas como unidirecionais ou bidirecionais quando possuem elevada resistência à tração em uma ou em duas direções, respectivamente (VERTEMATTI, c2004);
- b) os geotêxteis, produtos têxteis compostos por fibras, filamentos, laminetes ou fios, sendo classificados em tecidos, não tecidos ou tricotados (VERTEMATTI, c2004).

Cabe salientar que os geossintéticos podem ser fabricados com diversos tipos de materiais poliméricos que agregam características distintas quanto à resistência mecânica, rigidez, durabilidade, elasticidade, resistência química, dentre outras (VERTEMATTI, c2004). Por isso, os geossintéticos a serem utilizados nas obras de aterros sobre solos moles influenciam no desempenho da estrutura, devendo ser devidamente especificados em projeto (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

3.4 DRENOS VERTICAIS

Antigamente, a solução predominante eram os drenos tradicionais de areia. No entanto, esses drenos ofereciam problemas quanto à possibilidade de se tornarem inoperantes devidos às grandes deformações oriundas do processo de adensamento (OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). Além disso, os autores salientam que existiam limitações quanto à necessidade de jazidas de areia próximas à obra.

Nesse contexto, os drenos verticais pré-fabricados, também denominados geodrenos, podem ser considerados uma das técnicas mais utilizadas na aceleração ou diminuição de recalques, através da combinação da drenagem vertical com a radial (ALMEIDA, 1996; OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). A cravação dos geodrenos no solo mole é um processo executado com grande produtividade, sendo normalmente utilizados em conjunto com a técnica de sobrecarga temporária (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

3.5 SOBRECARGA TEMPORÁRIA

Existem sobrecargas consideradas permanentes e temporárias. As permanentes são utilizadas para a compensação de recalques entre as etapas de alteamento do aterro de forma a manter a cota da estrutura constante e, assim, são incorporadas à geometria final da estrutura sem sofrerem remoção (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Por outro lado, as sobrecargas temporárias são removidas após determinado tempo previsto em projeto, tendo as funções de acelerar os recalques primários e de compensar os recalques secundários (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

4 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A primeira etapa de um projeto é a definição de quais investigações geotécnicas serão realizadas, levando em consideração o que é necessário em termos de parâmetros e informações sobre o local. Inicialmente, é realizado um reconhecimento geral do local onde a obra será executada através de mapas, imagens aéreas e informações sobre obras vizinhas (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Em seguida, é realizada uma campanha de investigações preliminares e complementares.

4.1 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES

As investigações preliminares são realizadas principalmente para definir a estratigrafia do solo local, como a espessura do depósito de solo mole, por exemplo, informação de extrema importância em etapas de anteprojeto (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Além disso, podem auxiliar na previsão do comportamento do solo através de correlações. No entanto, vale atentar para o fato de que essas correlações devem ser representativas do solo, sendo calibradas com o uso de informações de diversos ensaios.

A sondagem à percussão ou *Standard Penetration Test* (SPT), a ferramenta de investigação geotécnica mais popular e econômica, é utilizada para o caso de aterros sobre solos moles, basicamente para a definição de perfis estratigráficos do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012). Dessa forma, é possível definir a espessura do depósito de argila mole e das camadas intermediárias. Além disso, este ensaio permite a definição do nível do lençol freático.

Schnaid e Odebrecht (c2012) salientam a ineficácia da previsão da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) das argilas moles. Inclusive os autores recomendam que a definição daquele parâmetro seja realizada através de ensaios de palheta e piezocone.

Essa limitação do ensaio para o caso de solos moles decorre em função da falta de sensibilidade do equipamento, que geralmente apresenta resistência à penetração nula ($N_{SPT}=0$), impedindo a verificação de pequenas variações de resistência do depósito (ALMEIDA; MARQUES, c2010; SCHNAID; ODEBRECHT, c2012).

Além do ensaio SPT, as investigações preliminares podem contar com ensaios de sondagens à trado e caracterização do material extraído quanto ao teor de umidade, limites de Atterberg, granulometria, Índice de Suporte Califórnia, peso específico, dentre outros.

4.2 INVESTIGAÇÕES COMPLEMENTARES

As investigações complementares de campo e de laboratório são realizadas com o objetivo principal de obtenção dos parâmetros que definem o comportamento geotécnico do depósito de solo mole. A seguir, os ensaios pertinentes ao projeto são apresentados de forma sucinta, sendo ainda descritos procedimentos para a extração de resultados dos ensaios, bem como, técnicas consagradas para a obtenção de parâmetros geotécnicos.

4.2.1 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta (*vane test*), normatizado no Brasil pela NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), possui vasta utilização em âmbito mundial, principalmente em projetos que envolvam solos moles (ORTIGÃO; COLLET, 1986). Este ensaio consiste na cravação *in situ* de uma palheta em solo argiloso saturado de baixa permeabilidade¹ e posterior imposição de torque ao sistema, provocando a rotação do instrumento por cisalhamento do solo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989).

4.2.1.1 Resistência ao cisalhamento não drenada

O ensaio é executado em duas etapas distintas, sendo a primeira relativa à rotação da palheta em uma condição de solo considerado indeformado e a segunda para uma condição de solo amolgado (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012). A resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta ($S_{u(\text{palheta})}$) pode ser calculada para esses dois casos com a fórmula 1, alterando o torque máximo medido ($T_{\text{máximo}}$) para o correspondente de cada situação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989):

¹ Coeficiente de condutividade hidráulica inferior a 10^{-7} m/s e coeficiente de adensamento inferior a 100 m²/ano.

$$S_{u(\text{palheta})} = \frac{0,86 \cdot T_{\text{máximo}}}{\pi \cdot D^3} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$S_{u(\text{palheta})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa);

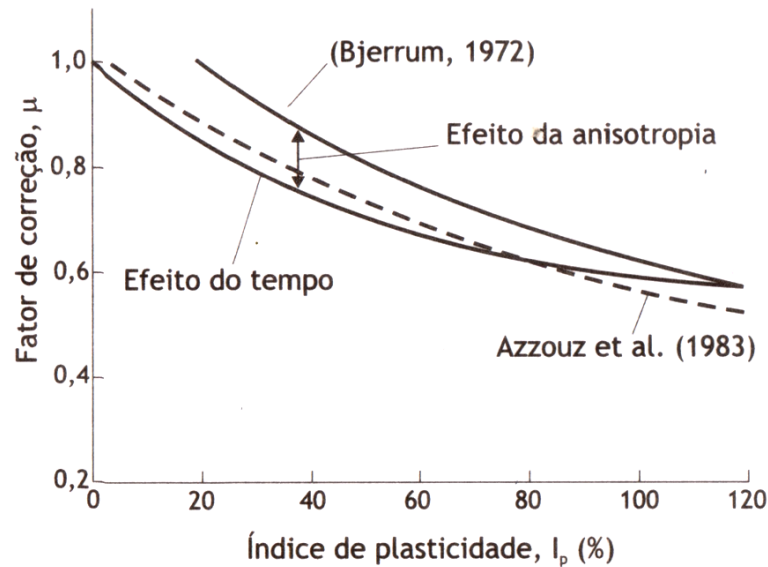
$T_{\text{máximo}}$ = torque máximo medido (kN.m);

D = diâmetro da palheta (m).

Para o caso de solo amolgado, o resultado da fórmula 1 é denominado $S_{ur(\text{palheta})}$.

No entanto, o ensaio apresenta limitações quanto a simplificações realizadas na utilização da fórmula 1, como comportamento isotrópico do solo e distribuição uniforme de tensões na palheta. Além disso, há limitações quanto ao processo executivo, como a grande influência da velocidade de rotação da palheta e do tempo de ensaio nos resultados e o amolgamento do solo causado pela inserção da palheta. Desta forma, Bjerrum² (1972 apud ALMEIDA; MARQUES, c2010) propôs uma correção para o valor de $S_{u(\text{palheta})}$, denominada de fator de correção empírico (μ). Esse fator foi relacionado ao índice de plasticidade (IP) das argilas por esse mesmo autor e por Azzouz et al. (1983), conforme apresentado na figura 3.

² BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, 1972, Lafayette. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1972. p. 1-54.

Figura 3 – Fator de correção empírico (μ) em função do IP

(fonte: BJERRUM³, 1972 apud ALMEIDA; MARQUES, c2010, p. 62)

Essa metodologia é de utilização prática brasileira à medida que foi corroborada por Almeida et al. (2010) e Coutinho e Bello⁴ (2010 apud SCHNAID; ODEBRECHT, c2012) para argilas brasileiras, sendo aplicada pela fórmula 2:

$$S_{u(\text{corrigido})} = \mu \cdot S_{u(\text{palheta})} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

$S_{u(\text{corrigido})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada corrigida (kPa);

μ = fator de correção empírico (adimensional);

$S_{u(\text{palheta})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa).

4.2.1.2 Sensitividade das argilas

A sensitividade das argilas (S_t) (fórmula 3) representa o quanto uma argila perde resistência ao cisalhamento não drenada quando amolgada. Assim, quanto maior é essa perda, maior é

³ BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, 1972, Lafayette. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1972. p. 1-54.

⁴ COUTINHO, R. Q.; BELLO, M. I. M. C. Analysis and control of the stability of embankments on soft soils: Juturnaíba and other experiences in Brazil. In: ALMEIDA, M. de S. S. de (Ed.). **New techniques on soft soils**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. Não paginado.

sua sensibilidade (SKEMPTON; NORTHEY⁵, 1952 apud BERTUOL, 2009). A classificação de uma argila quanto à sensibilidade pode ser realizada pelos critérios apresentados no quadro 1:

$$S_t = \frac{S_{u(\text{palheta})}}{S_{ur(\text{palheta})}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

S_t = sensibilidade da argila (adimensional);

$S_{u(\text{palheta})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa);

$S_{ur(\text{palheta})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada amolgada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa).

Quadro 1 – Classificação da sensibilidade das argilas

SENSITIVIDADE	CLASSIFICAÇÃO
1	argila insensitiva
1 a 2	argila de baixa sensibilidade
2 a 4	argila de média sensibilidade
4 a 8	argila sensitiva
> 8	argila expansível
> 16	<i>quick-clays</i>

(fonte: adaptado de SKEMPTON; NORTHEY⁶, 1952 apud BERTUOL, 2009, p. 26)

4.2.1.3 História de tensões

A história de tensões de um solo é representada pela razão de pré-adensamento (OCR), podendo ser estimada através do ensaio de palheta com uso das formulações de base estatística de Mayne e Mitchell⁷ (1988 apud SCHNAID; ODEBRECHT, c2012). Schnaid e

⁵ SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The sensitivity of clays. **Géotechnique**, [London], v. 3, n. 1, p. 30-53, Mar. 1952.

⁶ idem.

⁷ MAYNE, P. W.; MITCHELL, J. K. Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane. **Canadian Geotechnical Journal**, [Ottawa], v. 25, n. 1, p. 150-157, 1988.

Odebrecht (c2012) verificaram que as argilas brasileiras possuem boa adaptação a essa formulação, que é dada pelas fórmulas 4 e 5:

$$\text{OCR} = \alpha \cdot \left(\frac{S_{u(\text{palheta})}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (\text{fórmula 4})$$

$$\alpha = 22 \cdot \text{IP}^{-0,48} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

OCR = razão de pré-adensamento (adimensional);

α = fator que relaciona OCR, S_u e σ'_{vo} (adimensional);

$S_{u(\text{palheta})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa);

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva *in situ* (kPa);

IP = índice de plasticidade (%).

4.2.2 Ensaio de adensamento

O ensaio de compressão edométrico, também chamado de ensaio de adensamento, é essencial para a avaliação do recalque sofrido pelas argilas em função do tempo. O procedimento consiste no carregamento axial de uma amostra de solo lateralmente confinada até que quase todo o excesso de poropressão tenha sido dissipado (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990).

É importante conhecer a qualidade das amostras coletadas para a execução dos ensaios de adensamento, uma vez que amostragens de baixa qualidade podem acarretar na obtenção de resultados erráticos (BARONI, 2010). Para tanto, são apresentados no quadro 2 os modelos de classificação de amostra para ensaios edométricos, de acordo com a experiência brasileira, utilizados na pesquisa de Baroni (2010).

Quadro 2 – Critérios para classificação de amostras de ensaios de adensamento para argilas brasileiras

AUTOR	CLASSIFICAÇÃO	$\Delta e/e_0$
Coutinho et al. (1998)	Muito boa a excelente	< 0,04
	Boa	0,04 - 0,055
	Regular	0,055 - 0,07
	Transição regular/ruim	0,07 - 0,10
	Ruim	0,10 - 0,14
	Muito ruim	> 0,14
Oliveira (2002)	Muito boa a excelente	< 0,05
	Boa a regular	0,05 - 0,08
	Ruim	0,08 - 0,14
	Muito Ruim	> 0,14

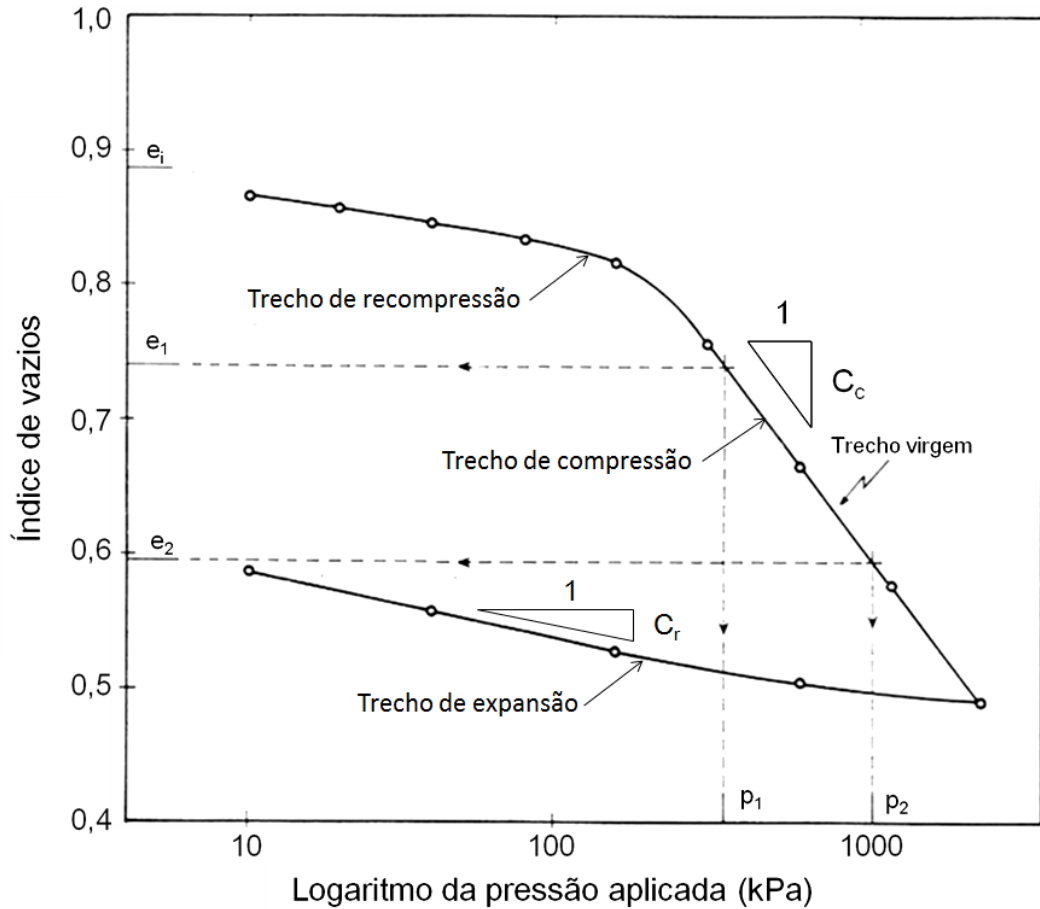
(fonte: adaptado de BARONI, 2010, p. 13)

Quanto à razão $\Delta e/e_0$ apresentada no quadro 2, e_0 corresponde ao índice de vazios inicial do ensaio e Δe corresponde à variação do índice de vazios desde o instante em que a pressão aplicada vale zero até que a mesma alcance a tensão vertical efetiva a qual a amostra se encontrava submetida. Ou seja, $\Delta e = e_0 - e(\sigma'_v)$, de acordo com Baroni (2010).

A classificação das amostras é procedida pela obtenção dos parâmetros de interesse fornecidos pelo ensaio. Usualmente, são plotadas duas curvas resultantes do ensaio, a curva de índice de vazios *versus* logaritmo da tensão vertical aplicada e a curva de altura do corpo de prova *versus* logaritmo do tempo. Através da primeira curva, é possível obter a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}), o índice de compressão (C_c) e o índice de recompressão/expansão (C_r). Através da segunda, pode ser obtido o coeficiente de adensamento vertical (c_v) (SCHNAID et al., 2001).

A curva de índice de vazios *versus* pressão aplicada (figura 4) resultante do ensaio apresenta dois trechos principais e aproximadamente retilíneos: o trecho de recompressão/expansão, representado pelo C_r , e o trecho de compressão, representado pelo C_c , também denominado reta virgem (PINTO, c2006).

Figura 4 – Curva do índice de vazios em função do logaritmo da pressão aplicada



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 9)

4.2.2.1 Pressão de pré-adensamento

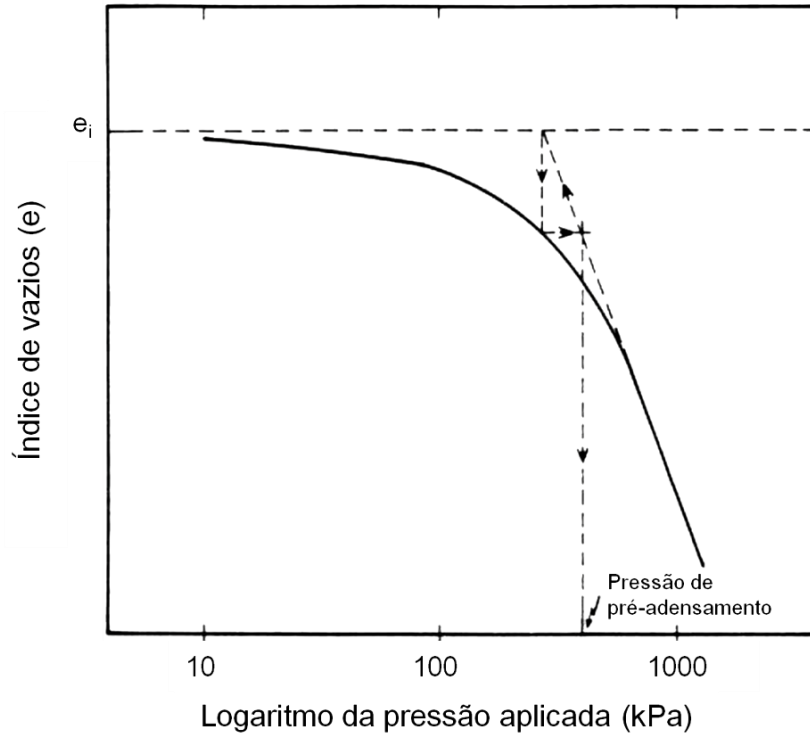
Baroni (2010, p. 45), resumidamente, cita que σ'_{vm} é “[...] um limiar [...] entre as pequenas e grandes deformações de um solo sujeito a um carregamento.”. Em outras palavras, Schnaid e Odebrecht (c2012) afirmam que se o solo sofre um carregamento inferior à σ'_{vm} há deformações pequenas e, em grande parte, reversíveis; ao passo que, se o carregamento for superior à σ'_{vm} , as deformações são grandes e irreversíveis.

Desta forma, ao aplicar o método do engenheiro Pacheco Silva, pode ser obtido o valor de σ'_{vm} através do resultado gráfico do ensaio de índice de vazios em função da pressão aplicada. Pinto (c2006, p. 193) descreve o procedimento de obtenção de σ'_{vm} da seguinte forma:

Prolonga-se a reta virgem até a horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra. Do ponto de interseção, abaixa-se uma vertical até a curva de adensamento e desse ponto traça-se uma horizontal. A interseção da horizontal com o prolongamento da reta virgem é considerado o ponto de pré-adensamento.

O processo de obtenção de σ'_{vm} descrito anteriormente está ilustrado na figura 5.

Figura 5 – Determinação do σ'_{vm} pelo processo de Pacheco Silva



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 11)

4.2.2.2 Índice de compressão

O C_c , que representa a declividade da reta virgem, pode ser obtido pela fórmula 6, adotando-se valores iniciais e finais para o trecho retilíneo de compressão na figura 4 (PINTO, c2006):

$$C_c = - \frac{e_1 - e_2}{\log(p_2) - \log(p_1)} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

C_c = índice de compressão (adimensional);

e_1 = índice de vazios inicial do trecho retilíneo (adimensional);

e_2 = índice de vazios final do trecho retilíneo (adimensional);

p_1 = pressão aplicada inicial (kPa);

p_2 = pressão aplicada final (kPa).

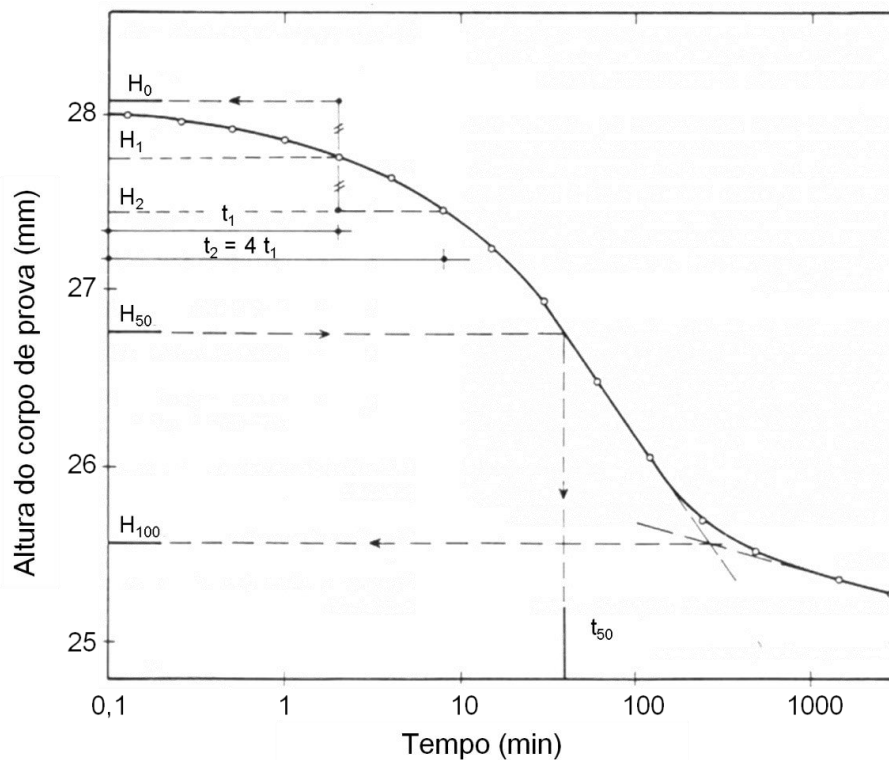
4.2.2.3 Índice de recompressão/expansão

O C_r , que corresponde à declividade da reta de descompressão ou expansão, pode ser obtido de maneira semelhante à do C_c pela fórmula 6 substituindo C_c por C_r (PINTO, c2006). Além disso, os valores iniciais e finais do trecho médio retilíneo devem ser correspondentes à reta de descompressão, representada na figura 4.

4.2.2.4 Coeficiente de adensamento vertical

O c_v pode ser obtido através do processo de Casagrande conforme descrito na NBR 12007 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990). O resultado deste método é obtido através de uma curva da altura do corpo de prova em função do logaritmo do tempo. O procedimento para a obtenção do c_v pelo processo de Casagrande está esquematicamente representado na figura 6.

Figura 6 – Determinação de c_v pelo processo de Casagrande



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 6)

4.2.3 Ensaios de piezocone

O ensaio de piezocone (CPTU⁸) consiste na cravação contínua de uma sonda com ponta cônica principalmente em solos argilosos. Este ensaio possibilita, da mesma forma que o ensaio de SPT, a determinação da estratigrafia dos solos (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012). No entanto, o CPTU ainda permite a determinação de propriedades e parâmetros de comportamento de solos moles. No Brasil o ensaio de CPTU é normatizado pela NBR 12069 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991).

As grandezas obtidas diretamente na execução do ensaio são, geralmente, a profundidade da ponta do cone, a resistência de ponta do cone (q_c), o atrito lateral do cone (f_s) e a pressão neutra medida na base do cone (u_2). Essa última grandeza é essencial, pois permite a obtenção de uma correção do q_c , a resistência de ponta real mobilizada (q_t). Normalmente, q_t é apresentada pelo executor do ensaio, uma vez que esse valor depende de características geométricas da sonda utilizada na cravação e, por isso, não foi abordado neste trabalho.

A seguir são apresentados os parâmetros geotécnicos que podem ser estimados a partir do ensaio e que são convenientes ao presente estudo.

4.2.3.1 Classificação do solo

Robertson e Cabal (2012) apresentaram um método de classificação de solos com o uso de um ábaco normalizado, que facilita a interpretação dos perfis de solo obtidos pelo CPTU. Na figura 7, os raios de círculos concêntricos que representam as fronteiras entre as zonas de classificação do solo, dadas pelas linhas tracejadas, podem ser calculados pela fórmula 7:

$$I_c = \sqrt{[3,47 - \log(Q_t)]^2 + [\log(F_r) + 1,22]^2} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

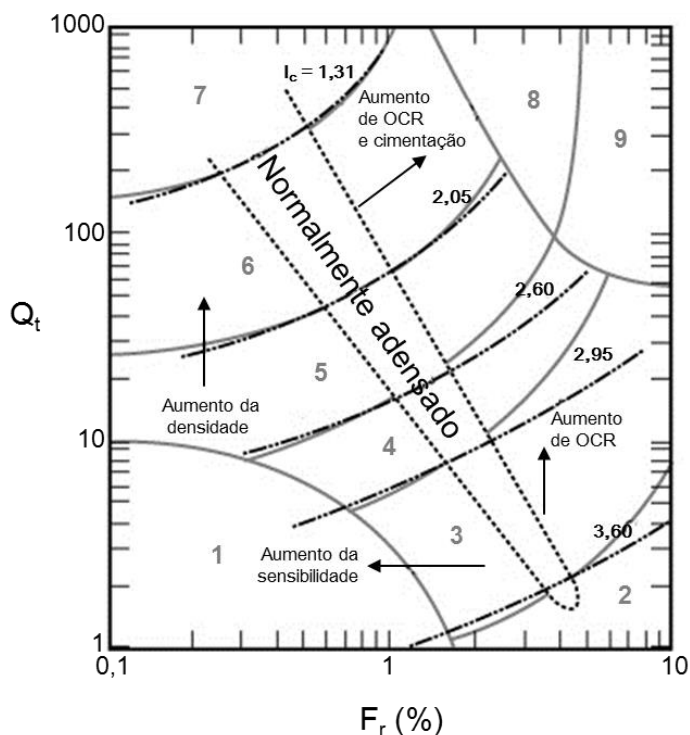
I_c = índice do tipo de comportamento do solo (adimensional);

Q_t = resistência de penetração do cone normalizada (adimensional);

F_r = razão de atrito normalizada (%).

⁸ *Piezocone penetration testing.*

Figura 7 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos



(fonte: ROBERTSON; CABAL, 2012, p. 27, tradução nossa)

Posteriormente, pode ser identificado o tipo de solo pelo quadro 3 através do intervalo em que o valor resultante da fórmula 7 estiver enquadrado (ROBERTSON; CABAL, 2012).

Quadro 3 – Classificação de solos por tipo de comportamento

ZONA	TIPOS DE SOLOS	I_c
1	Solo fino sensível	N/A
2	Solo orgânico – argila	> 3,6
3	Argilas – argila siltosa a argila	2,95 – 3,6
4	Misturas de silte – silte argiloso a argila siltosa	2,60 – 2,95
5	Misturas de areia – areia siltosa a silte arenoso	2,05 – 2,6
6	Areias – areia limpa a areia siltosa	1,31 – 2,05
7	Areia com pedregulhos a areia densa	< 1,31
8	Areia rígida a areia argilosa (altamente pré-adensada ou cimentada)	N/A
9	Areia fina rígida (altamente pré-adensada ou cimentada)	N/A

(fonte: adaptado de ROBERTSON; CABAL, 2012, p. 27, tradução nossa)

Além disso, o método pode ser definido pelo cálculo de duas grandezas normalizadas, Q_t (fórmula 8) e F_r (fórmula 9):

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{fórmula 8})$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100 \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

Q_t = resistência de penetração do cone normalizada (adimensional);

q_t = resistência de ponta real mobilizada (kPa);

σ_{vo} = tensão vertical *in situ* (kPa);

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva *in situ* (kPa);

F_r = razão de atrito normalizada (%);

f_s = atrito lateral do cone (kPa).

4.2.3.2 Resistência ao cisalhamento não drenada

A resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de piezocone ($S_{u(\text{CPTU})}$) pode ser estimado pela fórmula 10, que é função do fator de capacidade de carga (N_{kt}) (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012). Na prática geotécnica brasileira, o N_{kt} (fórmula 11) pode ser definido através da comparação do q_t com o $S_{u(\text{corrigido})}$, proveniente do ensaio de palheta (ALMEIDA; MARQUES, c2010; ALMEIDA et al., 2010):

$$S_{u(\text{CPTU})} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (\text{fórmula 10})$$

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_{u(\text{corrigido})}} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

$S_{u(\text{CPTU})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de piezocone (kPa);

q_t = resistência de ponta real mobilizada (kPa);

σ_{vo} = tensão vertical *in situ* (kPa);

N_{kt} = fator de capacidade de carga (adimensional);

$S_{u(\text{corrigido})}$ = resistência ao cisalhamento não drenada corrigida (kPa).

4.2.3.3 História de tensões

O OCR é função da σ'_{vm} do solo, como pode ser visualizado na fórmula 12. O valor de σ'_{vm} pode ser estimado pelas fórmulas 13 e 14, sendo o valor dos coeficientes K1 e K2 resultado de calibrações realizadas com os ensaios de adensamento ou, alternativamente, de palheta:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{fórmula 12})$$

$$\sigma'_{vm} = K1 \cdot (q_t - \sigma_{vo}) \quad (\text{fórmula 13})$$

$$\sigma'_{vm} = K2 \cdot (q_t - u_2) \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

OCR = razão de pré-adensamento (adimensional);

σ'_{vm} = pressão de pré-adensamento (kPa);

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva *in situ* (kPa);

K1 = constante K1 (adimensional);

q_t = resistência de ponta real mobilizada (kPa);

σ_{vo} = tensão vertical *in situ* (kPa);

K2 = constante K2 (adimensional);

u_2 = pressão neutra medida na base do cone (kPa).

Alternativamente, os valores de K1 e K2 podem ser estimados através dos estudos com base empírica de Chen e Mayne⁹ (1996 apud BARONI, 2010), resultando em K1=0,30 e K2=0,54, valores corroborados pela prática brasileira e internacional (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012).

4.2.3.4 Estado de tensões

O estado de tensões ao qual um solo está submetido pode ser parcialmente expresso pelo coeficiente de empuxo no repouso (K_o), dado pela razão entre as tensões horizontal efetiva e vertical efetiva. No entanto, devido à dificuldade de estimar a tensão efetiva horizontal, foi utilizada neste trabalho a abordagem proposta por Mayne e Kulhawy¹⁰ (1982 apud SCHNAID; ODEBRECHT, c2012) pela fórmula 15:

$$K_o = (1 - \text{sen}(\phi')) \cdot \text{OCR}^{\text{sen}(\phi')} \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

K_o = coeficiente de empuxo no repouso (adimensional);

ϕ' = ângulo efetivo de atrito interno (°);

OCR = razão de pré-adensamento (adimensional).

O ângulo efetivo de atrito interno (ϕ') do solo pode ser estimado pelos estudos de Bjerrum e Simons¹¹ (1960 apud SCHNAID; ODEBRECHT, c2012) em função do IP da argila (figura 8), devendo ser utilizada somente para argilas normalmente adensadas. Na figura 8, Schnaid e

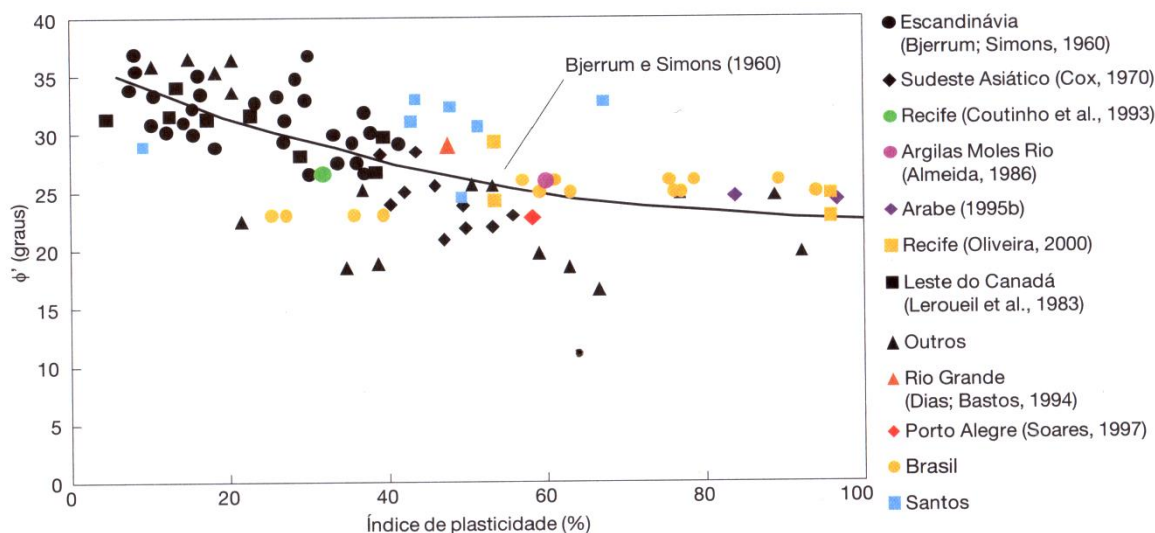
⁹ CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. **Canadian Geotechnical Journal**, [Ottawa], v. 33, n. 3, p. 488-498, 1996.

¹⁰ MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. K_o - OCR relationships in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, [New York], v. 108, n. 6, p. 851-872, June 1982.

¹¹ BJERRUM, L.; SIMONS, N. E. Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Boulder. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1960. p. 711-726.

Odebrecht (c2012) procuraram corroborar a curva definida por aqueles autores, comparando com dados provenientes de outros trabalhos nacionais e internacionais.

Figura 8 – Correlação entre ϕ' e IP para argilas normalmente adensadas



(fonte: SCHNAID; ODEBRECHT, c2012, p. 98)

4.2.4 Ensaios de dissipação

Os ensaios de dissipação são realizados durante o processo de cravação do CPTU, em que o ensaio é interrompido a profundidades anteriormente definidas e, a cada etapa, a dissipação do excesso de poropressão é monitorada até que seu valor diminua 50% (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012). Através do ensaio, pode ser obtido o valor do coeficiente de adensamento horizontal para o caso pré-adensado (c_{hPA}) (fórmula 16):

$$c_{hPA} = \frac{T^* \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

c_{hPA} = coeficiente de adensamento horizontal para o caso pré-adensado (m^2/s);

T^* = fator tempo (adimensional);

R = raio da sonda do piezocone (m);

I_r = índice de rigidez (adimensional);

t_{50} = tempo para a dissipação de 50% do excesso de poropressão (s).

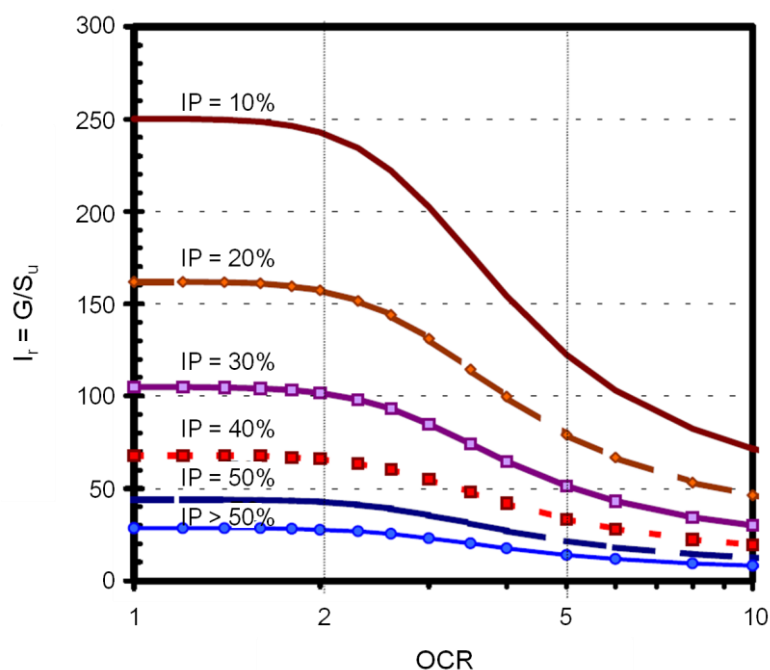
O valor do fator tempo (T^*) pode ser obtido pelo estudo de Houlby e Teh (1988) conforme apresentado na tabela 1 e o do índice de rigidez (I_r), através da figura 9 gerada a partir de dados empíricos.

Tabela 1 – Valor do fator tempo (T^*) em função da posição do elemento filtrante na sonda e da porcentagem de dissipação

PORCENTAGEM DE DISSIPACÃO (%)	POSIÇÃO DO FILTRO				
	VÉRTICE DO CONE	FACE DO CONE	BASE DO CONE	5 RAIOS ACIMA DA BASE	10 RAIOS ACIMA DA BASE
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,11	1,46
60	0,154	0,226	0,439	1,65	2,14
70	0,345	0,463	0,804	2,43	3,24
80	0,829	1,04	1,60	4,10	5,24

(fonte: adaptado de HOULSBY; TEH, 1988, p. 782, tradução nossa)

Figura 9 – Estimativa do valor de I_r a partir de IP e de OCR



(fonte: adaptado de MAYNE, 2001, p. [44], tradução nossa)

O coeficiente de adensamento horizontal (c_h) dado pelo ensaio de piezocone foi chamado neste trabalho de $c_{h\ PA}$ devido ao fato de a própria cravação do cone pré-adensar a argila. No entanto, o coeficiente de adensamento horizontal para o caso normalmente adensado ($c_{h\ NA}$) pode ser estimado pela fórmula 17. Por fim, o $c_{h\ NA}$ pode ser convertido em $c_{v\ NA}$ através da fórmula 18:

$$c_{h\ NA} = \frac{RR}{CR} \cdot c_{h\ PA} \quad (\text{fórmula 17})$$

$$c_{v\ NA} = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_{h\ NA} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

$c_{h\ NA}$ = coeficiente de adensamento horizontal para o caso normalmente adensado (m^2/s);

RR = razão de recompressão (adimensional);

CR = razão de compressão (adimensional);

c_h = coeficiente de adensamento horizontal (m^2/s);

$c_{v\ NA}$ = coeficiente de adensamento vertical para o caso normalmente adensado (m^2/s);

k_v = coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s);

k_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal (m/s).

O valor da razão RR/CR variou entre aproximadamente 0,13 e 0,15 para os depósitos italianos estudados por Jamiolkowski et al. (1985). Além disso, o valor da razão k_h/k_v pode ser obtido pelo quadro 4.

Quadro 4 – Intervalo de valores possíveis da razão k_h/k_v para argilas moles

NATUREZA DA ARGILA	k_h/k_v
Depósitos homogêneos, macroestrutura não definida ou ligeiramente definida	1 a 1,5
Depósitos com macroestrutura razoavelmente bem definida até bem definida, presença de descontinuidades ou lentes de material mais permeável	2 a 4
Depósitos contendo camadas permeáveis contínuas	3 a 15

(fonte: JAMIOLKOWSKI et al., 1985, p. 130, tradução nossa)

5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos aterros sobre solos moles é tradicionalmente realizado em duas etapas: as análises de estabilidade e as de deformação (RUSSELL, 1992). A seguir, essas etapas estão explanadas em detalhes.

5.1 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Em geral, no dimensionamento de aterros sobre solos moles são realizadas análises de estabilidade quanto à ruptura e de recalques por adensamento da camada compressível (ALMEIDA, 1996). O primeiro tipo de análise é discutido neste capítulo, no qual são abordados a definição de parâmetros de projeto e os métodos de análise correntes considerando as diferenças no processo para alguns métodos construtivos.

As análises de estabilidade podem ser realizadas em termos de tensões totais ou efetivas, sendo que a segunda é considerada a mais complexa por requerer a estimativa da pressão d'água no depósito argiloso (BJERRUM¹², 1972 apud ALMEIDA; MARQUES, c2010; PARRY¹³, 1972 apud ALMEIDA; MARQUES, c2010). Em aterros sobre solos moles é comum que a definição dos parâmetros de resistência seja realizada em termos de tensões totais, em que o ângulo de atrito interno (ϕ) do solo mole é considerado nulo e a parcela resistente é representada exclusivamente pela resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

5.1.1 Parâmetros de projeto

A seguir estão apresentadas as metodologias que são utilizadas para a definição de parâmetros representativos para o projeto, também chamados de parâmetros de projeto.

¹² BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, 1972, Lafayette. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1972. p. 1-54.

¹³ PARRY, R. H. G. Stability analysis for low embankments on soft clays. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, 1972, [S. l.]. **Proceedings...** Cambridge: Cambridge University: 1972. p. 643-668.

5.1.1.1 Quanto aos solos

Nacci e Schnaid (2001, p. 264) citam que “A estimativa de parâmetros de projeto deve ser preferencialmente feita através da combinação de resultados de ensaios de campo e laboratório, sempre que as condições técnicas e econômicas de obra permitirem ou exigirem.”. Sendo assim, a definição dos parâmetros consiste na realização de uma análise crítica das informações provenientes das investigações geotécnicas, combinando e comparando resultados quando possível, através da literatura e da experiência prática do responsável pelo projeto.

5.1.1.2 Quanto ao reforço

Durante as etapas de análises de estabilidade global e interna, se houver necessidade do uso de reforço basal, ocorre a definição do esforço de tração mobilizado no reforço (T) requerido para garantir a estabilidade do aterro (VERTEMATTI, c2004). A seguir, deve ser escolhido um reforço com uma resistência à tração nominal (T_k), que deve ser minorada por fatores de redução, preferencialmente fornecidos pelos fabricantes do produto, resultando na resistência à tração admissível do reforço (T_{adm}) dada pela fórmula 19 (VERTEMATTI, c2004):

$$T_{adm} = \frac{T_k}{f_{cr} \cdot f_{mr} \cdot f_a \cdot f_m} \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

T_{adm} = resistência à tração admissível do reforço (kN/m);

T_k = resistência à tração nominal do reforço (kN/m);

f_{cr} = fator de redução parcial devido à fluência (adimensional);

f_{mr} = fator de redução parcial devido à danos mecânicos na instalação (adimensional);

f_a = fator de redução parcial devido à degradação química e biológica (adimensional);

f_m = fator de redução parcial devido à incertezas estatísticas na determinação da resistência do geossintético (adimensional).

Por fim, a equação 1 deve ser satisfeita para que o reforço escolhido atenda ao critério de ruptura por tração (estado limite último) (ALMEIDA; MARQUES, c2010):

$$T_{adm} \geq T \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

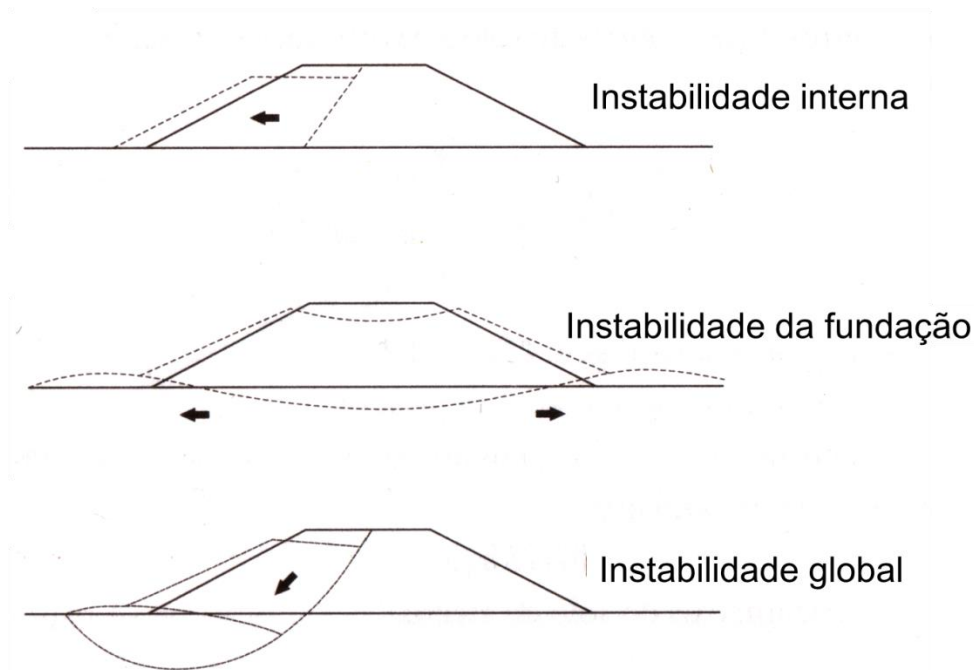
T_{adm} = resistência à tração admissível do reforço (kN/m);

T = esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m).

5.1.2 Modos de ruptura

De acordo com Almeida e Marques (c2010), os modos de ruptura possíveis de aterros sobre solos moles são ruptura da fundação de solo mole, ruptura interna do aterro e ruptura global do aterro e do solo mole, sendo válidas para aterros reforçados e não reforçados. Na figura 10, esses três modos de ruptura estão ilustrados.

Figura 10 – Modos de ruptura de aterros sobre solos moles



(fonte: adaptado de ALMEIDA; MARQUES, c2010, p. 140)

5.1.3 Estabilidade da fundação

A primeira etapa de um projeto de aterro sobre solos moles consiste em verificar se a construção pode ser realizada sem utilização de qualquer técnica construtiva de estabilização

ou minimização de recalques (ROWE; LI, 2005). Isso é realizado por meio da verificação da possibilidade de extrusão lateral de solo mole, um problema de capacidade de carga da fundação que ocorre normalmente em depósitos superficiais de solo mole (ALMEIDA; MARQUES, c2010; ROWE; LI, 2005). A Teoria de Terzagui para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais torna possível a definição da altura máxima de um aterro durante a sua construção (VELLOSO; LOPES, c2010). Para isso, basta aplicar as condição de tensões totais ($\phi=0$) na formulação de capacidade de carga para sapatas de Terzagui além de considerar o embutimento nulo ($q=0$), resultando na fórmula 20, onde já foi incluso o fator de segurança (FS) (ALMEIDA; MARQUES, c2010; VELLOSO; LOPES, c2010):

$$h_{cr} = \frac{N_c \cdot S_u}{\gamma_{at} \cdot FS} \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

h_{cr} = altura crítica ou altura de colapso do aterro não reforçado (m);

N_c = fator de capacidade de carga que depende da relação B/Z (adimensional);

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada (kPa);

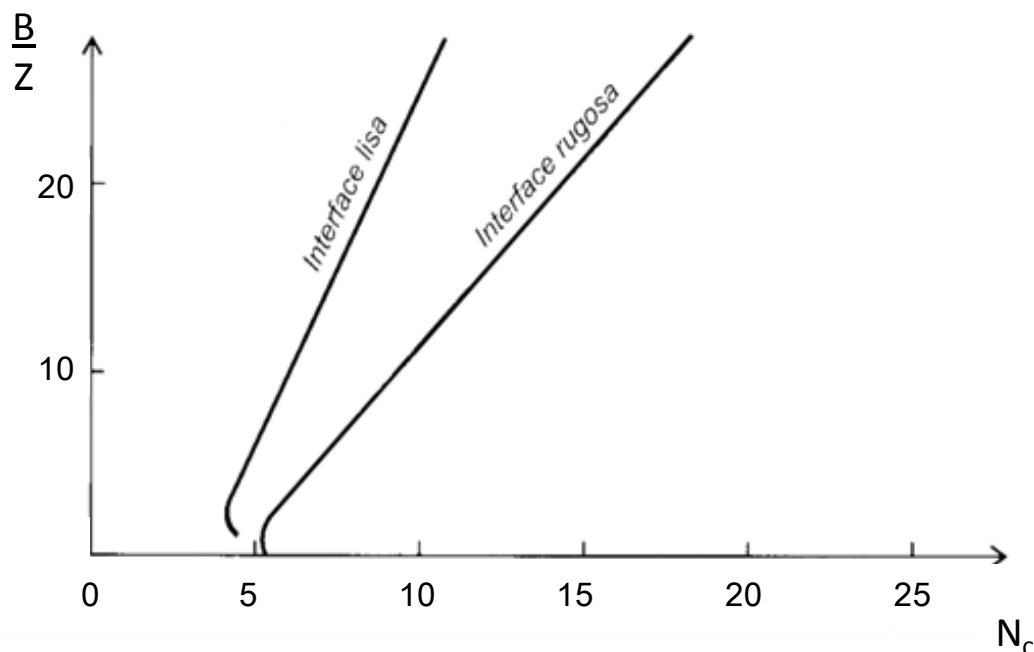
γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

FS = fator de segurança (adimensional).

O valor de N_c depende do tipo de contato entre o aterro e a fundação e da relação entre B/Z, podendo ser estimado pelo ábaco de Matar e Salençon¹⁴ (1977 apud VELLOSO; LOPES, c2010) para sapatas lisas e sapatas rugosas, que correspondem, respectivamente, a aterros não reforçados e reforçados. Esse ábaco pode ser visualizado na figura 11 onde as ordenadas representam o fator de capacidade de carga N_c e as abcissas, a razão B/Z, onde B é a largura da base do aterro e Z é a espessura da camada de solo mole.

¹⁴ MATAR, M.; SALENÇON, J. Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur. In: INSTITUT TECHNIQUE DU BÂTIMENT ET DES TRAVAUX PUBLIQUE, 1977. *Anais...* [Paris]: Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publique: 1977. p. 93-108.

Figura 11 – Fator de capacidade de carga de sapatas lisas e rugosas, para profundidade limitada e para perfil de S_u constante com a profundidade



(fonte: adaptado de MATAR; SALENÇON¹⁵, 1977 apud ALMEIDA; MARQUES, c2010, p. 81)

O DNER-PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998) não indica fatores de segurança específicos para a estabilidade interna do aterro sobre solos moles. Almeida e Marques (c2010) recomendam FS mínimo de 1,5, sendo que, em etapas intermediárias de construção, pode ser aceito $FS \geq 1,3$. Já Christopher et al. (2001) recomendam FS mínimo variando entre 1,5 e 2.

Portanto, para um FS requerido em um aterro não reforçado, se o valor de h_{cr} for inferior à altura de aterro necessária, deve ser verificada a possibilidade de utilização de reforços ou de outras alternativas construtivas.

5.1.4 Estabilidade global

O método mais comum de análise de estabilidade na prática dos projetos de aterros sobre solos é o Método do Equilíbrio Limite (OLIVEIRA, 2006). Assim, Russell (1992, p. 4, tradução nossa) afirma que “Nestas análises [de Equilíbrio Limite] um mecanismo de ruptura

¹⁵ MATAR, M.; SALENÇON, J. Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur. In: INSTITUT TECHNIQUE DU BÂTIMENT ET DES TRAVAUX PUBLIQUE, 1977. *Anais...* [Paris]: Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publique: 1977. p. 93-108.

é assumido e um fator de segurança é definido em termos de forças resistivas e desestabilizantes. Esse método é frequentemente calculado com a massa rompida dividida em fatias.”. Sendo que o equilíbrio dessas fatias pode ser realizado com a consideração de diversas combinações de forças e/ou momentos atuantes, diferentes métodos de cálculo foram postulados, como o de Bishop Simplificado, de Janbu, de Spencer, de Morgenstern-Price, dentro outros (OLIVEIRA, 2006). O Método de Bishop Simplificado, apesar de não ser considerado o mais rigoroso, resulta em fatores de segurança próximos aos de outros métodos mais rigorosos para o caso de aterros sobre camadas puramente coesivas, um dos motivos que o torna o mais utilizado na prática geotécnica (ALMEIDA; MARQUES, c2010; OLIVEIRA, 2006).

A realização de análises de estabilidade com o uso de ferramentas computacionais é prática constante na Engenharia Geotécnica, sendo uma delas o *software SLOPE/W* do pacote *GeoStudio 2007*. Esta ferramenta possui todos os pré-requisitos necessários para a realização de análises de estabilidade global em aterros sobre solos moles.

Assim, para aterros com reforço basal, conforme citado anteriormente, o valor de T é proveniente das análises de estabilidade global. Nessas análises, a favor da segurança, é admitido que a orientação do esforço de tração atuante no reforço ocorre horizontalmente na situação próxima a ruptura (CHRISTOPHER et al., 2001; ROWE; LI, 2005).

Já para aterros construídos em etapas, as análises de estabilidade global devem ser realizadas para cada alteamento, considerando o adensamento sofrido pelo solo mole no intervalo da construção de cada camada. Esse fenômeno causa o efeito representado pela fórmula 21 (ALMEIDA; MARQUES, c2010):

$$\Delta S_u = 0,25 \cdot \Delta \sigma'_v \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

ΔS_u = ganho de resistência ao cisalhamento não drenada (kPa);

$\Delta \sigma'_v$ = ganho de tensão vertical efetiva (kPa).

Cabe salientar que o DNER-PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998) recomenda os valores mínimos de FS dados em função da classe do aterro, conforme a tabela 2.

Tabela 2 – Fatores de segurança mínimos em função da classe do aterro

CLASSE DO ATERRO	FS MÍNIMO
I	1,4
II	1,3
III	1,2

(fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998, p. 10)

5.1.5 Estabilidade interna

Mesmo que, na prática, este caso seja raramente crítico, o empuxo ativo lateral gerado pelo aterro causa a tendência de deslizamento horizontal acima da fundação, (ALMEIDA; MARQUES, c2010; ROWE; LI, 2005). Isso ocorre devido à imposição de tensões de cisalhamento ao solo mole de fundação para fora do aterro, reduzindo sua capacidade de carga (ROWE; LI, 2005). Sendo assim, esses autores indicam que o uso de reforços basais é uma alternativa para resistir a essas deformações laterais da fundação e dos empuxos de terra.

A análise de estabilidade por deslizamento lateral acima do reforço é dada pela fórmula 22 (ALMEIDA; MARQUES, c2010):

$$FS_{ac} = \frac{0,5 \cdot n \cdot \gamma_{at} \cdot H \cdot \tan(\phi_d)}{k_{aat} \cdot (0,5 \cdot \gamma_{at} \cdot H + q)} \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

FS_{ac} = fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal acima do reforço ou do aterro não reforçado (adimensional);

n = declividade média do pé ao topo do talude do aterro (adimensional);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

H = altura do aterro (m);

ϕ_d = ângulo de atrito no contato reforço-solo (°);

k_{aat} = coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional);

q = sobrecarga distribuída no topo do aterro (kN/m).

Ainda, é importante salientar que o valor do ângulo de atrito no contato reforço-solo (ϕ_d) pode ser preliminarmente avaliado como 2/3 do ϕ do material do aterro (CHRISTOPHER et al., 2001).

A análise de estabilidade por deslizamento lateral abaixo do reforço pode ser calculada pela fórmula 23 (ALMEIDA; MARQUES, c2010):

$$FS_{ab} = \frac{n \cdot S_{u\text{ mob}} + T}{k_{aat} \cdot (0,5 \cdot \gamma_{at} \cdot H + q)} \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

FS_{ab} = fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal abaixo do reforço (adimensional);

n = declividade média do pé ao topo do talude do aterro (adimensional);

$S_{u\text{ mob}}$ = resistência mobilizada no contato aterro-argila (kPa);

T = esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m);

k_{aat} = coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

H = altura do aterro (m);

q = sobrecarga distribuída no topo do aterro (kN/m).

Cabe ressaltar que no caso de aterros sobre solos moles não reforçados, somente a fórmula 22 deve ser avaliada para determinação da segurança contra deslizamento horizontal do aterro.

Christopher et al. (2001) recomendam um FS mínimo de 1,5 para as verificações das fórmulas 22 e 23.

5.2 DEFORMABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Ortigão (c1995, p. 161) cita que “Um depósito de solo saturado e de baixa permeabilidade, quando submetido a uma sobrecarga, apresenta recalques que tendem a aumentar lentamente

com o tempo.”. Além disso, Pinto (c2006) relata que esse pode ser elevado devido à baixa permeabilidade das argilas, dificultando a expulsão de água do interior dos vazios do solo.

5.2.1 Parâmetros de projeto

A seguir estão apresentadas as metodologias que são utilizadas para a definição de parâmetros representativos para o projeto, também chamados de parâmetros de projeto.

5.2.1.1 Quanto aos solos

A metodologia utilizada para a definição de parâmetros de projeto que representam as características de compressibilidade dos solos é semelhante à adotada no item 5.1.1.1.

5.2.1.2 Quanto ao reforço

Durante as etapas de análises de deformabilidade pelo Método de Elementos Finitos, se houver necessidade do uso de reforço basal, pode ser obtido o seu valor de deformação específica. Com isso, é possível a obtenção do módulo de rigidez do reforço (J) através da fórmula 24:

$$J = \frac{T}{\varepsilon} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

J = módulo de rigidez do reforço (kN/m);

T = esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m);

ε = deformação específica da geogrelha (adimensional).

5.2.2 Previsão de recalques

Neste trabalho, são considerados somente dois tipos de recalques passíveis de ocorrer: o imediato e o primário, que podem ser denominados de recalques de curto prazo (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

5.2.2.1 Recalque imediato

O adensamento imediato é resposta de um carregamento instantâneo sobre o solo, gerando um recalque de pequena magnitude (ALMEIDA; MARQUES, c2010; PINTO, c2006). Assim, o seu efeito pode ser desprezado para aterros de grandes dimensões se comparadas à espessura da camada de argila mole (ALMEIDA; MARQUES, c2010).

5.2.2.2 Recalque primário

O recalque primário ocorre efetivamente quando a expulsão de água dos poros é iniciada devido à carga a qual o aterro foi submetido (PINTO, c2006). Com isso, para o cálculo do recalque primário, há três situações possíveis, sendo essas governadas basicamente pela pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}), tensão vertical efetiva inicial (σ'_{vi}) e tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) (ORTIGÃO, c1995):

A primeira situação é quando o solo é normalmente adensado, sendo o recalque por adensamento primário (ρ) calculado pela fórmula 25 (ORTIGÃO, c1995):

$$\rho = Z \cdot \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}} \right) \right] \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

ρ = recalque por adensamento primário (m);

Z = espessura da camada de solo mole;

C_c = índice de compressão (adimensional);

e_o = índice de vazios inicial (adimensional);

σ'_{vf} = tensão vertical efetiva final (kPa);

σ'_{vi} = tensão vertical efetiva inicial (kPa).

A segunda ocorre quando o solo é pré-adensado e $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$, sendo ρ dado pela fórmula 26 (ORTIGÃO, c1995):

$$\rho = Z \cdot \left[\frac{C_r}{1 + e_o} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}} \right) \right] \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

ρ = recalque por adensamento primário (m);

Z = espessura da camada de solo mole;

C_r = índice de recompressão/expansão (adimensional);

e_o = índice de vazios inicial (adimensional);

σ'_{vf} = tensão vertical efetiva final (kPa);

σ'_{vi} = tensão vertical efetiva inicial (kPa).

A última situação ocorre quando o solo é pré-adensado e $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$, sendo ρ representado pela fórmula 27 (ORTIGÃO, c1995).

$$\rho = Z \cdot \left[\frac{C_r}{1 + e_o} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_o} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

ρ = recalque por adensamento primário (m);

Z = espessura da camada de solo mole;

C_r = índice de recompressão/expansão (adimensional);

e_o = índice de vazios inicial (adimensional);

C_c = índice de compressão (adimensional);

σ'_{vm} = pressão de pré-adensamento (kPa);

σ'_{vf} = tensão vertical efetiva final (kPa);

σ'_{vi} = tensão vertical efetiva inicial (kPa).

É importante salientar que o efeito da submersão do aterro no valor de ρ , se essa ocorrer, pode ser considerado pela inclusão dessa condição nos termos que representam as tensões verticais efetivas nas fórmulas 25, 26 e 27 (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Esse procedimento torna essas expressões implícitas, portanto, iterativas (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Além

disso, para o caso com presença de sobrecarga, o seu efeito na magnitude dos recalques pode ser incluído nos termos que representam as tensões efetivas nessas mesmas fórmulas.

5.2.3 Soluções para aceleração de recalques

Os drenos verticais são considerados soluções eficientes e econômicas quando a camada compressível for muito mole, quando for muito espessa ou quando os coeficientes de adensamento possuírem valores muito baixos (inviabilizando o uso de sobrecargas temporárias isoladamente) (MASSAD, 2010). Os itens a seguir definem passos gerais acerca do dimensionamento de drenos verticais e sobrecargas temporárias, sendo baseados na Teoria de Adensamento de Terzagui (drenagem vertical) e na de adensamento radial desenvolvida por Barron (SCHNAID et al., 2001).

5.2.3.1 Diâmetros equivalentes do dreno e do mandril

Os drenos pré-fabricados são retangulares com dimensões da ordem de 10 cm e 0,5 cm. No entanto, precisam ser representados por um diâmetro equivalente do dreno (d_w) calculado pela fórmula 28 proposta por Hansbo¹⁶ (1979 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004):

$$d_w = \frac{2 \cdot (a + b)}{\pi} \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m);

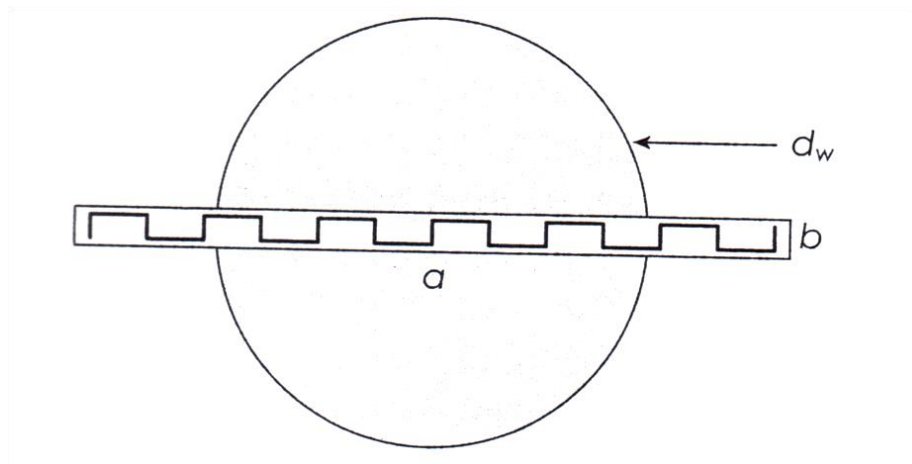
a = largura do dreno (m);

b = espessura do dreno (m).

Esse procedimento pode ser visualizado na figura 12.

¹⁶ HANSBO, S. Consolidation of clay by bandshaped prefabricated vertical drains. **Ground Engineering**, [London], v. 12, n. 5. p. 16-25, 1979.

Figura 12 – Diâmetro equivalente do geodreno



(fonte: adaptado de OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004, p. 283)

Além disso, Bergado et al.¹⁷ (c1994 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004) definiu o diâmetro equivalente do mandril (d_m) calculado pela fórmula 29:

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot w_m \cdot t_m} \quad (\text{fórmula 29})$$

Onde:

d_m = diâmetro equivalente do mandril (m);

w_m = largura do mandril (m);

t_m = espessura do mandril (m).

5.2.3.2 Diâmetro de amolgamento da instalação do dreno

Quando o dreno pré-fabricado é cravado no solo mole causa o seu amolgamento, diminuindo a sua permeabilidade (OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). Esse efeito é representado pelo diâmetro da área afetada pelo amolgamento (d_s) definido pela fórmula 30:

¹⁷ BERGADO, D. T.; CHAI, J. C.; ALFARO, M. C.; BALASUBRAMANIAM, A. S. **Improvement techniques of soft ground in subsiding and lowland environment**. Rotterdam: A. A. Balkema, c1994.

$$d_s = 2 \cdot d_m \quad (\text{fórmula 30})$$

Onde:

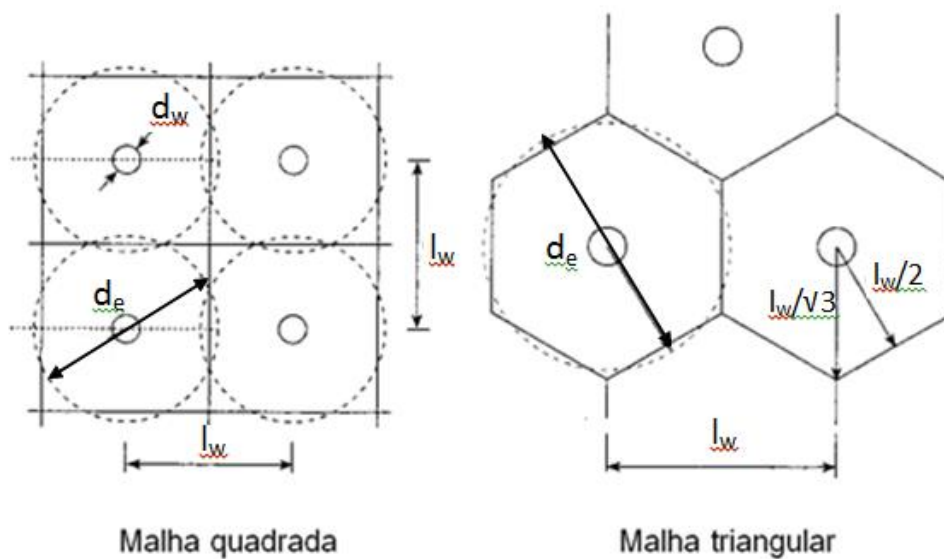
d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento (m);

d_m = diâmetro equivalente do mandril (m).

5.2.3.3 Diâmetro de influência dos drenos

Os drenos verticais normalmente são instalados em malhas quadradas ou triangulares (figura 13). No entanto, essas disposições possuem áreas de influência diferentes (SCHNAID et al., 2001).

Figura 13 – Malha de drenos quadrada e triangular



(fonte: adaptado de OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004, p. 282)

Essas áreas são representadas pelas fórmulas 31 e 32 para malhas quadradas e triangulares, respectivamente:

$$d_e = 1,13 \cdot l_w \quad (\text{fórmula 31})$$

$$d_e = 1,05 \cdot l_w \quad (\text{fórmula 32})$$

Onde:

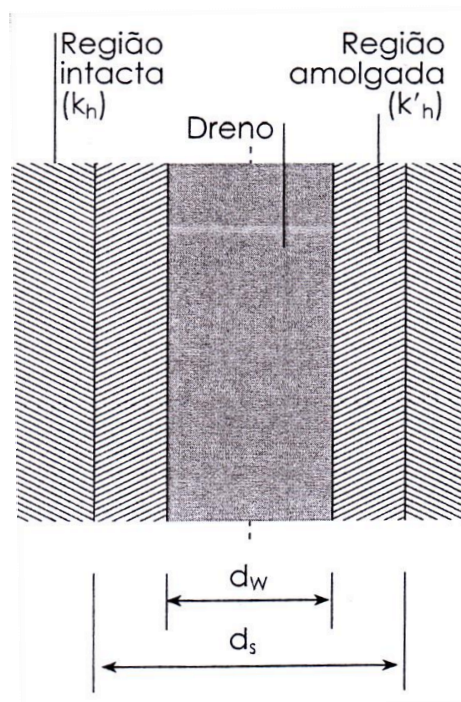
d_e = diâmetro de influência da malha (m);

l_w = espaçamento entre os centros dos drenos (m).

5.2.3.4 Fatores de restrição de vazão no dreno

O fator que considera a diminuição da permeabilidade causada pelo amolgamento do solo mole durante a cravação do dreno (figura 14) é dado pela fórmula 33 (HANSBO¹⁸, 1981 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). Além disso, os drenos não possuem permeabilidade infinita, o que é considerado pela fórmula 34 (HANSBO¹⁹, 1981 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004).

Figura 14 – Amolgamento causado pela cravação do dreno



(fonte: adaptado de OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004, p. 283)

¹⁸ HANSBO, S. Consolidation of fine grained soils by prefabricated drains. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10th, 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. p. 677-682.

¹⁹ idem.

As fórmulas são:

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \quad (\text{fórmula 33})$$

$$F_q = \pi \cdot h_d \cdot (L - h_d) \cdot \left(\frac{k_h}{q_w} \right) \quad (\text{fórmula 34})$$

Onde:

F_s = função de *smear* (adimensional);

k_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal (m/s);

k'_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal da área afetada pelo amolgamento (m/s);

d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento (m);

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m);

F_q = função de resistência hidráulica (adimensional);

h_d = distância máxima de drenagem (m);

L = comprimento característico do dreno (m);

q_w = vazão do dreno (m³/s).

O valor da razão k_h/k'_h pode ser estimado como igual à razão k_h/k_v , na falta de ensaios especiais (HANSBO²⁰, 1981 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). O valor do comprimento característico do dreno (L) corresponde ao comprimento do dreno quando há somente drenagem superior e, quando há drenagem superior e inferior, considera-se como metade do mesmo (ALMEIDA; MARQUES, c2010; OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004).

5.2.3.5 Função da densidade de drenos

A função da densidade de drenos (F_n) é dada pela fórmula 35 (OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004):

²⁰ HANSBO, S. Consolidation of fine grained soils by prefabricated drains. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10th, 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. p. 677-682.

$$F_n = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) - 0,75 \quad (\text{fórmula 35})$$

Onde:

F_n = função da densidade de drenos (adimensional);

d_e = diâmetro de influência da malha (m);

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m).

5.2.3.6 Adensamento com drenagem puramente vertical

O adensamento de uma camada de solo mole que ocorre exclusivamente com fluxo de água vertical é realizado com base na teoria de adensamento unidimensional de Terzagui (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Assim, para o grau de adensamento combinado (U) definido, pode ser calculado o fator tempo vertical (T_v) para determinado tempo necessário para o adensamento (t_{ad}) pela fórmula 36 (SCHNAID et al., 2001). Além disso, o distância máxima de drenagem (h_d) é definido pela razão entre a espessura da camada de solo mole (Z) e o número de faces drenantes (SCHNAID et al., 2001). O grau de adensamento vertical (U_v) pode ser calculado através das fórmulas empíricas (fórmulas 37 e 38) criadas a partir do ábaco de Taylor (SCHNAID et al., 2001). Sendo que a fórmula 37 é válida para U_v de 0 a 60% e a fórmula 38, para U_v de 60 a 100%:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t_{ad}}{h_d^2} \quad (\text{fórmula 36})$$

$$U_v = \left(\frac{4 \cdot T_v}{\pi}\right)^{1/2} \quad (\text{fórmula 37})$$

$$U_v = 1 - 10^{-(1,072 \cdot T_v + 0,0911)} \quad (\text{fórmula 38})$$

Onde:

T_v = fator tempo vertical (adimensional);

c_v = coeficiente de adensamento vertical (m^2/s);

t_{ad} = tempo necessário para o adensamento (ano);

h_d = distância máxima de drenagem (m);

U_v = grau de adensamento vertical (adimensional).

5.2.3.7 Adensamento com drenagem puramente radial

Já o adensamento de uma camada de solo mole que ocorre exclusivamente com fluxo de água horizontal é realizado com base no trabalho de Barron²¹ (1948 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). Assim, o grau de adensamento horizontal (U_h) pode ser calculado pela fórmula 39 e o fator tempo horizontal (T_h), pela fórmula 40:

$$U_h = 1 - e^{-\left(\frac{8 \cdot T_h}{F_s + F_q + F_n}\right)} \quad (\text{fórmula 39})$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t_{ad}}{d_e^2} \quad (\text{fórmula 40})$$

Onde:

U_h = grau de adensamento horizontal (adimensional);

T_h = fator tempo horizontal (adimensional);

F_s = função de *smear* (adimensional);

F_q = função de resistência hidráulica (adimensional);

F_n = função da densidade de drenos (adimensional);

c_h = coeficiente de adensamento horizontal (m^2/s);

²¹ BARRON, R. A. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, New York, v. 113, n. 1, p. 718-742, Jan. 1948.

t_{ad} = tempo necessário para o adensamento (s);

d_e = diâmetro de influência da malha (m).

5.2.3.8 Adensamento com drenagem combinada

Para o caso de utilização de drenos verticais, há a necessidade de considerar a drenagem ocorrendo nas direções vertical e horizontal (OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004). Dessa forma, Carrillo²² (1942 apud OLIVEIRA; ALMEIDA, c2004) propôs a equação 2 que relaciona o U com o U_v e o U_h :

$$(1 - U) = (1 - U_v) \cdot (1 - U_h) \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

U = grau de adensamento combinado (adimensional);

U_v = grau de adensamento vertical (adimensional);

U_h = grau de adensamento horizontal (adimensional).

5.2.4 Método de Elementos Finitos

As análises de estabilidade empregadas neste trabalho não possibilitam a estimativa de deformações sofridas pela estrutura (ROWE; LI, 2005; RUSSELL, 1992). No entanto, o desempenho dessa estrutura é altamente dependente das deformações sofridas pelas partes que a compõem e de suas interações (ROWE; LI, 2005). Além disso, Russell (1992) afirma que o comportamento dos solos normalmente não é elástico, especialmente no caso de solos moles, o que pode causar grandes níveis de deformação.

Dessa forma, para a correta avaliação do comportamento geral da obra, inclusive durante a sua construção, é necessário que sejam utilizados modelos constitutivos realistas (ALMEIDA, 1996; RUSSELL, 1992). Sendo assim, o comportamento dos solos coesivos é comumente representado pelo Modelo Cam-clay Modificado e o seu adensamento, pela teoria desenvolvida por Biot.

²² CARILLO, N. Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation soils. **Journal of Mathematics and Physics**, [S. l.], v. 21, n. 1, p. 1-5, Jan. 1942.

O Modelo Cam-clay Modificado é um modelo constitutivo elastoplástico baseado na Teoria do Estado Crítico (ANTUNES FILHO, 1996). Esse modelo considera a análise como drenada e como não drenada com a utilização dos mesmos parâmetros, o que é importante para aterros sobre solos moles, já que o solo raramente é carregado em uma condição estritamente não drenada (ALMEIDA, 1996). No entanto, o manual do *software* que foi utilizado (BRINKGREVE, c2002) cita que há limitações nesse modelo e que sua utilização não é recomendada para aplicações práticas. Dessa forma, o modelo mais indicado para representar o comportamento dos solos argilosos compressíveis de fundação foi o *Soft Soil*, uma vez que desconsidera os efeitos viscosos típicos da compressão secundária (BRINKGREVE, c2002). Já os solos do aterro e do colchão drenante obedecem ao modelo linear elástico perfeitamente plástico de *Mohr-Coulomb*.

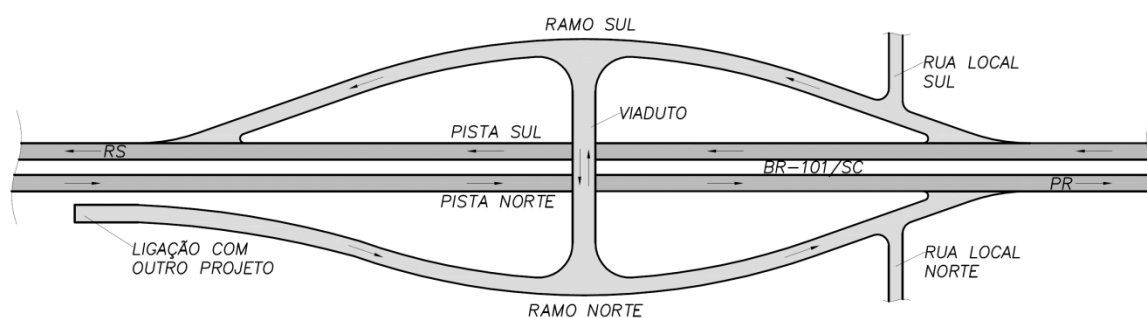
Almeida (1996, p. 104) cita que a Teoria de Adensamento de Biot “[...] considerou a interdependência entre os fenômenos de deformação do esqueleto sólido [do solo] e de escoamento do fluido intersticial.”. Dessa forma, é necessário resolver um sistema de equações de equilíbrio e de continuidade de fluxo. Para tanto, é comum que esses modelos sejam resolvidos numericamente através de ferramentas computacionais, como o *software Plaxis 2D* da empresa *Plaxis*.

6 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO DE INTERSEÇÃO

O projeto refere-se a uma obra a ser executada na BR-101 próxima ao município de Penha em Santa Catarina, fazendo parte do Programa de Exploração da Rodovia (PER) implantado pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). Este estudo definiu o km 108,3, trecho de responsabilidade da Concessionária Arteris, para a implantação de um trevo já que o trecho apresenta vantagens locais do ponto de vista construtivo e de visibilidade e atende às comunidades próximas, minimizando os deslocamentos pela rodovia. Além disso, aumenta a segurança da rodovia substituindo os retornos existentes considerados como locais críticos.

A definição do tipo de interseção deve considerar fatores como volume de tráfego, topografia, benefícios para o usuário, velocidades desenvolvidas na rodovia e limitações locais (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2005). Além disso, a sua configuração e operação devem ser de fácil entendimento para o usuário, ainda permitindo boa visibilidade. Dessa forma, decidiu-se pela realização de uma interseção em nível de interconexão do tipo diamante com passagem inferior (figura 15). Ou seja, com a realização de ramos de entrada e saída laterais em nível nos dois sentidos da via principal (ramos norte e sul) ligados à via secundária que, nesse caso, consiste em um viaduto perpendicular à principal. Além disso, há ligação dos ramos com ruas de acesso local. Os estudos que resultaram nessa escolha bem como o viaduto, não fazem parte do escopo do trabalho e, por isso, não serão apresentados.

Figura 15 – *Layout* da interseção definida



(fonte: elaborado pelo autor)

Os aterros de aproximação do viaduto, estruturas sob as quais os ramos laterais serão executados, são o objeto de estudo deste trabalho já que estes aterros serão assentados em solos de baixa capacidade de suporte e saturados. Esses depósitos de solo mole são típicos do litoral brasileiro e formados por deposição recente de sedimentos finos durante o Quaternário (MASSAD, 2010). Além disso, o autor salienta que podem ser de origem fluvial (aluviões), em planícies de inundação e várzeas de rios ou marinhas, em função das transgressões marítimas ocorridas.

7 INTERPRETAÇÃO DAS INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS

A presença de solos de baixa resistência e compressíveis causa preocupação nas etapas construtivas quanto à estabilidade do aterro e quanto à ocorrência de recalques de grande magnitude. Além disso, por possuírem baixa permeabilidade, esses recalques podem requerer longos períodos de estabilização. A correta avaliação do comportamento desses solos é resultado da interpretação das campanhas de investigação com a finalidade de obter propriedades e parâmetros representativos.

Os demais solos, por não possuírem tanta representatividade quanto os solos moles nas análises, normalmente não são investigados com a mesma ênfase. Logo, por não ser possível a obtenção de bons parâmetros de comportamento na maioria dos projetos, esses parâmetros podem ser estimados com o devido conservadorismo sem afetar o comportamento global do aterro.

Neste capítulo é abordada, inicialmente, uma avaliação preliminar dos solos regionais, em seguida, é apresentado o programa de investigação definido para a realização do projeto. Essas investigações foram, então, analisadas de acordo com os procedimentos descritos no capítulo de pesquisa bibliográfica e, por fim, foram definidos parâmetros de projeto.

7.1 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS REGIONAIS

Pela análise das sondagens sondagem à percussão (SPT), presentes no anexo A, podem ser identificadas, de modo geral quatro camadas de solo principais. A primeira delas consiste em uma crosta pré-adensada de material argiloso com enrijecimento decorrente de pequenas variações do nível do lençol freático, com profundidades de até 2 m, ou de material de aterro com origem provável de tratamentos realizados para o assentamento da rodovia existente, com espessuras de até 8 m. Logo abaixo, uma camada de solo argiloso muito mole a mole com profundidades variáveis na área de investigação, mas alcançando uma profundidade média de 10 m, sobretudo na região de interesse para o projeto. A terceira camada consiste em depósitos aluvionares argilo-siltosos a granulares (lentes de areia) até a profundidade média

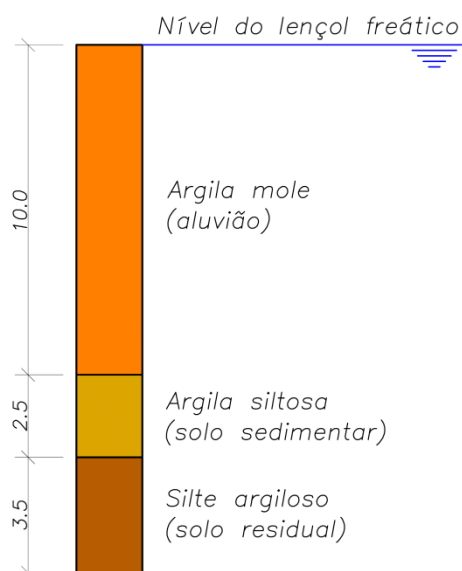
ensaios SPT realizados. Por isso, foram desconsideradas das análises de deformabilidade uma vez que as suas reais contribuições na dissipação do excesso de poropressão são de difícil determinação. Além disso, a contribuição dessas lentes nas análises de estabilidade é nula, considerando que as superfícies de ruptura críticas desenvolveram-se somente nos solos considerados moles.

Quanto ao nível do lençol freático, este se encontra a uma profundidade média inferior a 1 m do terreno natural. No entanto, para fins de análise, é comum em projetos de aterros sobre solos moles, que este seja considerado coincidente com o terreno natural, o que corresponde a uma situação crítica típica de estações úmidas.

7.2 PERFIS ESTRATIGRÁFICOS

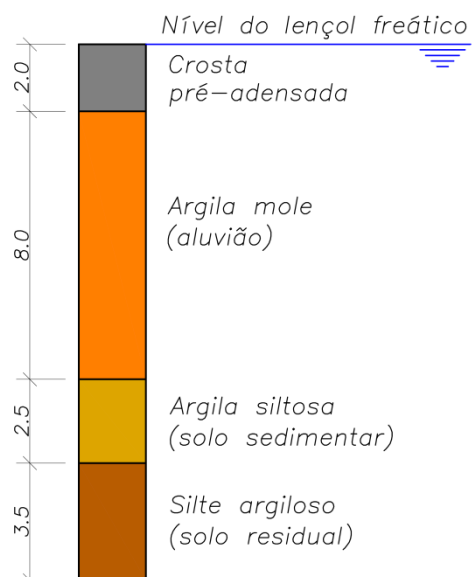
Para a realização das análises, é importante que sejam definidos previamente perfis estratigráficos do solo de fundação do aterro. Desta forma, ante o exposto no item 7.1 e às sondagens, presentes no anexo A, foram definidos dois perfis estratigráficos: um a ser utilizados nas análises de estabilidade (figura 17) e, o outro, nas análises de deformabilidade (figura 18). No primeiro, foi desconsiderada a crosta superficial, uma vez que sua presença não ofereceria contribuição considerável na estabilidade global do aterro. Essa decisão é válida devido ao fato dessa camada possuir parâmetros de resistência pouco superiores aos da camada de argila mole, apresentando grande variabilidade, e, além disso, acrescenta uma parcela de segurança no dimensionamento. Já no segundo, a definição de um perfil mais realista é justificada pelo tipo de análise ao qual será submetido, além do fato da camada em questão possuir parâmetros de compressibilidade mais representativos que os de resistência. Cabe salientar que para a correta definição desses perfis é importante que sejam consideradas as dimensões e a localização dos mecanismos de falha as quais o aterro estará submetido, como por exemplo, a abrangência e os solos efetivamente interceptados por superfícies de ruptura críticas.

Figura 17 – Perfil estratigráfico utilizado nas análises de estabilidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Perfil estratigráfico utilizado nas análises de deformabilidade



(fonte: elaborado pelo autor)

7.3 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

A primeira fase de investigações ocorreu com a execução de uma bateria de ensaios SPT e de algumas sondagens a trado, com a caracterização laboratorial das amostras obtidas. No entanto, essas investigações foram omitidas do trabalho por abrangerem somente o solo de aterro da rodovia existente, material considerado de pequena importância para a realização do presente estudo. Um resumo da quantidade de ensaios preliminares pode ser visualizado na tabela 3.

Tabela 3 – Ensaios executados na etapa de investigação preliminar

ENSAIO	QUANTIDADE
Sondagem à percussão	21 ²⁴
Sondagem a trado	4

(fonte: elaborado pelo autor)

²⁴ Cabe salientar que inicialmente foram propostas 17 sondagens SPT, mas em função de uma modificação na posição do viaduto no projeto geométrico, houve a necessidade de execução de 4 sondagens adicionais.

Em seguida, foi realizada uma bateria de ensaios complementares visando definir com maior acurácia as propriedades e os parâmetros de comportamento, principalmente, do solo mole. São esses os ensaios de palheta, de adensamento vertical, de caracterização das amostras do ensaio de adensamento, de piezocone e de dissipação, presentes respectivamente nos anexos B, C, D, E e F. Na tabela 4, podem ser observadas as quantidades de cada ensaio complementar executado.

Tabela 4 – Ensaios executados na etapa de investigação complementar

ENSAIO	QUANTIDADE
Palheta	10
Piezocone	8
Dissipação	10
Adensamento vertical	4

(fonte: elaborado pelo autor)

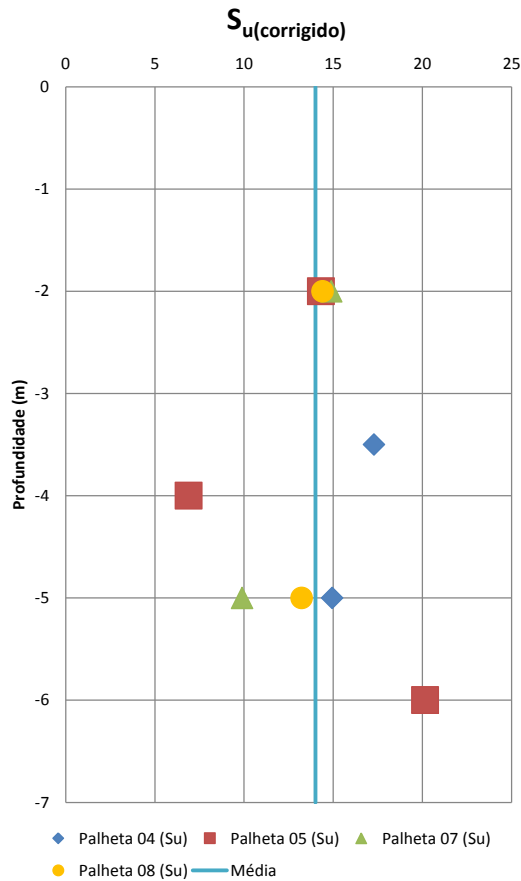
7.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PALHETA

Foram analisados 10 ensaios de palheta em 4 furos distintos em diferentes profundidades, basicamente no interior do depósito de solo mole. Os valores da resistência ao cisalhamento não drenada de pico ($S_{u(palheta)}$) e a amolgada ($S_{ur(palheta)}$) foram calculados pela fórmula 1 pelo executor do ensaio, considerando o diâmetro da palheta (D) igual a 6,5 cm e os valores dados pela mesa de torque.

Para a obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada corrigida ($S_{u(corrigido)}$) através da fórmula 2, foi necessário definir um valor médio para o fator de correção empírico (μ). Para tanto, considerando um índice de plasticidade (IP) de 30% para o solo mole (definido a partir da média dos IP obtidos pelos ensaios de caracterização das amostras dos ensaios de adensamento, conforme item 7.5), foi definido um $\mu = 0,82$ a partir da curva dada por Azzouz et al. (1983) na figura 3.

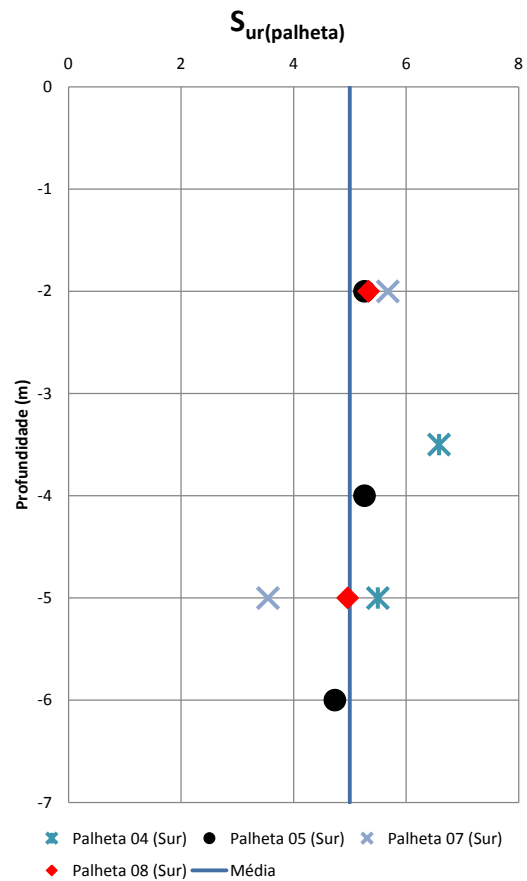
Os valores de $S_{u(corrigido)}$ e $S_{ur(palheta)}$ foram plotados pela profundidade (figuras 19 e 20), resultando em valores médios de 14 kPa e 5 kPa, respectivamente.

Figura 19 – Perfil de $S_{u(\text{corrigido})}$ pelo ensaio de palheta



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 20 – Perfil de $S_{ur(\text{palheta})}$ pelo ensaio de palheta



(fonte: elaborado pelo autor)

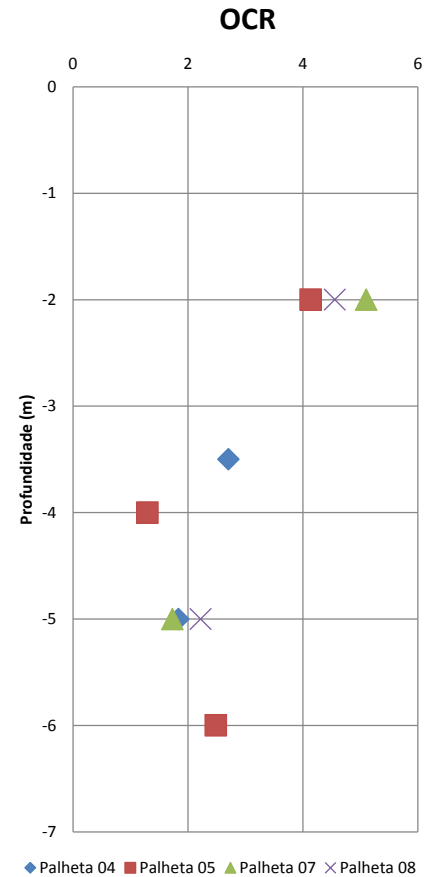
As sensitividades das argilas (S_t) foram calculadas a partir da fórmula 3 e classificadas de acordo com o quadro 1, podendo ser visualizadas no quadro 5. Além disso, foi determinada a razão de pré-adensamento (OCR) definida pela fórmula 4, sendo o valor do fator α definido pela fórmula 5 e a tensão vertical efetiva *in situ* (σ'_{vo}) estimada pelo ensaio de piezocone. O perfil de OCR pela profundidade foi plotado na figura 21.

Quadro 5 – Classificação quanto à sensibilidade pelo ensaio de palheta

ENSAIO	PROF. (m)	SENSITIVIDADE	
Palheta 04	-3,50	3,20	Média
	-5,00	3,32	Média
	-7,00	-	-
Palheta 05	-2,00	3,32	Média
	-4,00	1,60	Baixa
	-6,00	5,19	Sensível
Palheta 07	-2,00	3,20	Média
	-5,00	3,40	Média
Palheta 08	-2,00	3,29	Média
	-5,00	3,25	Média

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Perfil de OCR pelo ensaio de palheta



(fonte: elaborado pelo autor)

7.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Inicialmente, foram definidas as qualidades das amostras segundo os critérios apresentados no quadro 2 para argilas brasileiras, sendo os resultados apresentados na tabela 5. Assim, a partir de sua análise, é possível perceber que as amostras coletadas são de má qualidade. Logo, os resultados obtidos por este ensaio requerem maior grau de atenção por parte do projetista quando da sua utilização.

Tabela 5 – Classificação das amostras dos ensaios de adensamento quanto à qualidade

ENSAIO	PROF. (m)	σ'_{vo} (kPa)	e_o	$e(\sigma'_v)$	$\Delta e/e_o$	QUALIDADE	
						Coutinho et al. (1998)	Oliveira (2002)
Adensam. 01 ²⁵	-3,5	-	-	-	-	-	-
Adensam. 02	-5,0	35,00	0,85	0,79	0,07	Regular/ruim	Boa a regular
Adensam. 03	-2,5	16,90	2,85	2,5	0,12	Ruim	Ruim
Adensam. 04	-4,0	22,90	2,35	2,15	0,09	Regular/ruim	Ruim

(fonte: elaborado pelo autor)

Os ensaios foram analisados conforme os procedimentos descritos na pesquisa bibliográfica. Dessa forma, os valores de e_o foram determinados diretamente através dos gráficos semelhantes ao da figura 4, os valores de pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foram definidos de acordo com o procedimento descrito no item 4.2.2.1 e os valores de índice de compressão e (C_c) e de recompressão/expansão (C_r) foram definidos a partir dos procedimentos descritos nos itens 4.2.2.2 e 4.2.2.3, respectivamente. Esses resultados estão apresentados na tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros e propriedades obtidos pelos ensaios de adensamento

ENSAIO	LOCAL	PROF. (m)	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_o	C_r	C_c
Adensam. 01 ²⁵	CPTU 04	-3,5	-	-	-	-	-	-
Adensam. 02		-5,0	35	101	2,9	0,85	0,064	0,29
Adensam. 03	CPTU 05	-2,5	16,9	20,3	1,2	2,85	0,254	1,26
Adensam. 04		-4,0	22,9	20,5	0,9	2,35	0,206	1,02

(fonte: elaborado pelo autor)

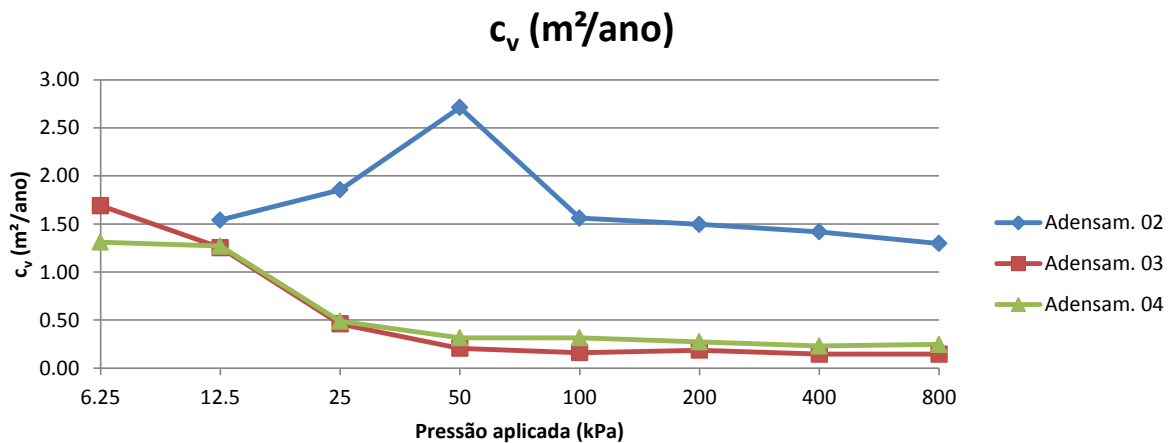
Pela análise da tabela 6, observou-se que a amostra 02 é a mais pré-adensada, apresentando um OCR de aproximadamente 3, enquanto que as demais encontram-se próximas ao estado normalmente adensado. Além disso, pode ser notado que os valores de e_o , C_r e C_c acompanham a mesma tendência, na medida em que representam a maior compressibilidade

²⁵ Não foi possível a realização do ensaio na amostra 01 devido à presença de detritos de matéria orgânica.

das amostras 03 e 04. Dessa forma, concluiu-se que essas são as amostras mais representativas do depósito de argila mole, o que define valores médios para a camada levemente pré-adensada: $\sigma'_{vm}=20,4$ kPa, $e_o=2,60$, $C_r=0,23$ e $C_c=1,14$.

Em seguida, foram determinados os coeficientes de adensamento vertical (c_v) a partir do processo de Casagrande apresentado no item 4.2.2.4. O c_v foi determinado para cada pressão aplicada no ensaio e os resultados podem ser visualizados na figura 22, na qual se notou a tendência de estabilização das curvas após a pressão aplicada superar a pressão de pré-adensamento comentada por Ortigão (c1995). A amostra 02, apesar de demonstrar a mesma tendência, apresentou um comportamento incomum com presença de pico, possivelmente por tratar-se de uma amostra pré-adensada. Dessa forma, foi possível definir um $c_{v_{NA}}$ médio de $0,26$ m²/ano e o $c_{v_{PA}}$ médio de $1,56$ m²/ano, desconsiderando o valor de pico da amostra 02.

Figura 22 – Valores de c_v pela pressão aplicada durante o ensaio de adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Com isso, foi possível calcular uma estimativa da razão RR/CR com a fórmula 42, semelhante à fórmula 18, assumindo que a razão é semelhante para os casos vertical e horizontal. Assim, obteve-se $RR/CR=0,167$, valor muito próximo ao intervalo de 0,13 a 0,15 encontrado por Jamiolkowski et al. (1985).

$$\frac{RR}{CR} = \frac{c_{v\ NA}}{c_{v\ PA}} \quad (\text{fórmula 42})$$

Onde:

RR = razão de recompressão (adimensional);

CR = razão de compressão (adimensional);

$c_{v\ NA}$ = coeficiente de adensamento vertical para o caso normalmente adensado (m^2/s);

$c_{v\ PA}$ = coeficiente de adensamento horizontal para o caso pré-adensado (m^2/s).

Na tabela 7, são apresentados resultados considerados importantes sobre a caracterização das amostras. Um desses valores é o peso específico natural (γ_{nat}), que para os ensaios 03 e 04, resultou em aproximadamente 14 kN/m^3 . Foram obtidos teores de umidade (w) de até 110% e índice de plasticidade (IP) médio de 30%.

Tabela 7 – Propriedades importantes provenientes dos ensaios de caracterização

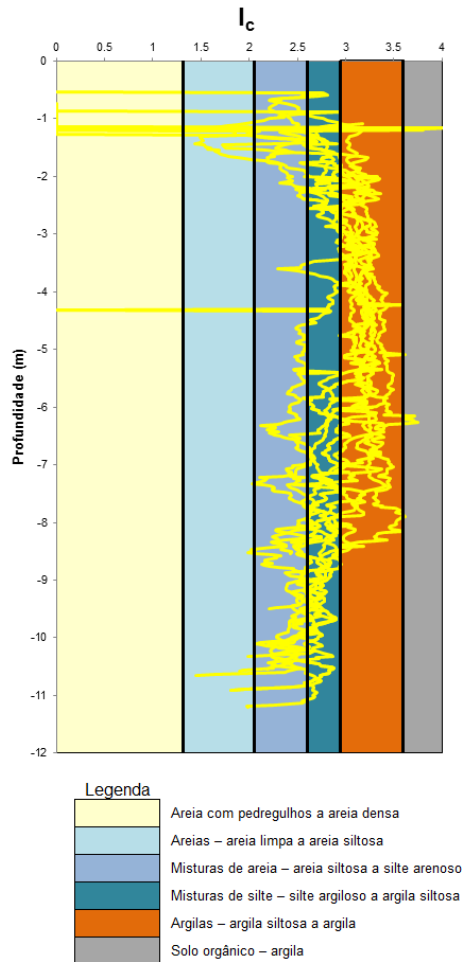
ENSAIO	LOCAL	PROF. (m)	γ_{nat} (kN/m^3)	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Adensam. 01	CPTU 04	-3,5	-	110,33	69	35	34
Adensam. 02		-5,0	19,14	31,44	48	21	28
Adensam. 03	CPTU 05	-2,5	14,02	110,43	-	-	-
Adensam. 04		-4,0	14,86	85,55	59	32	26

(fonte: elaborado pelo autor)

7.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CPTU

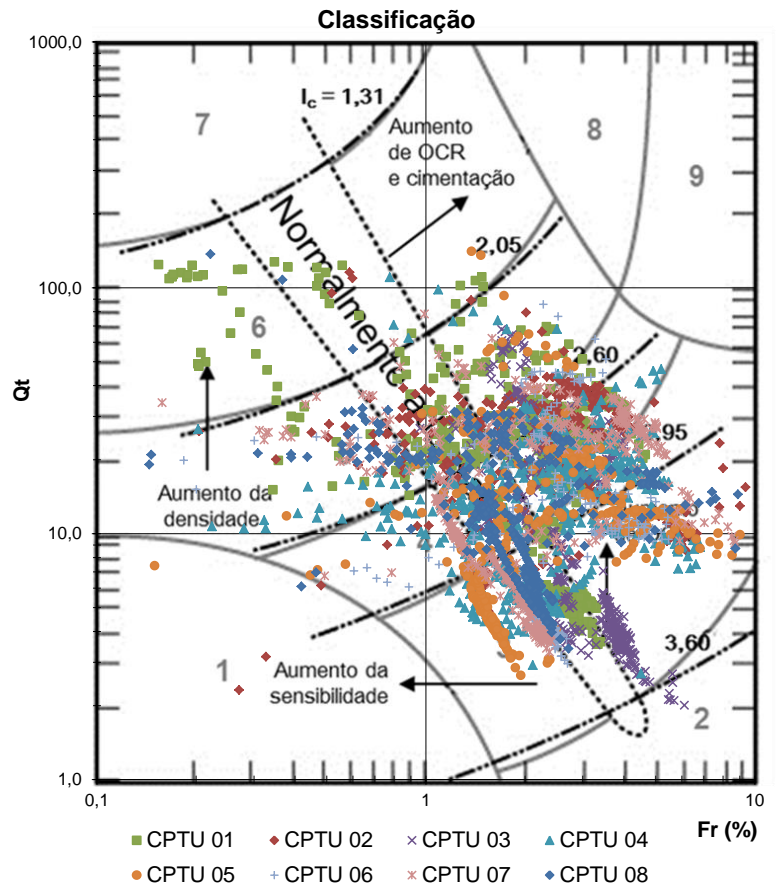
Inicialmente, foi realizada a classificação dos solos em termos do índice I_c dado pela fórmula 7 e os intervalos de classificação segundo o quadro 3, sendo plotados pela profundidade na figura 23. Além disso, foram plotados os valores dados pelas fórmulas 8 e 9 no ábaco da figura 7, como pode ser visualizado na figura 24.

Figura 23 – Perfil de classificação através do Índice I_c



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 24 – Ábaco de classificação dos solos com sobreposição de pontos obtidos para cada profundidade dos ensaios de CPTU

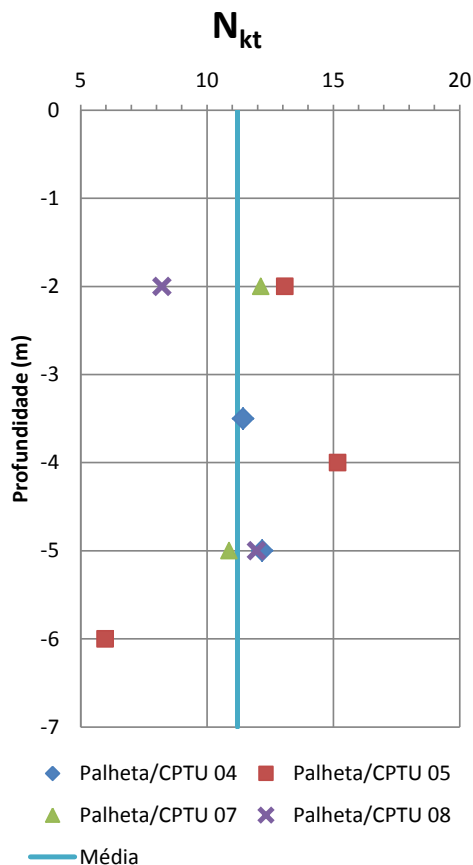


(fonte: modificado de ROBERTSON; CABAL, 2012, p. 27, tradução nossa)

Quanto à resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de piezocone ($S_{u(CPTU)}$), quatro dos ensaios de CPTU foram calibrados em função dos ensaios de palheta que foram realizados nos mesmos locais a partir do fator N_{kt} dado pela fórmula 11. Logo, esses fatores foram plotados pela profundidade na figura 25, onde foi possível definir um N_{kt} médio de 11,2, porém, optou-se por $N_{kt}=12$. Essa constante foi arredondada para um valor inteiro imediatamente superior, o que acrescentou pequeno conservadorismo à definição do S_u . Cabe salientar que a calibração apresentou bons resultados para os quatro casos, podendo o fato ser corroborado pela análise do conteúdo do apêndice A. Após a calibração, foram plotados os valores de $S_{u(CPTU)}$ pela profundidade na figura 26 de acordo com a fórmula 10 e, pela análise das curvas entre as profundidades de 2 e 10 m, foi possível definir um valor

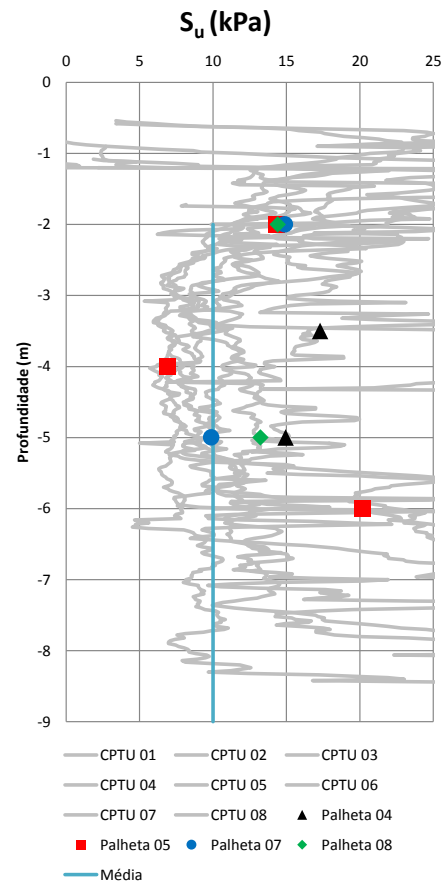
representativo de 10 kPa para o trecho de solo mole. Pode haver controvérsias quanto à definição desse valor pela figura 26, uma vez que há grande variação na resistência ao cisalhamento não drenada em função da mudança de profundidade e de local do ensaio. No entanto, é importante que o projetista adote uma posição conservativa, buscando tendências nas curvas dos ensaios de CPTU, o que se pode notar nas profundidades de 3 a 6 m na figura 26. Além disso, é importante observar que existe uma relação entre a resistência ao cisalhamento não drenada de um solo e sua história de tensões, o que pode ser utilizado como balizador na escolha do S_u , sendo esse procedimento exemplificado no item 7.8 (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012).

Figura 25 – Perfil de N_{kt} para calibração do ensaio de CPTU pelo ensaio de palheta



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Perfil de S_u do ensaio de CPTU e de palheta sobrepostos

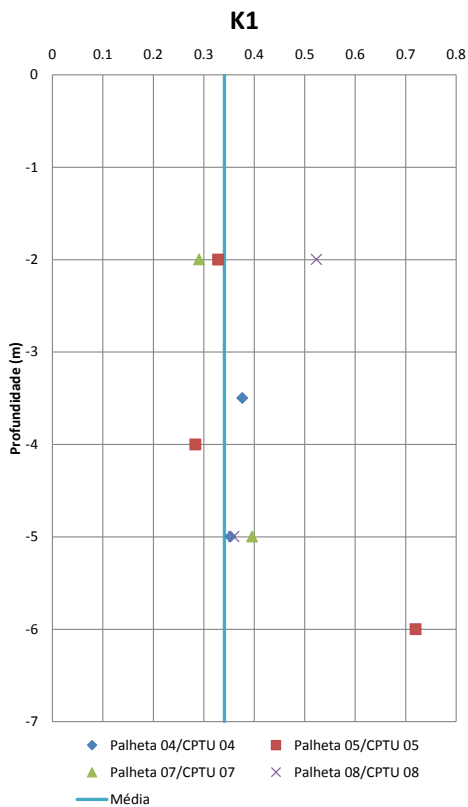


(fonte: elaborado pelo autor)

Quanto à história de tensões, inicialmente buscou-se calibrar os ensaios de CPTU pelas constantes K_1 e K_2 das fórmulas 13 e 14 utilizando as σ'_{vm} provenientes dos ensaios de

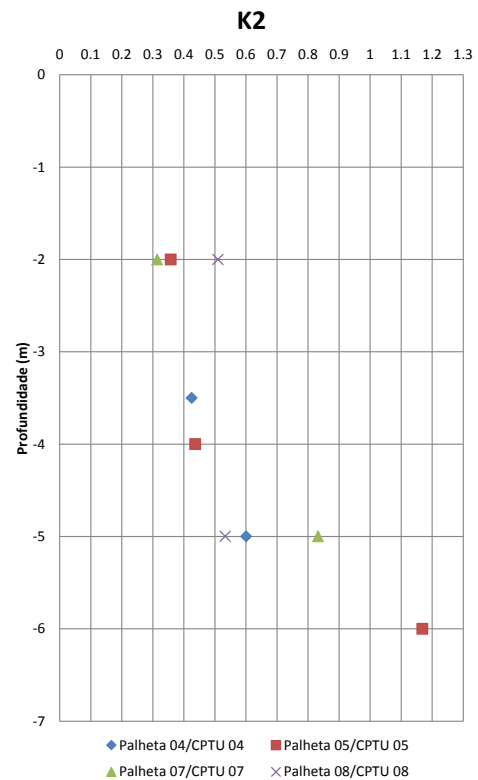
adensamento. Esse procedimento resultou em $K1=0,176$ e $K2=0,252$, valores que indicaram a camada de argila mole como sobreadensada em alguns trechos. Assim, decidiu-se pela utilização dos resultados dos ensaios de palheta para realizar essa calibração, resultando em valores mais condizentes com os padrões apresentados no item 4.2.3.3. Os valores de $K1$ e $K2$ foram plotados pela profundidade nas figuras 27 e 28, onde se percebeu maior facilidade em definir um $K1$ médio em comparação com o perfil de $K2$, resultando em um $K1=0,341$. É importante salientar que alguns valores discrepantes foram desconsiderados na realização da média. O bom resultado dessa calibração pode ser visualizado no apêndice B.

Figura 27 – Perfil da constante $K1$ para calibração dos ensaios de CPTU pelos ensaios de palheta



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28 – Perfil da constante $K2$ para calibração dos ensaios de CPTU pelos ensaios de palheta

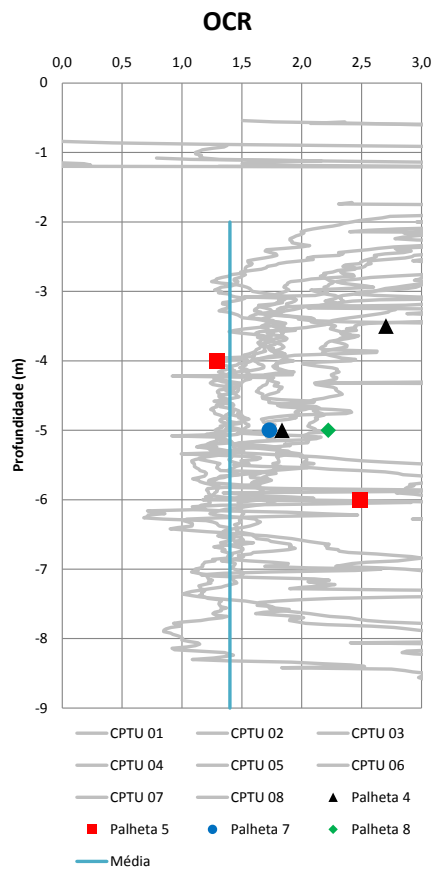


(fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, foram plotados os valores de OCR e σ'_{vm} pelas fórmulas 12 e 13, respectivamente, nas figuras 29 e 30 juntamente com os resultados obtidos nos ensaios de palheta e de adensamento. Pela figura 30, nota-se que os ensaios de adensamento não apresentaram resultados coerentes com a tendência das curvas do ensaio de CPTU e de

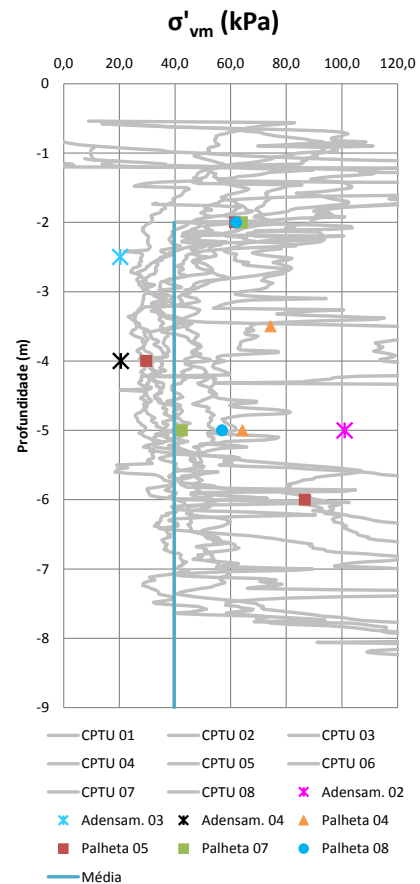
palheta, indicando que provavelmente os resultados foram alterados pelo amolgamento das amostras. Pelas figuras, foi possível definir um OCR médio de 1,4 e uma σ'_{vm} média de 40 kPa para a camada de argila mole, sendo importante salientar que o procedimento adotado para a definição desses valores foi o mesmo que para o valor de S_u citado anteriormente.

Figura 29 – Perfil de OCR do ensaio de CPTU e de palheta sobrepostos



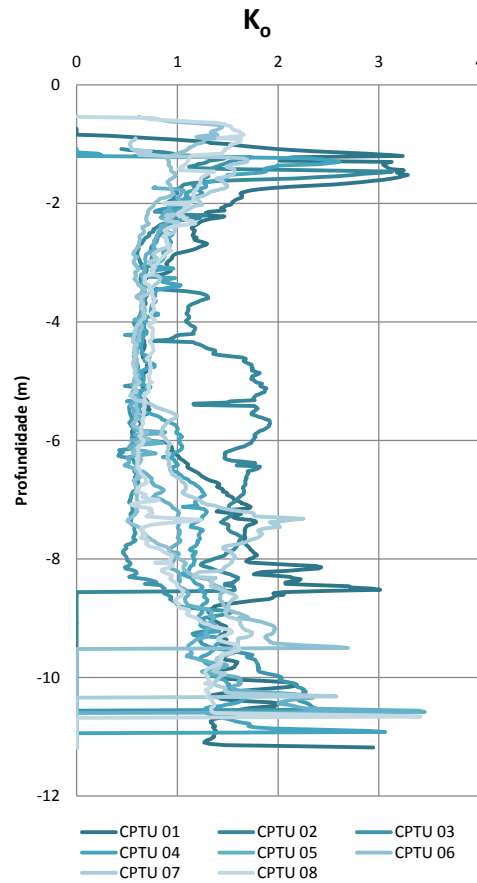
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Perfil de σ'_{vm} do ensaio de CPTU, de palheta e de adensamento sobrepostos



(fonte: elaborado pelo autor)

Pela fórmula 15, considerando $\phi' = 30^\circ$, obtido pela figura 8 para um $IP = 30\%$ conforme resultados dos ensaios de adensamento, e o solo mole como normalmente adensado, conservativamente, foi obtido $K_0 = 0,5$. O valor de K_0 considerado para as demais camadas também foi estimado pela fórmula 15, no entanto, com os valores de OCR dos ensaios de CPTU. O perfil de K_0 foi plotado pela profundidade na figura 31.

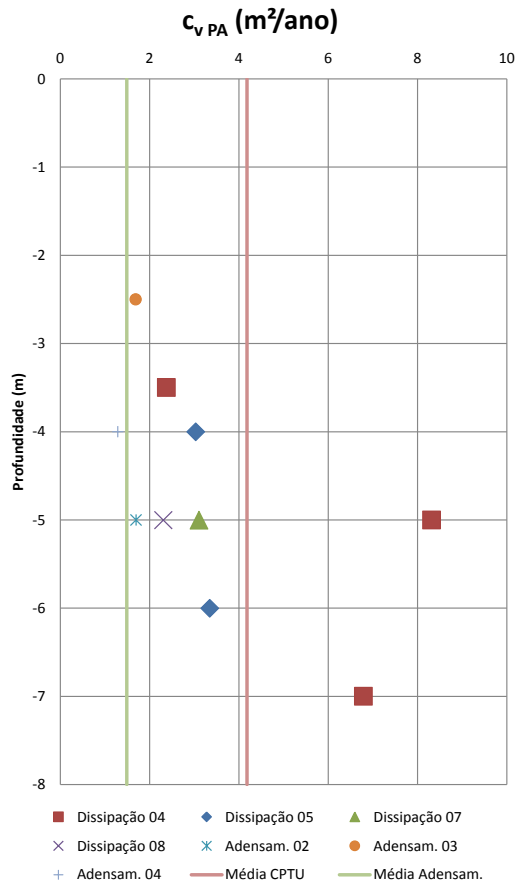
Figura 31 – Perfil de K_o 

(fonte: elaborado pelo autor)

7.7 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO

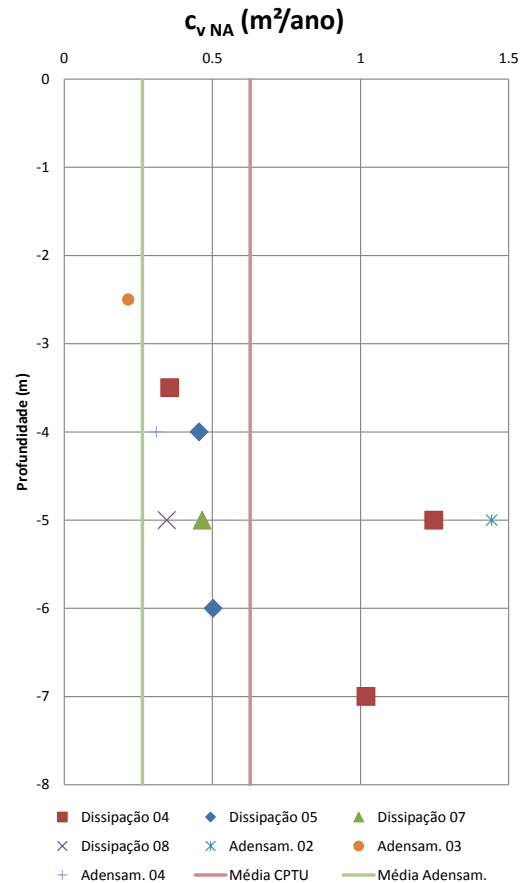
Os ensaios de dissipação foram analisados de acordo com procedimento descrito no item 4.2.4. Assim, calculou-se o valor da fórmula 16 para cada profundidade, adotando fator tempo (T^*) igual a 0,245, para porcentagem de dissipação de 50% e filtro na base do cone, de acordo com a tabela 1. Além disso, adotou-se um índice de rigidez (I_r) de 100 para um valor de OCR variando de 1 a 2 e um IP de 30%, de acordo com o ábaco da figura 9. Esses valores de $c_{h\ NA}$ foram, então, convertidos pelas correlações empíricas propostas por Jamiolkowski et al. (1985), presentes nas fórmulas 17 e 18, de forma que se obtivessem esses coeficientes em relação ao sentido vertical de dissipação. Portanto, adotando-se as razões $RR/CR=0,15$ e $k_h/k_v=1,5$ pelo quadro 3 para um depósito com macroestrutura ligeiramente definida, plotou-se os valores de $c_{v\ PA}$ e $c_{v\ NA}$ pela profundidade nas figuras 32 e 33.

Figura 32 – Perfil de c_{vPA} dos ensaios de CPTU e adensamento em grande escala



(fonte: elaborado pelo autor)

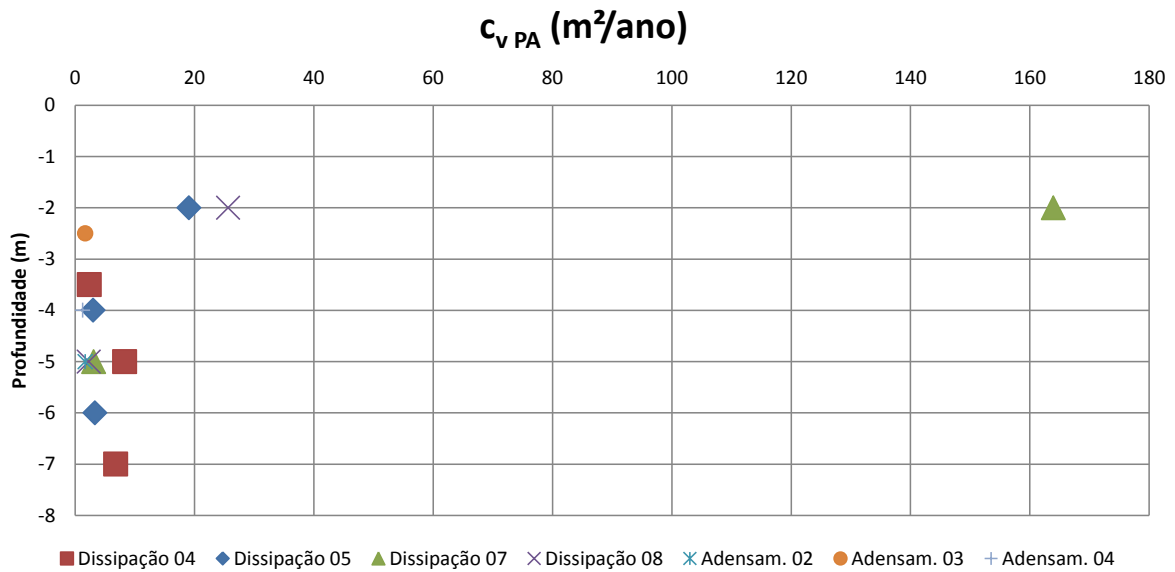
Figura 33 – Perfil de c_{vNA} dos ensaios de CPTU e adensamento em grande escala



(fonte: elaborado pelo autor)

Assim, pela análise das figuras 32 e 33, percebeu-se valores muito baixos para c_{vPA} e c_{vNA} para a camada de solo mole, com valores inferiores a $1 \text{ m}^2/\text{ano}$ ou $3,2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para o último. A média de c_{vPA} pelos ensaios de adensamento foi de $4,2 \text{ m}^2/\text{ano}$ e de c_{vNA} de $0,6 \text{ m}^2/\text{ano}$. Assim, sendo o depósito ligeiramente pré-adensado, espera-se que o c_v de projeto esteja entre esses valores.

É importante salientar que alguns valores foram omitidos das figuras 32 e 33, pois se apresentaram discrepantes à tendência geral, uma vez que foram executados à profundidade de 2 m, ou seja, na transição entre crosta pré-adensada e o solo mole ligeiramente pré-adensado. Esses valores foram plotados na figura 34, que a rigor, consiste na mesma figura 32 em maior escala, e pela sua análise foi possível observar que esses ensaios realizados a 2 m de profundidade apresentam c_{vPA} variando entre 19 e $164 \text{ m}^2/\text{ano}$.

Figura 34 – Perfil de c_{vPA} dos ensaios de CPTU e adensamento em pequena escala

(fonte: elaborado pelo autor)

7.8 PROPRIEDADES E PARÂMETROS DE PROJETO

Iniciando pela camada de argila mole, neste item é realizada a definição das propriedades e dos parâmetros de projeto a serem utilizados nas análises subsequentes. Um resumo desses resultados pode ser visualizado na tabela 8 e, na sequência, estão justificadas algumas dessas escolhas.

Tabela 8 – Resumo das propriedades e parâmetros de projeto da camada de argila mole

PROPRIEDADES/ PARÂMETROS	ARGILA MOLE	UNIDADE
Modelo constitutivo	<i>Soft soil</i>	-
Comportamento	Não drenado	-
Espessura (m)	8	m
Prof. média (m)	6	m
γ_{nat}	14	kN/m ³
σ'_{vo} (média)	30,5	kPa
S_u	10	kPa

continua

continuação

PROPRIEDADES/ PARÂMETROS	ARGILA MOLE	UNIDADE
OCR	1,3	-
σ'_{vm}	40	kPa
S_u/σ'_{vo}	0,33	-
K_o	0,5	-
e_o	2,9	-
C_r	0,2	-
C_c	1,3	-
v	0,50	-
c_v	5,00	m ² /ano
c_h	7,50	m ² /ano
k_v	7,0E-09	m/s
k_h	1,0E-08	m/s

(fonte: elaborado pelo autor)

O parâmetro S_u , apesar de apresentar uma média de 14 kPa nos ensaios de palheta (figura 19), foi definido de acordo com os resultados de CPTU (figura 26) pelo fato desse não apresentar o resultado de um local e profundidade isolados como aquele. Sendo assim, o S_u de projeto foi definido em 10 kPa.

Por sua vez, o OCR apresentou média de 1,4 nos ensaios de CPTU (figura 29). No entanto, foi admitido um OCR de projeto de 1,3 devido ao fato da calibração desses ensaios ter sido realizada com os resultados dos ensaios de palheta, que não se mostram superiores aos ensaios de adensamento na estimativa da história de tensões (ALMEIDA; MARQUES, c2010). Além disso, a constante K_1 resultou em um valor de 0,341, superior à média nacional e internacional de 0,30, conduzindo a valores menos conservativos de OCR. O valor de σ'_{vm} foi considerado como a média do ensaio de CPTU de 40 kPa (figura 30), sendo importante observar a diferença de quase 20 kPa entre as estimativas dos ensaios de adensamento e as dos de CPTU e palheta.

Em seguida, foi realizada uma verificação do valor da razão S_u/σ'_{vo} que deve variar de 0,15 a 0,35 para depósitos de argila mole normalmente adensados, no entanto, é comum admitir de forma conservadora, que essa razão deve resultar próxima a 0,25 (SCHNAID; ODEBRECHT, c2012; BJERRUM, 1973). Neste caso, conforme a tabela 8 notou-se que essa razão resultou em 0,33, o que demonstra o ligeiro pré-adensamento do depósito. Ainda, considerando o depósito como normalmente adensado ($\sigma'_{vo}=\sigma'_{vm}$), notou-se que o S_u resulta em 10 kPa, justamente o parâmetro de projeto definido.

O valor de e_o foi adotado como 2,9, um valor superior ao de todas as amostras dos ensaios de adensamento (tabela 6), pois, de acordo com Oliveira (2002), o amolgamento das amostras causa a diminuição do índice de vazios. Já os valores de C_r e C_c foram tomados como 0,2 e 1,3, respectivamente, uma vez que o mesmo autor cita que o amolgamento também causa o aumento do C_r e a diminuição do C_c .

Os valores de c_v dados pelos ensaios de dissipação (figuras 32 e 33) foram considerados muito conservativos para o depósito local, apresentando valores próximos a 0,5 m²/ano para o caso normalmente adensado, uma vez que correlações regionais para depósitos semelhantes resultaram em 5 m²/ano. As correlações utilizadas são apresentadas nas fórmulas 43 e 44:

$$c_v = 1,22 \cdot e_o^{1,22} \quad (\text{fórmula 43})$$

$$e_o = 3,58 - 0,915 \cdot N_{SPT,72} \quad (\text{fórmula 44})$$

Onde:

c_v = coeficiente de adensamento vertical (m²/ano);

e_o = índice de vazios inicial (adimensional);

$N_{SPT,72}$ = resistência à penetração do amostrador para energia de 72% (adimensional).

Foi necessária a definição do coeficiente de condutividade hidráulica vertical (k_v) que baseou-se na Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzagui sendo apresentada na fórmula 45 (ORTIGÃO, c1995):

$$k_v = \frac{\gamma_w \cdot C_c \cdot c_v}{2,3 \cdot (1 + e_o) \cdot \sigma'_{vo \text{ (média)}}} \quad \text{(fórmula 45)}$$

Onde:

k_v = coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s);

γ_w = peso específico da água (kN/m³);

C_c = índice de compressão (adimensional);

c_v = coeficiente de adensamento vertical (m²/s);

e_o = índice de vazios inicial (adimensional);

$\sigma'_{vo \text{ (média)}}$ = tensão vertical efetiva *in situ* média (kPa).

Definiu-se c_h pela fórmula 18, com a razão $k_h/k_v = 1,5$ e k_h , pela última relação, sendo os valores mostrados na tabela 8. Cabe salientar que a $\sigma'_{vo \text{ (média)}}$ foi estimada pela média das obtidas para cada profundidade. Além disso, o valor do coeficiente de Poisson (ν) das argilas pode ser assumido como 0,5 para argilas saturadas (DUNCAN; BUCHIGNANI, 1976).

As propriedades e parâmetros de projeto dos demais solos também foram estimados por critérios semelhantes aos explicados anteriormente, mas não serão reproduzidos neste trabalho. Cabe salientar que o solo mais bem estudado nas investigações geotécnicas foi o de argila mole e, por isso, alguns parâmetros – principalmente os de compressibilidade e os hidráulicos – dos outros solos foram estimados de forma conservadora. Além disso, é importante observar que o solo que governa o comportamento geral do aterro é o solo mole, o que torna o erro dessas estimativas pouco representativo. Os valores das propriedades e dos parâmetros geotécnicos podem ser visualizados na tabela 9.

Tabela 9 – Resumo das propriedades e parâmetros de projeto dos demais solos

PROPRIEDADES/ PARÂMETROS	SOLOS		MATERIAL DE ATERRO	COLCHÃO DRENANTE	UNIDADE
	Crosta pré-adensada	Argila Siltosa	Saibro ou similar	Areia	
Modelo constitutivo	<i>Soft soil</i>	<i>Soft soil</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>	-
Comportamento	Drenado	Não drenado	Drenado	Drenado	-
Espessura (m)	2,00	2,50	-	-	m
Prof. média (m)	1,00	11,25	-	-	m
γ_{nat}	15	18	20	20	kN/m ³
σ'_{vo} (médio)	9,6	60,9	-	-	kPa
S_u	14	140	-	-	kPa
c'	-	-	2	-	kPa
ϕ'	-	-	30	35	°
OCR	6	7	-	-	-
σ'_{vm}	58	427	-	-	kPa
S_u/σ'_{vo}	1,46	2,30	-	-	-
K_o	1,0	1,4	-	-	-
e_o	0,85	0,85	0,5	0,5	-
C_r	0,07	0,07	-	-	-
C_c	0,29	0,07	-	-	-
E	-	-	10.000	20.000	kPa
ν	0,35	0,35	0,25	0,30	-
Ψ	-	-	-	3,00	°
c_v	20,00	20,00	-	-	m ² /ano
c_h	30,00	30,00	-	-	m ² /ano
k_v	4,5E-08	1,7E-09	1,00E-07	1,00E-04	m/s
k_h	6,7E-08	2,6E-09	1,00E-07	1,00E-04	m/s

(fonte: elaborado pelo autor)

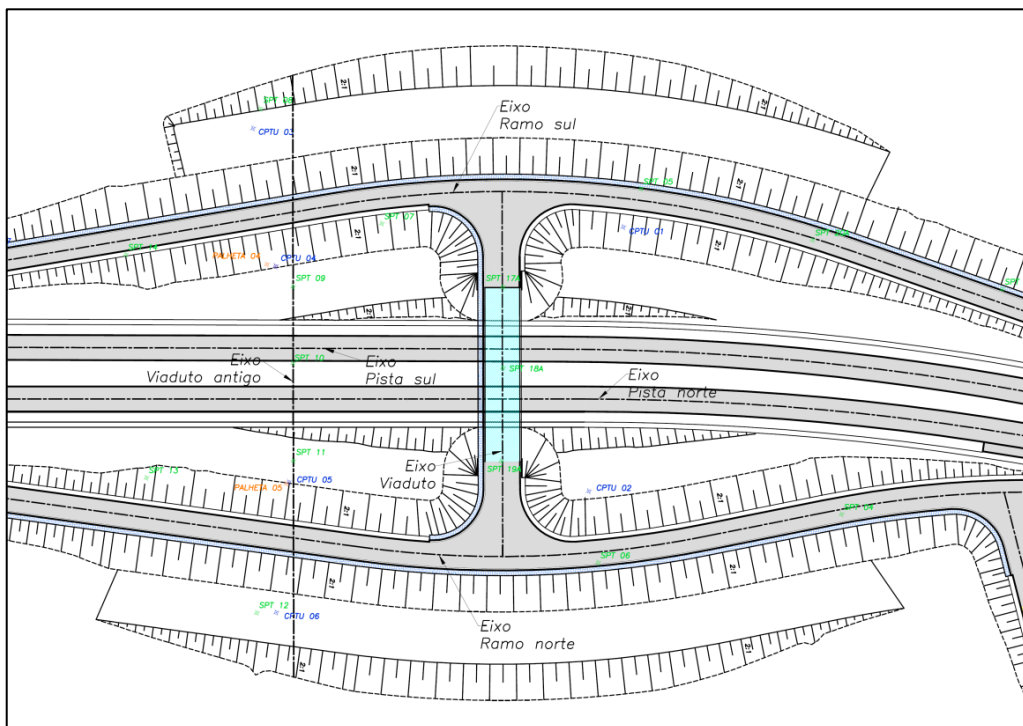
8 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Este capítulo iniciou-se com a definição da seção transversal crítica que foi utilizada nas análises de estabilidade. Em seguida, foram realizadas análises de estabilidade preliminares para determinar quais seriam os elementos a serem utilizados no projeto. A partir dessas análises, foi possível determinar a necessidade do uso de reforços no aterro em questão, requerendo a minoração da tração nominal do reforço. Após, são apresentadas as análises de estabilidade definitivas no projeto, determinando a geometria do aterro.

8.1 SEÇÃO TRANSVERSAL DE PROJETO

A definição de uma seção transversal crítica como base para as análises de estabilidade decorre, inicialmente, do estudo da disposição geométrica que se quer dar aos elementos da interseção. Dessa forma, na figura 35 é mostrada a planta baixa de uma possível configuração para a interseção em desnível.

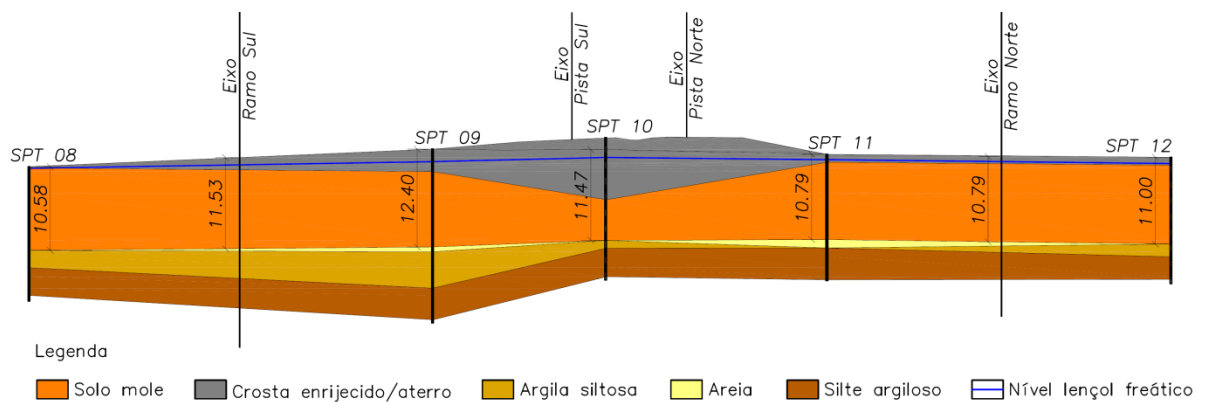
Figura 35 – Planta baixa do projeto geométrico



(fonte: elaborado pelo autor)

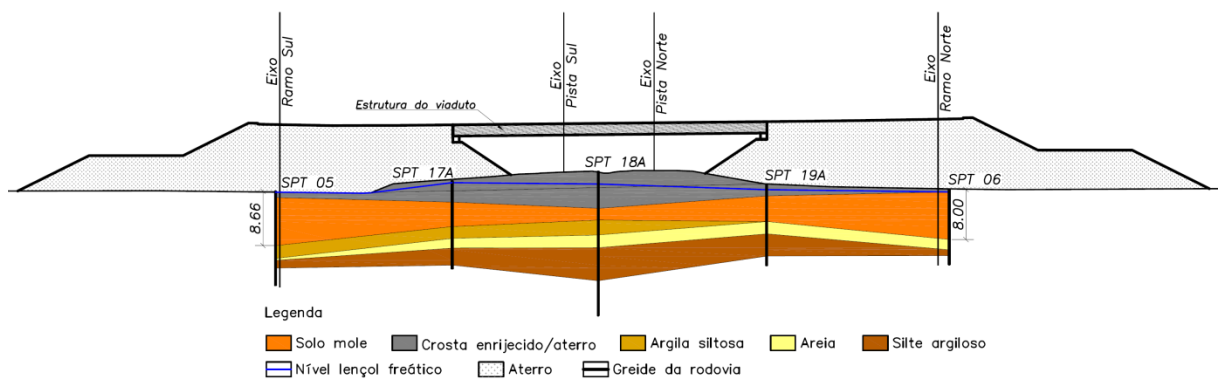
É importante salientar que inicialmente se esperava construir o viaduto indicado como “eixo viaduto” na posição “eixo viaduto antigo” e, por isso, imaginou-se que a última seria a seção crítica do projeto, levando à programação de uma bateria de investigações geotécnicas (SPT, CPTU e palheta) próximas a esse local. No entanto, houve a necessidade de modificação da posição do viaduto, ou seja, a seção crítica foi alterada, em compensação, foram realizados 4 ensaios de SPT adicionais. Logo, para a realização do estudo, se tinha uma seção transversal bem investigada (figura 36) e a seção transversal nova menos investigada (figura 37).

Figura 36 – Seção transversal antiga (“eixo viaduto antigo”)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Seção transversal nova (“eixo do viaduto”)

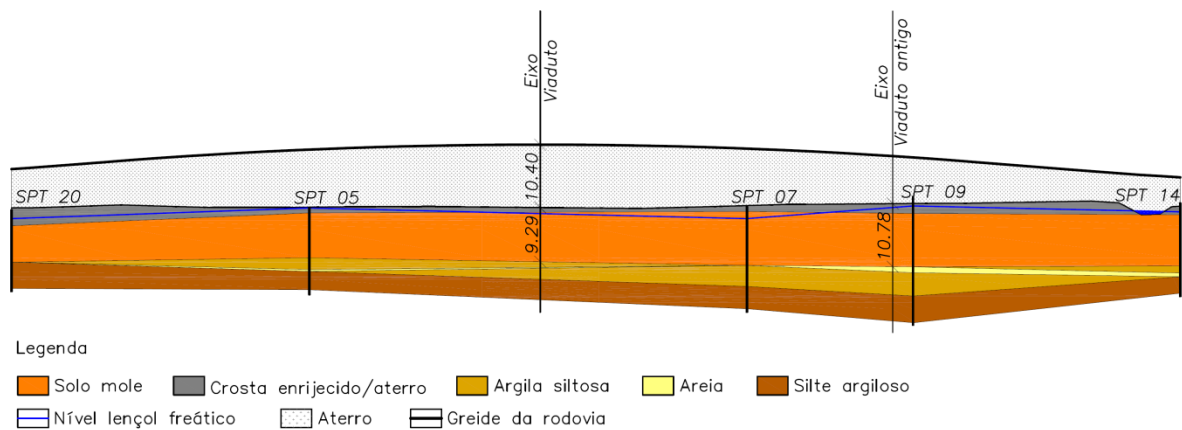


(fonte: elaborado pelo autor)

Analisando a figura 36, percebeu-se que a seção geotécnica caracterizou-se por camadas espessas de argila mole, variando de 10,8 a 12,4 m, já a seção da figura 37 apresentou indícios de adensamento pelo estreitamento da camada de solo mole na área central. Esse adensamento mais acentuado deve ser consequência de tratamentos sofridos anteriormente pelo depósito

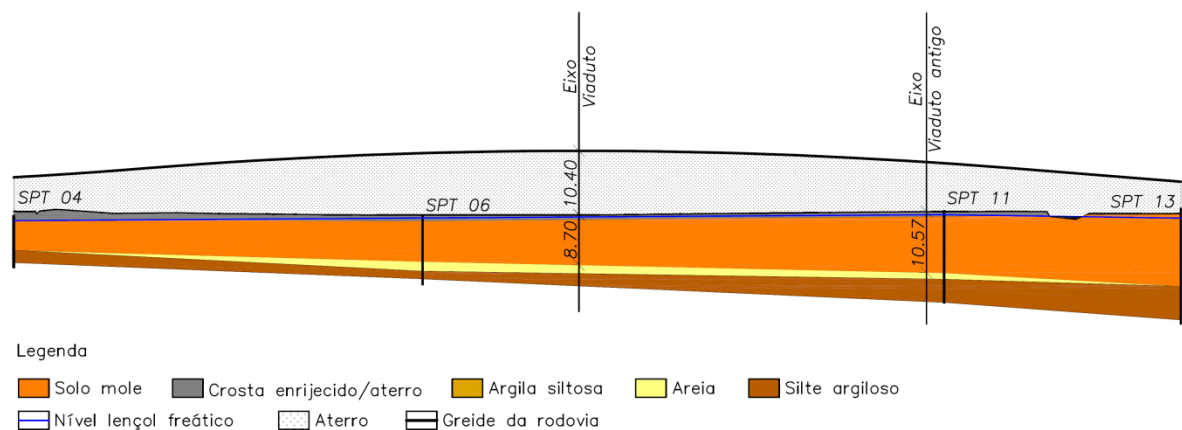
para a construção da rodovia existente. Além disso, é possível perceber que há um espessamento da mesma camada à medida que se afasta da rodovia, alcançando profundidades da ordem de 8 m nas extremidades. No entanto, para a realização das análises, é necessário que se tenha continuidade dessas seções nas duas extremidades, uma vez que as superfícies de ruptura críticas analisadas desenvolvem-se para fora da obra. Para tanto, analisou-se os perfis longitudinais geotécnicos da rodovia para determinar a constância da profundidade das camadas, principalmente da seção crítica antiga para a nova. Esses perfis podem ser visualizados nas figuras 38 e 39.

Figura 38 – Perfil longitudinal do ramo sul (“eixo ramo sul”)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Perfil longitudinal do ramo norte (“eixo ramo norte”)

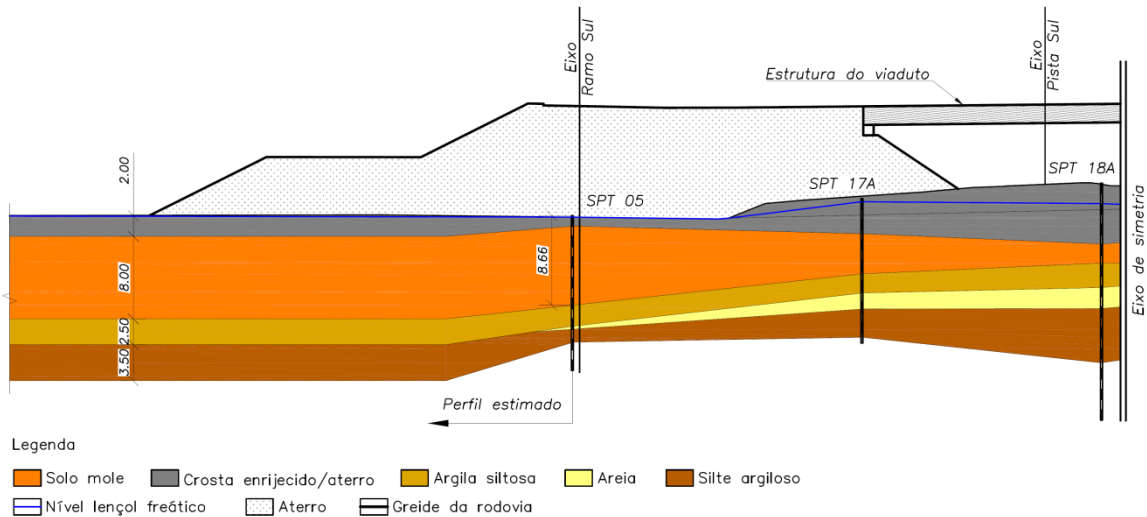


(fonte: elaborado pelo autor)

Pela análise das figuras 38 e 39, percebeu-se que a espessura reduz 1,5 m da seção antiga para a nova no ramo sul e, no outro, reduz 1,9 m. Assim, devido a incertezas, extrapolou-se a seção

geotécnica adotando um valor médio de 10 m de espessura de solo mole para a seção crítica do aterro na região, conforme apresentado na figura 40.

Figura 40 – Seção crítica extrapolada (“eixo viaduto”)

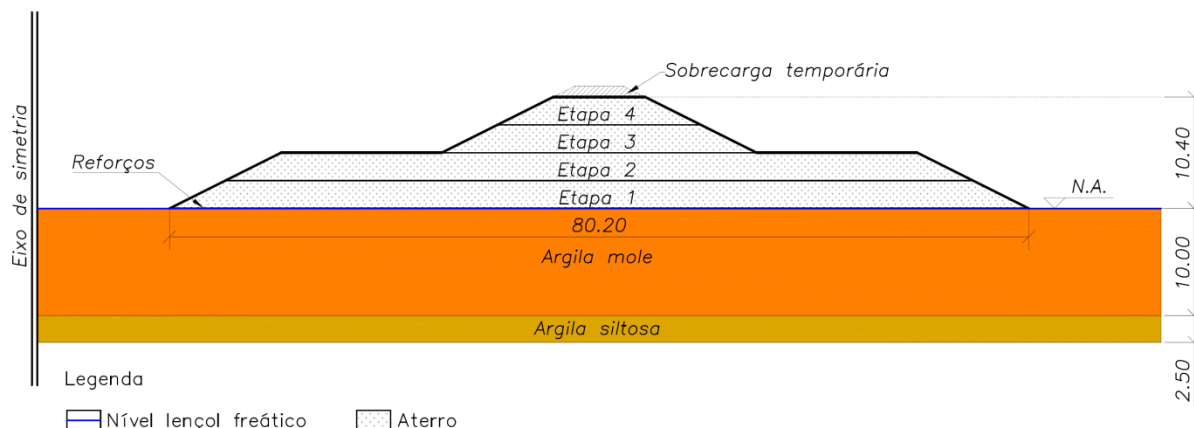


(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 37, nota-se que há simetria tanto do aterro quanto da configuração dos solos em relação a um plano entre as pistas sul e norte, logo, a mesma foi representada na figura 40. É importante salientar que no aterro de aproximação do viaduto, não há bermas de equilíbrio e que nessa posição é necessário que seja implantada uma estrutura de contenção, a qual não faz parte do escopo do trabalho.

Por fim, a seção crítica utilizada nas análises de estabilidade consta na figura 41. É possível notar que se optou pela análise da seção simétrica do aterro, a qual abrange praticamente toda a sua extensão longitudinal, uma vez que a seção da figura 40, que possui bermas apenas de um lado, apresenta estabilidade global muito semelhante à outra. Além disso, a simetria do aterro é um fator assumido nas análises subsequentes. Também, nota-se que a camada de solo inferior à argila siltosa foi desconsiderada por não fazer parte das superfícies de ruptura globais do aterro, que o aterro deve possuir 10,40 m no encontro com o viaduto e que a base deve possuir 80,20 m por questões geométricas.

Figura 41 – Seção crítica utilizada nas análises de estabilidade



(fonte: elaborado pelo autor)

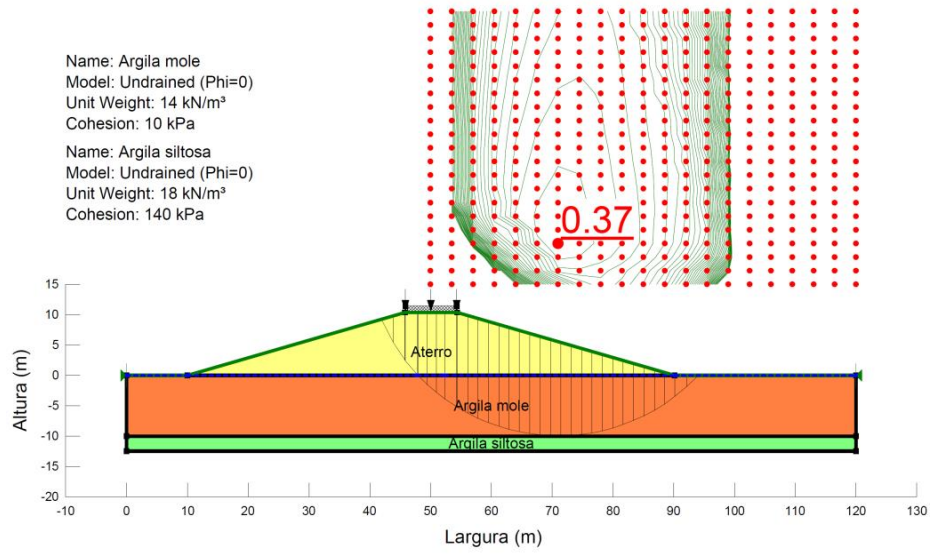
8.2 ANÁLISES PRELIMINARES

Inicialmente avaliou-se a necessidade do uso das técnicas construtivas de forma a garantir estabilidade e deformabilidade razoáveis. Para tanto, foi realizada um cálculo simples de estabilidade da fundação para um aterro não reforçado, de acordo com procedimento descrito pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998). Assim, pela fórmula 20, considerando $N_c=5,14$, $S_u=10$ kPa, $\gamma_{at}=20$ kN/m³ e $FS=1,5$, a altura crítica (h_{cr}) resultante foi de 1,71 m. É importante salientar que o valor de $N_c=5,14$ corresponde à condição $\phi=0$ e de espessura de solo mole infinita, ou seja, $Z \rightarrow \infty$, logo, $B/Z \rightarrow 0$, conforme ábaco de Davis e Booker²⁶ (1973 apud ALMEIDA; MARQUES, c2010). Como a altura final do aterro é de 10,40 m, foi necessária a utilização de reforços. Além dessa verificação, foi realizada uma análise de estabilidade global (figura 42) para a altura e largura de aterro descritas na figura 41, resultando em um $FS=0,37$.

Em seguida, foi realizada uma análise para a mesma geometria da figura 42, porém, com reforço (figura 43). Essa análise resultou em um $FS=0,83$ por maior que seja a resistência à tração do reforço, ou seja, a superfície de ruptura resultante, por possuir grande raio, diminuiu o comprimento de ancoragem do reforço.

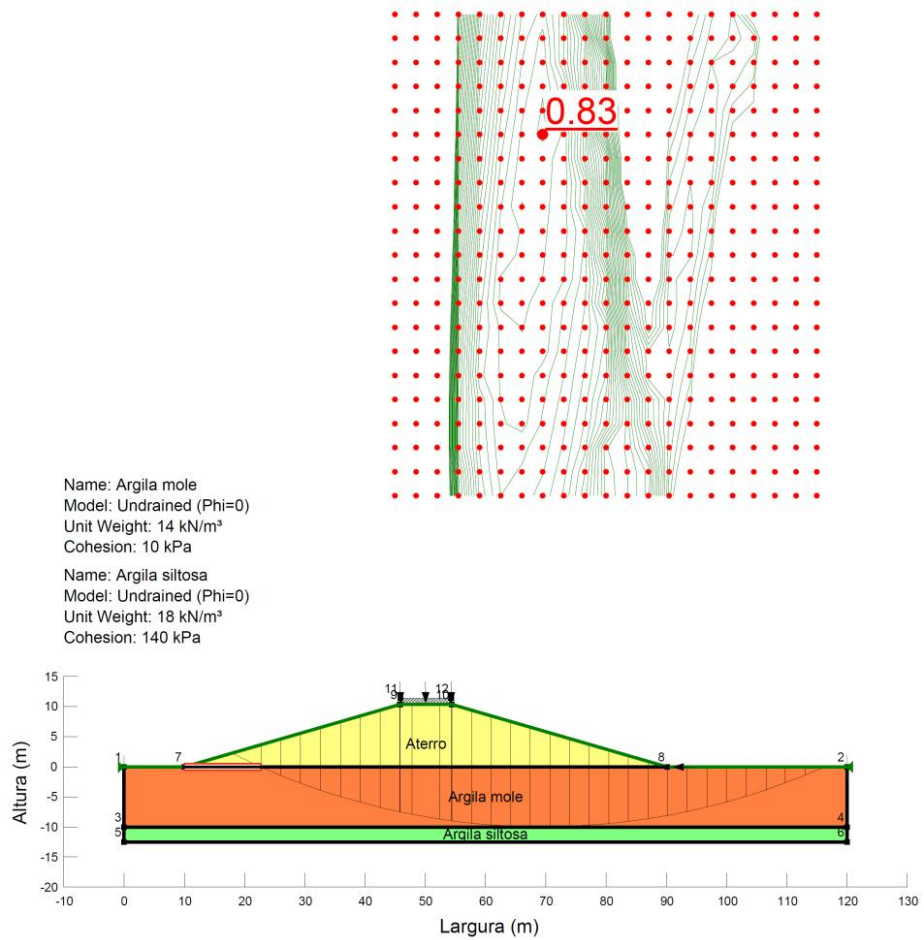
²⁶ DAVIS, E. H.; BOOKER, J. R. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. **Géotechnique**, [London], v. 23, n. 4, p. 551-563, Dec. 1973.

Figura 42 – Análise de estabilidade global para aterro não reforçado construído em 1 etapa



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43 – Análise de estabilidade global para aterro reforçado construído em 1 etapa



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir dessas análises, concluiu-se que seria necessária a construção em etapas para que haja dissipação de poropressão e, portanto, ganho de resistência ao cisalhamento, levando a superfície de ruptura para fora do aterro e aumentando o comprimento de ancoragem do reforço.

Quanto à utilização de drenos verticais, é possível avaliar o tempo necessário de adensamento (t_{ad}) para um grau de adensamento vertical (U_v) de 60%, valor típico para construção em etapas para que possa ser iniciada a execução da camada subsequente. Assim, pela fórmula 37, o fator tempo vertical (T_v) resulta em 0,283, e, pela fórmula 36, considerando $c_v=5$ m²/ano, distância máxima de drenagem (h_d) de 10 m (drenagem superior), $t_{ad}=5,66$ anos, um período de tempo construtivo inviável para a maioria das obras. Portanto, há a necessidade de utilização de drenos verticais.

8.3 TRAÇÃO ADMISSÍVEL NO REFORÇO

Para utilização na base do aterro, foi definida a utilização de geogrelhas como elementos de reforço, devendo ser confeccionadas com filamentos de poliéster devido aos altos valores de resistência e de rigidez aos quais são submetidos. Dessa forma, optou-se pela utilização da geogrelha Fortrac[®] produzida pela empresa Huesker, que as fabrica com resistências nominais à tração superiores a 2.600 kN/m.

Primeiramente, foram pesquisados fatores de redução para um caso geral de geogrelhas no trabalho de Vertematti (c2004) de forma a comparar com os resultados efetivamente obtidos em laboratório para o produto. Em seguida, conforme as recomendações de Almeida e Marques (c2010), os fatores de redução para essa geogrelha foram determinados de acordo com o certificado de homologação do produto. Esses valores estão descritos na tabela 10.

Tabela 10 – Definição dos fatores de redução para minoração da resistência à tração nominal da geogrelha

FATOR DE REDUÇÃO	MÍNIMO (VERTEMATTI, c2004)	FORTRAC (BRITISH BOARD OF AGRÉMENT, c2008)	ADOTADOS
f_{cr}	2,00	1,56	1,56
f_{mr}	1,50	1,17	1,17
f_a	1,05	1,15	1,15
f_m	1,05	1,10	1,10

(fonte: elaborado pelo autor)

Escolheu-se, após algumas repetições nas análises de estabilidade, um conjunto de reforços com resistência à tração nominal (T_k) de 2.700 kN/m, que possui uma resistência à tração admissível (T_{adm}) de 1.168 kN/m. Esse valor foi calculado com a fórmula 19, substituindo os fatores de redução dados na tabela 10. Além disso, esse reforço possui um módulo de rigidez nominal (J_k) de 20.250 kN/m.

8.4 ANÁLISES DEFINITIVAS

A escolha da solução dada para o projeto é resultado de um processo iterativo entre as análises de estabilidade e de deformabilidade. Dessa forma, a seguir são apresentadas somente as análises de acordo com a configuração final da solução.

8.4.1 Estabilidade da fundação

No item 8.2 calculou-se a estabilidade da fundação de um aterro não reforçado sem limitação de espessura de solo mole e, com isso, verificou-se a necessidade de utilização de reforços. No entanto, esse cálculo pode ser realizado de forma mais realista com o ábaco da figura 11 em que o uso de reforço é representado pela curva “interface rugosa”. Assim, para o aterro com $B=80,2$ m e $Z=10$ m, a razão $B/Z=8,0$, o que resulta em um $N_c=8,5$. Considerando ainda $\gamma_{at}=20$ kN/m³ e $FS=1,5$, para etapas intermediárias, pela fórmula 20 a h_{cr} resulta em 2,83 m. Portanto, é recomendável que a altura de aterro da primeira camada esteja entre os valores de 1,71 m e 2,83 m.

A realização desta análise é utilizada como forma de se obter sensibilidade sobre o problema, sendo mais importante para o primeiro alteamento. Nos demais, essa análise resulta em valores consideravelmente mais conservadores, principalmente pelas definições da teoria a qual a deu origem, desenvolvida para sapatas rígidas. Dessa forma, essas verificações não foram consideradas neste projeto.

8.4.2 Estabilidade global

Inicialmente, é importante definir os FS mínimos admissíveis para as etapas construtivas intermediárias e a final, valendo 1,3 e 1,4, respectivamente. O primeiro consiste em recomendação presente em Almeida e Marques (c2010) e o segundo é dado pela tabela 2, para um aterro de classe I, ou seja, um aterro junto a uma estrutura rígida (viaduto) (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998).

As análises de estabilidade apresentam resultados mais consistentes quando o ganho de resistência do solo mole em função do adensamento é considerado. A fórmula 21 representa esse ganho em função da variação da tensão efetiva do início ao final da etapa. A metodologia de cálculo das tensões que se desenvolvem no centro da camada de argila mole pode ser visualizada no apêndice C e os resultados para este caso de aterro, podem ser visualizados na tabela 11. Foram definidas três etapas construtivas de mesma espessura (2,6 m) e a quarta que ainda possui 1 m de sobrecarga, resultando em 3,6 m de espessura. Para as etapas intermediárias (etapas 1, 2 e 3), considerou-se aceitável um grau de adensamento mínimo de 60% e para a etapa final (etapa 4), um grau de adensamento mínimo de 96% de acordo com Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998) para aterros de classe I. As tensões foram calculadas em três instantes principais:

- a) quando $t=t_0$, imediatamente antes da construção da camada;
- b) quando $t=t_i$, imediatamente após a construção da camada em que $U_i=0$;
- c) quando $t=t_f$, no instante que ocorre a dissipação correspondente à U_f .

Tabela 11 – Cálculo das tensões que se desenvolvem no centro da camada de solo mole

ETAPA	U_i (%)	U_f (%)	H (m)	ΔH (m)	σ_{vo}	u_o	σ'_{vo}	σ_{vi}	u_i	σ'_{vi}	σ_{vf}	u_f	σ'_{vf}
1	0	60	2,6	2,6	72,2	45,3	26,9	124,2	97,3	26,9	132,1	66,1	66,0
2	0	60	5,2	2,6	132,1	66,1	66,0	184,1	118,1	66,0	190,0	86,9	103,1
3	0	60	7,8	2,6	190,0	86,9	103,1	242,0	138,9	103,1	245,7	107,7	138,0
4	0	96	11,4	3,6	245,7	107,7	138,0	317,7	179,7	138,0	322,8	110,6	212,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Analisando a tabela 11, é possível notar que do instante $t=t_o$ para o $t=t_i$, não há acréscimo de tensão vertical efetiva devido a fato de se estar considerando construção instantânea, logo, sem dissipação de excesso de poropressão. Já as tensões totais aumentam na mesma proporção das poropressões em decorrência da sobrecarga aplicada entre esses instantes. Já do $t=t_i$ para $t=t_f$ ocorre o fenômeno de adensamento, havendo a dissipação de parte do excesso de poropressão induzido pela sobrecarga, e, portanto, um acréscimo de tensão vertical efetiva.

Esse ganho de tensão vertical efetiva ($\Delta\sigma'_v$) do $t=t_i$ para o $t=t_f$ pode ser traduzido, neste caso, como um ganho de resistência ao cisalhamento (ΔS_u) não drenada do solo mole pela fórmula 21. Assim, calculou-se esse ganho para cada alteamento e os valores de S_u em cada instante na tabela 12.

Tabela 12 – Ganho de S_u em cada alteamento

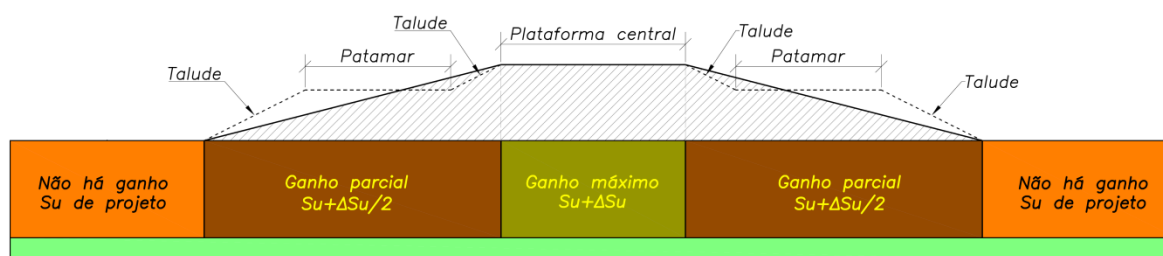
ETAPA	U_i (%)	U_f (%)	ΔS_u (kPa)	S_{ui} (kPa)	S_{uf} (kPa)
1	0	60	9,76	10,00	19,76
2	0	60	9,29	19,76	29,05
3	0	60	8,71	29,05	37,76
4	0	96	18,57	37,76	56,32

(fonte: elaborado pelo autor)

No entanto, sabe-se que esse ΔS_u ocorre somente na região central do aterro, onde a sobrecarga é máxima. Já nas demais, essa avaliação não é trivial, mas é natural e comum

considerar que o ganho de S_u deva ser inferior quanto menor for a sobrecarga imposta ao solo compressível. Portanto, de forma simplificada, considerou-se que houve ganho máximo de S_u na região abaixo da plataforma central do aterro e nos taludes e patamares das bermas de equilíbrio, que houve um ganho parcial de S_u . O ganho máximo foi considerado como um acréscimo de ΔS_u no valor de S_u e o ganho parcial, como um acréscimo de $\Delta S_u/2$ no valor de S_u . A figura 44 representa essa configuração adotada e a tabela 13 apresenta os valores de S_u utilizados nas análises de estabilidade.

Figura 44 – Desenho esquemático representando os ganhos de S_u de cada região da camada de argila mole



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Valores de S_u utilizados nas análises de estabilidade considerando os acréscimos sofridos pelos mesmos

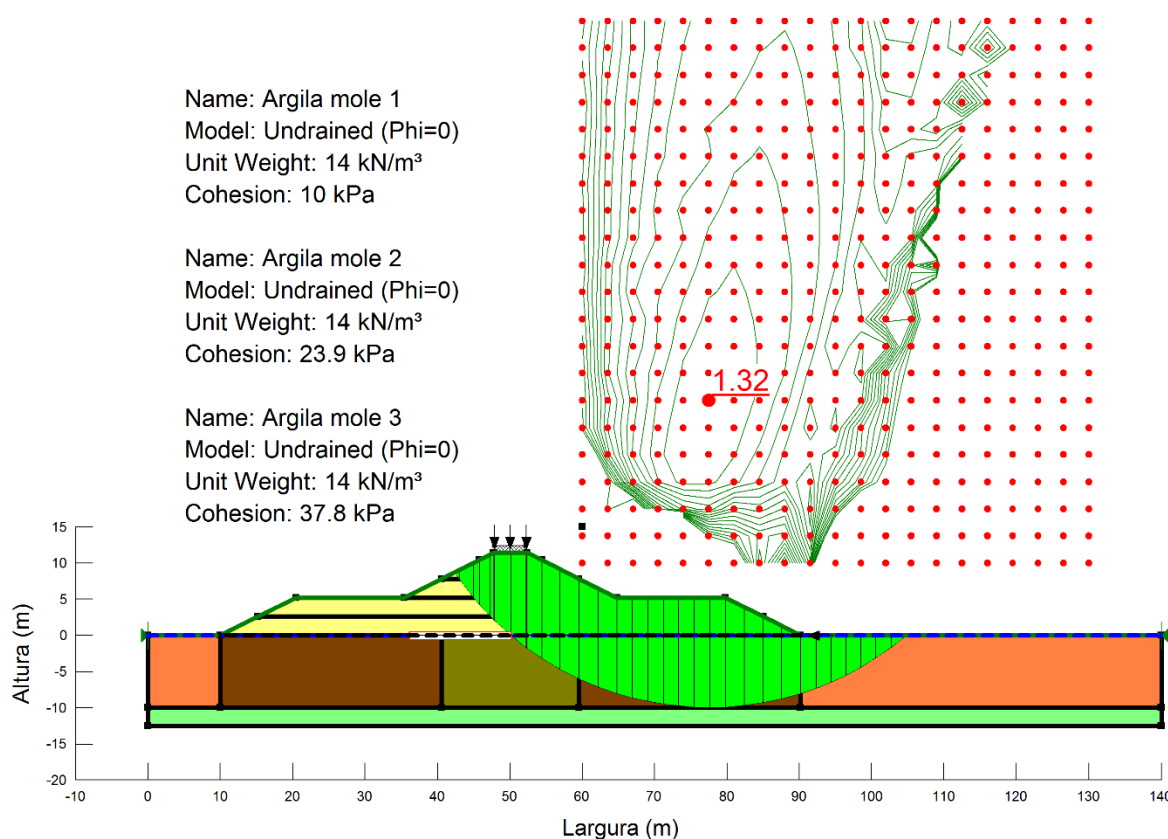
ETAPA	ΔS_u	S_u			
		$t=t_i$		$t=t_f$	
		GANHO PARCIAL	GANHO MÁXIMO	GANHO PARCIAL	GANHO MÁXIMO
1	9,76	10,0	10,0	14,9	19,8
2	9,29	14,9	19,8	19,5	29,0
3	8,71	19,5	29,0	23,9	37,8
4	18,57	23,9	37,8	33,2	56,3

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim, as análises foram realizadas nos instantes $t=t_i$ e $t=t_f$ para cada alteamento de forma similar à análise apresentada na figura 45 da etapa crítica construtiva prevista, o instante $t=t_i$ da última camada. Todas as respostas dadas pelo *software* podem ser visualizadas no apêndice D e o resumo dos fatores de segurança obtidos, na tabela 14.

É importante salientar que durante as fases construtivas ocorre a incidência de carregamentos dinâmicos, sendo, no entanto, de estimativa e utilização complexas. Dessa forma, neste trabalho, foi considerada a incidência de uma sobrecarga de 20 kN/m em todas as análises de estabilidade, adotando as premissas da NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009), uma vez que a DNER-PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998) não aborda esse tópico.

Figura 45 – Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_i$ da quarta camada construtiva



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 14 – Resumo dos fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade global

ETAPA	H (m)	ΔH (m)	t=t _i			t=t _f		
			FS	FS _{mín}	FS>FS _{mín}	FS	FS _{mín}	FS>FS _{mín}
1	2,6	2,6	1,78	1,30	SIM	2,19	1,30	SIM
2	5,2	2,6	1,43	1,30	SIM	1,59	1,30	SIM
3	7,8	2,6	1,49	1,30	SIM	1,50	1,30	SIM
4	11,4	3,6	1,32	1,30	SIM	1,48²⁷	1,40	SIM

(fonte: elaborado pelo autor)

8.4.3 Estabilidade interna

As análises de estabilidade interna foram executadas analiticamente com as fórmulas 22 e 23, a primeira considerando deslizamento lateral acima do reforço e, a segunda, abaixo do reforço. Os resultados podem ser avaliados na tabela 15.

Tabela 15 – Resumo dos fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade interna

ETAPA	H (m)	n	FS _{ac}	FS _{ab}	FS _{mín}	FS>FS _{mín}
1	2,6	2,00	1,51	93,06	1,50	SIM
2	5,2	2,00	1,93	59,46	1,50	SIM
3	7,8	3,92	4,17	43,68	1,50	SIM
4	11,4	3,32	3,77	31,95	1,50	SIM

(fonte: elaborado pelo autor)

É importante salientar que o valor do ângulo de atrito no contato reforço-solo (ϕ_d) foi estimado considerando que os reforços seriam dispostos no colchão de areia. Para que, na etapa 1, o FS_{ac} resultasse superior à 1,5 (FS_{mín}), seria necessário um ϕ_d mínimo de 24°, o que resulta em um ângulo de atrito interno (ϕ) mínimo de 36° para a areia utilizando a relação

²⁷ Este fator de segurança refere-se à geometria de análise em que a sobrecarga temporária já foi retirada.

apresentada no item 5.1.5 recomendada por Christopher et al. (2001). Porém, o ângulo de atrito interno de 36° é facilmente alcançado por uma areia grossa compactada como a recomendada para um colchão drenante.

O valor da resistência mobilizada no contato aterro-argila ($S_{u\text{ mob}}$) possui pouca influência no resultado da análise (da ordem de 2% para este projeto), portanto, essa parcela da fórmula 23 foi desconsiderada nos cálculos. A sobrecarga distribuída no topo do aterro foi definida como 20 kN/m conforme definido nas análises de estabilidade global. O esforço de tração mobilizado no reforço (T) foi definido como igual ao valor de T_{adm} que é o máximo esforço de tração mobilizado no reforço. Já o coeficiente de empuxo ativo do aterro (k_{aat}) foi estimado pela fórmula 46 de acordo com a Teoria de Rankine (RANKINE, 1857), resultando, para $\phi=30^\circ$, em $k_{aat}=0,333$:

$$k_{aat} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (\text{fórmula 46})$$

Onde:

k_{aat} = coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional);

ϕ = ângulo de atrito interno ($^\circ$).

9 ANÁLISES DE DEFORMABILIDADE

Este capítulo inicia-se com previsões de recalque analiticamente pela Teoria de Adensamento de Terzagui. Em seguida, é apresentado o dimensionamento da solução de aceleração de recalques e, por fim, a análise pelo Método de Elementos Finitos.

9.1 PREVISÃO DE RECALQUES

Os recalques primários são representados pelas fórmulas 25, 26 e 27. No entanto, o caso da fórmula 26 não ocorre neste projeto, uma vez que logo no primeiro alteamento a compressão se desenvolveu no trecho de recompressão e em parte na reta virgem. As tensões verticais efetivas foram avaliadas conforme a metodologia constante no apêndice C. Além disso, subtraiu-se o recalque ocorrido em uma etapa anterior da espessura de solo mole para o cálculo de recalque da posterior. Os resultados desses cálculos são apresentados na tabela 16.

Tabela 16 – Resumo dos recalques primários obtidos analiticamente

ETAPA	H (m)	ΔH (m)	σ'_{vi}	σ'_{vf}	Z (m)	ρ (m)	ρ_{acum} (m)
1	2,6	2,6	26,9	66,0	10,00	0,78	0,78
2	5,2	2,6	66,0	103,1	9,22	0,60	1,38
3	7,8	2,6	103,1	138,0	8,62	0,36	1,74
4	11,4	3,6	138,0	212,2	8,26	0,51	2,26

(fonte: elaborado pelo autor)

É importante atentar para o fato de que não foram consideradas sobrecargas atuantes no cálculo das tensões efetivas. De fato, a inclusão do efeito da mesma acarretaria no aumento dos recalques, porém, em campo não há a incidência desta sobrecarga entre os instantes avaliados no cálculo ($t=t_i$ e $t=t_f$).

9.2 ACELERAÇÃO DE RECALQUES

As soluções de aceleração de recalques que foram utilizadas no projeto são geodrenos e sobrecarga temporária. O efeito da última foi considerado nos cálculos de tempo de adensamento pelas Teorias de Terzagui e de Barron comentadas no item 5.2.3 justamente como uma sobrecarga. Assim, inicialmente, foram definidos valores padrões necessários para a realização dos cálculos, a largura do dreno (a), a espessura do dreno (b), a largura do mandril (w_m) e a espessura do mandril (t_m). Esses valores são apresentados na tabela 17.

Tabela 17 – Dimensões dos geodrenos e do mandril

a (cm)	b (cm)	w_m (cm)	t_m (cm)
10	0,5	12	6

(fonte: elaborado pelo autor)

Com isso, foi possível calcular os diâmetros equivalentes do dreno (d_w) e do mandril (d_m) pelas fórmulas 28 e 29, respectivamente. Além disso, foram calculados o diâmetro da área afetada pelo amolgamento (d_s), comumente referida como *smear zone*, pela fórmula 30 e o diâmetro de influência da malha (d_e), que neste caso foi escolhida como triangular, com resultado dado pela fórmula 32. Os resultados desses cálculos são apresentados na tabela 18.

Tabela 18 – Cálculo de diâmetros equivalentes, da *smear zone* e de influência da malha

d_w (cm)	d_m (cm)	d_s (cm)	d_e (m)
6,68	9,57	19,15	1,58

(fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, foram calculados os valores da função de *smear* (F_s) e da densidade de drenos (F_n), considerando que a razão $k_h/k'_h=k_h/k_v=1,5$, conforme explicado no item 5.2.3.4, pelas fórmulas 33 e 35, respectivamente. Isso resulta em $F_s=0,526$ e $F_n=2,41$. A função de resistência hidráulica (F_q) foi calculada posteriormente, considerando que a mesma varia com o valor de k_h .

Como não foi considerada a ocorrência de drenagem pelas lentes de areia sem continuidade lateral abaixo da argila mole, admitiu-se somente drenagem superior, ou seja, pelo colchão de areia. Isso resultou em um comprimento característico do dreno (L) de 10 m (comprimento dos geodrenos e da camada de solo mole) e de uma distância máxima de drenagem (h_d) de 10 m.

A vazão do dreno (q_w) é de 100 m³/ano, valor conservativo comumente assumido (INDRARATNA; BAMUNAWITA, 2002). Esse valor foi escolhido, pois a vazão pode alcançar valores da ordem de 800 m³/ano, mas com os dobramentos que sofre com o processo de adensamento, a vazão pode diminuir até 25 m³/ano ou até zero se as dobras obstruírem o fluxo (INDRARATNA; BAMUNAWITA, 2002).

Também foi calculada a variação das condutividades hidráulicas em função do adensamento sofrido pelo solo mole. Para tanto, foram utilizadas relações básicas da Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzagui e a definição do índice de compressão (C_c) apresentada na fórmula 6, todas constantes em Ortigão (c1995). Os cálculos algébricos resultaram na fórmula 47:

$$k_v = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{1 + e_o} \cdot \frac{\log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}\right)}{\sigma'_{vf} - \sigma'_{vi}} \cdot C_c \quad (\text{fórmula 47})$$

Onde:

k_v = coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s);

c_v = coeficiente de adensamento vertical (m²/s);

γ_w = peso específico da água (kN/m³);

e_o = índice de vazios inicial (adimensional);

C_c = índice de compressão (adimensional);

σ'_{vf} = tensão vertical efetiva final (kPa);

σ'_{vi} = tensão vertical efetiva inicial (kPa).

Com essas informações, considerando válida a relação $k_h/k_v=1,5$, com F_q dado pela fórmula 34, fator tempo vertical (T_v) calculado pela fórmula 36, grau de adensamento vertical (U_v) pela fórmula 37 ou 38, fator tempo horizontal (T_h) pela fórmula 39 e grau de adensamento

horizontal (U_h) pela equação 2, calculou-se tempo necessário para o adensamento (t_{ad}) utilizando a fórmula 40. É importante observar que este cálculo é iterativo, uma vez que é preciso estimar um t_{ad} na fórmula 36 e refazer o processo de cálculo com o t_{ad} da fórmula 40. O resultado desses cálculos é apresentado na tabela 19.

Tabela 19 – Cálculo do tempo necessário para ocorrência do adensamento primário para cada alteamento

ETAPA	U (%)	σ'_{vi} (kPa)	σ'_{vf} (kPa)	k_v (m/s)	k_h (m/s)	F_q	T_v	U_v	T_h	U_h	t_{ad} (dias)
1	60	26,9	66,0	5,27E-09	7,90E-09	0,196	0,005	0,077	0,320	0,567	33,2
2	60	66,0	103,1	2,76E-09	4,14E-09	0,103	0,004	0,076	0,311	0,567	32,2
3	60	103,1	138,0	1,92E-09	2,88E-09	0,071	0,004	0,075	0,308	0,568	31,9
4	96	138,0	212,2	1,33E-09	2,00E-09	0,049	0,016	0,220	1,083	0,949	112,3

(fonte: elaborado pelo autor)

Com isso, assumindo um tempo construtivo (t_c) de 7 dias por camada, foi estimado o tempo total de construção esperado para a obra dado pelo tempo acumulado (t_{acum}) na tabela 20.

Tabela 20 – Estimativa de tempo executivo da obra

ETAPA	t_c (dias)	t_{ad} (dias)	t_{acum} (dias)
1	7	33,2	40,2
2	7	32,2	79,4
3	7	31,9	118,4
4	7	112,3	237,7
Remoção da sobrec. temp.	4	-	241,7

(fonte: elaborado pelo autor)

9.3 ANÁLISE PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

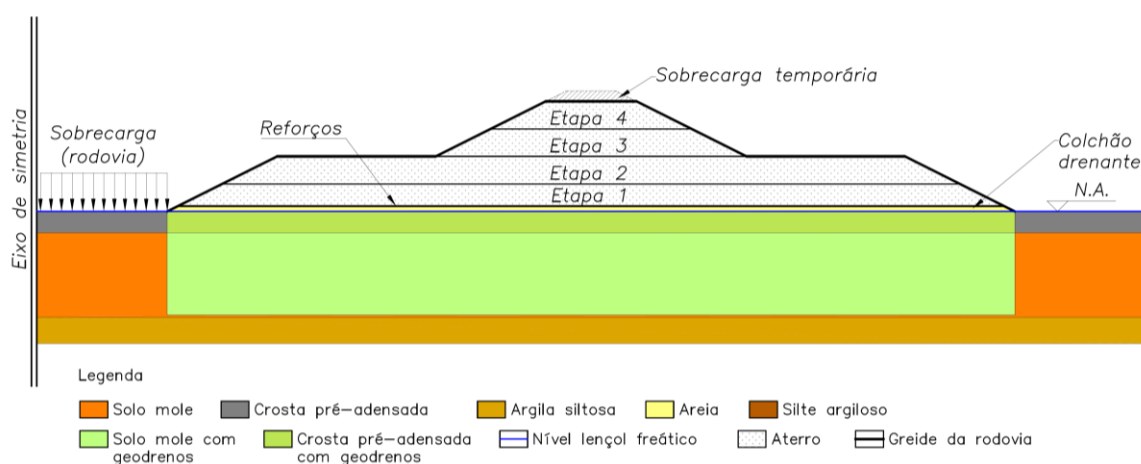
A modelagem pelo Método de Elementos Finitos (MEF) foi realizada por um modelo bidimensional uma vez que o aterro pode ser considerado infinito devido ao grande

comprimento longitudinal da interseção, além de simplificar o processo se comparada a uma modelagem tridimensional.

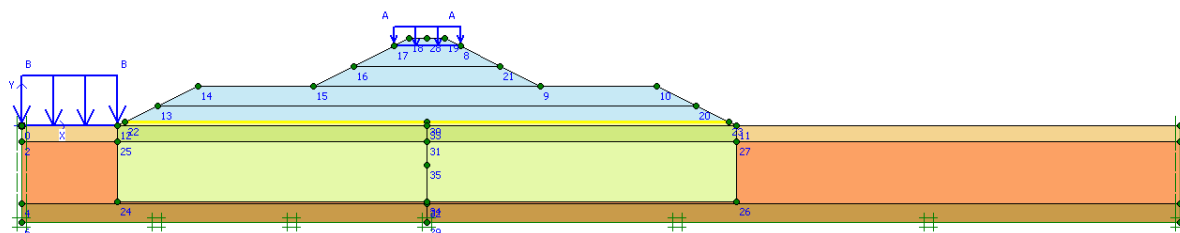
Considerou-se uma seção de análise mais complexa e real que a utilizada nas análises de estabilidade global e nos cálculos analíticos realizados uma vez que essas análises possuem diversas limitações quando o problema carece de simplicidade. Os modelos, parâmetros e propriedades utilizados para os solos foram apresentados nas tabelas 8 e 9.

Assim, considerou-se uma sobrecarga do aterro da rodovia existente de 54 kN/m, no entanto, não foi considerado pré adensamento sofrido abaixo da rodovia pelo solo mole conforme a figura 40. Considerou-se também que há uma barreira impermeável no eixo de simetria do problema que seria a situação crítica de construção concomitante dos ramos norte e sul. O problema foi restringido, na parte inferior, de deslocamentos nas direções vertical e horizontal, e, nas partes laterais, de deslocamentos horizontais. Ainda, foi configurado o remalhamento entre cada etapa de cálculo e a atualização das poropressões, procedimentos indicados quando as deformações são grandes a ponto de alterar as formas geométricas (BRINKGREVE, c2002). O reforço foi implantado entre o colchão drenante e o aterro com resistência à tração de 1.168 kN/m e módulo de rigidez de 20.250 kN/m, conforme item 8.3. Na figura 46, é apresentada a seção em que se basearam as análises pelo MEF e na figura 47 é apresentada a mesma seção analisada no *software Plaxis*.

Figura 46 – Seção transversal representativa que baseou a análise pele MEF



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 47 – Seção transversal analisada no *software Plaxis*

(fonte: elaborado pelo autor)

O efeito dos geodrenos foi considerado no modelo por um método simples desenvolvido por Chai et al. (2001) em que não é necessário discretizar os drenos verticais e a *smear zone*, o que simplifica a modelagem para fins práticos de Engenharia (YILDIZ, 2009). Isso pode ser visualizado na figura 46 em que as regiões “solo mole com geodrenos” e “crosta pré-adensada com geodrenos” substituem o conjunto formado pelo solo natural, pela *smear zone* e pelo geodreno.

Esse método baseia-se no fato de que drenos verticais aumentam a condutividade hidráulica do solo na direção vertical (CHAI et al., 2001). Assim, esse autor buscou estabelecer um valor de condutividade hidráulica vertical que representasse o efeito causado pela drenagem vertical do solo natural e da drenagem radial devido aos geodrenos. Esse valor foi denominado coeficiente de condutividade hidráulica vertical equivalente (k_{ve}) dado pela fórmula 48 que exige o cálculo da constante μ (fórmula 49) (CHAI et al., 2001).

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2,5 \cdot L^2}{\mu \cdot D_e^2} \cdot \frac{k_h}{k_v} \right) \cdot k_v \quad (\text{fórmula 48})$$

$$\mu = \ln\left(\frac{D_e}{d_s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - \frac{3}{4} + \pi \cdot \frac{2 \cdot L^2 \cdot k_h}{3 \cdot q_w} \quad (\text{fórmula 49})$$

Onde:

k_{ve} = coeficiente de condutividade hidráulica vertical equivalente (m/s);

k_v = coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s);

L = comprimento do dreno (m);

μ = coeficiente μ (adimensional);

D_e = diâmetro do cilindro de solo influenciado pelo geodreno (m);

k_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal (m/s);

k_v = coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s);

d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento (m);

k_s = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal da *smear zone* (m/s);

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m);

q_w = vazão do dreno (m³/s).

Esses cálculos foram realizados para as camadas de argila mole e para a crosta pré-adensada e os resultados de k_{ve} para as duas camadas são apresentados na tabela 21.

Tabela 21 – Cálculo de k_{ve} para o solo mole e crosta pré-adensada

SOLO	ARGILA MOLE	CROSTA PRÉ-ADENSADA
D_e (m)	1,4	1,4
d_w (m)	0,067	0,067
d_s (m)	0,191	0,191
L (m)	9,8	9,8
q_w (m ³ /s)	3,17E-06	3,17E-06
k_v (m/s)	7,53E-09	4,49E-08
k_h (m/s)	1,13E-08	6,74E-08
k_h/k_s	20	20
μ	23,01	26,56
k_{ve} (m/s)	6,77E-08	3,56E-05

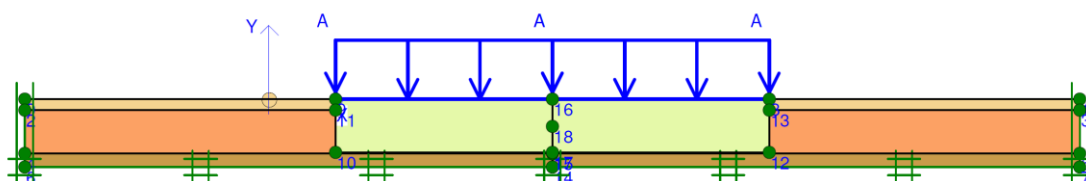
(fonte: elaborado pelo autor)

Assim, para o solo mole e para a crosta pré-adensada, considerou-se k_h =zero e $k_v=k_{ve}$ como dados de entrada do *software* na região influenciada pelos drenos.

É importante salientar que o comprimento do dreno (L) foi considerado como 9,80 m, da mesma forma como foi desenhado no *software* de forma a garantir que a drenagem fosse

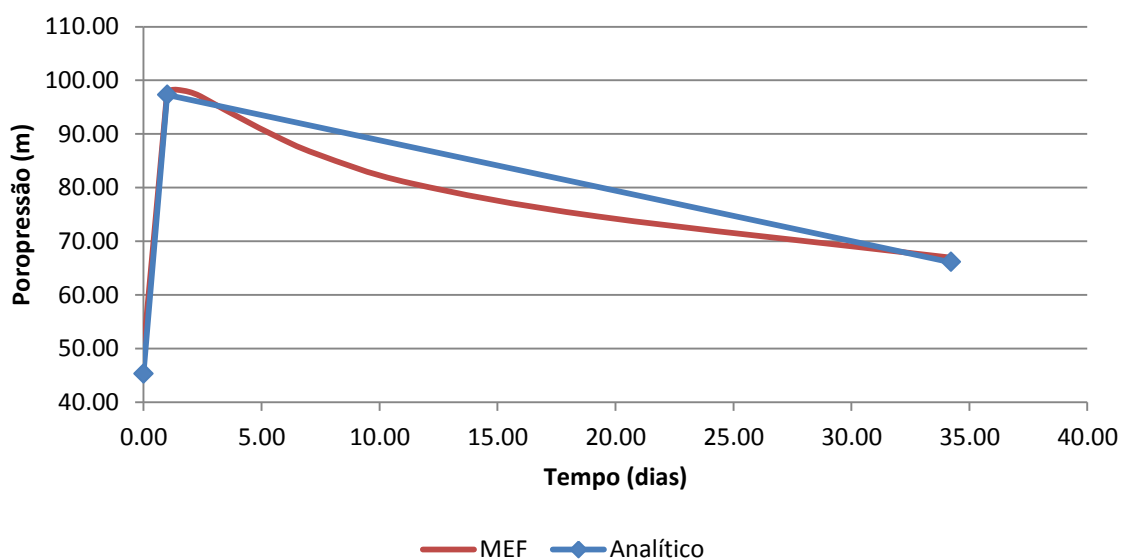
somente superior, uma vez que os 20 cm de solo mole imediatamente abaixo pode ser considerado impermeável. Além disso, a razão k_h/k_s depende de ensaios de laboratório específicos, no entanto, sabe-se que este valor apresenta grande variabilidade (de 5 a 20 em ensaios em escala real) (BERGADO et al., 1993; CHAI et al., 2001). Então, devido ao fato desses ensaios não terem sido realizados e ao grande impacto causado por esse valor na análise, utilizou-se o mesmo para calibrar o modelo em uma análise paramétrica. Isso foi realizado considerando um modelo muito próximo ao analítico, porém, sem a presença de crosta pré-adensada e sem restrições laterais referentes a eixos de simetria (figura 48). Assim, foi monitorada a poropressão resultante no centro da camada de solo mole somente para os instantes $t=t_i$ e $t=t_f$ da primeira camada de forma que a dissipação do excesso de poropressão fosse o mesmo nos dois modelos para o tempo estimado na análise analítica (figura 49). Essa análise paramétrica resultou em $k_h/k_s=20$.

Figura 48 – Seção de análise para calibração no *software Plaxis*



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 49 – Comparação entre as dissipações do excesso de poropressão analítica e do modelo calibrado para o MEF

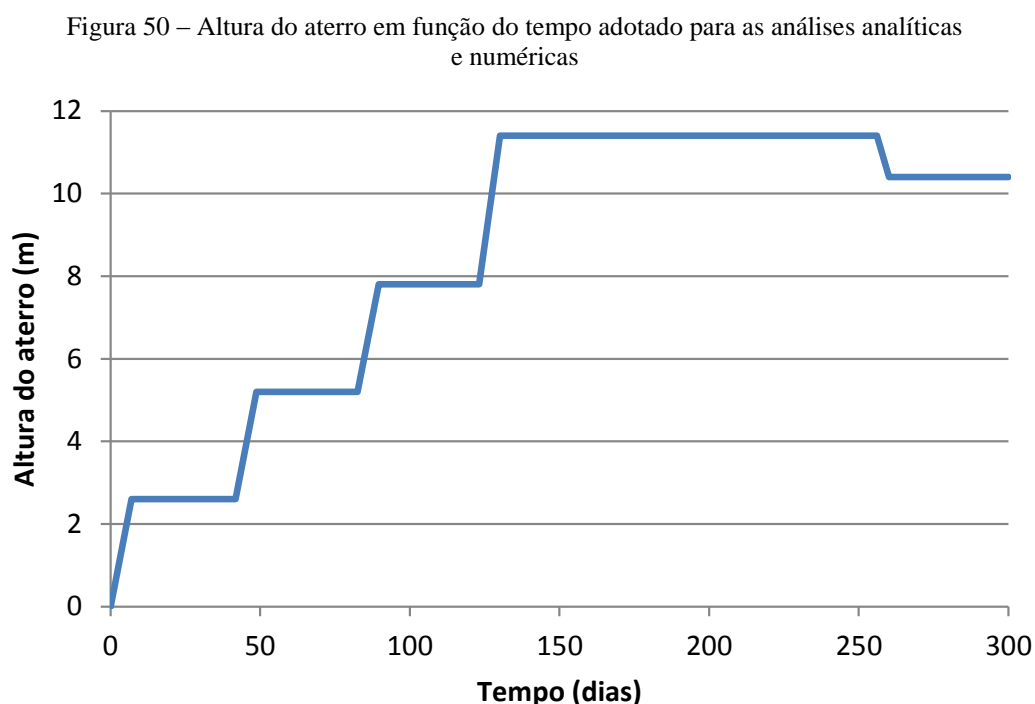


(fonte: elaborado pelo autor)

10 RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES

Este capítulo tem por objetivo apresentar e/ou comparar os resultados convenientes obtidos pelas análises. Foram apresentados resultados de alteamento, poropressão, recalque, fator de segurança à estabilidade e do ganho de S_u todos em função do tempo. Além disso, são comparadas as informações obtidas sobre o comportamento do reforço.

Inicialmente, foi plotada na figura 50 a altura do aterro em função do tempo que consiste na mesma tanto nas análises de estabilidade quanto de deformabilidade.

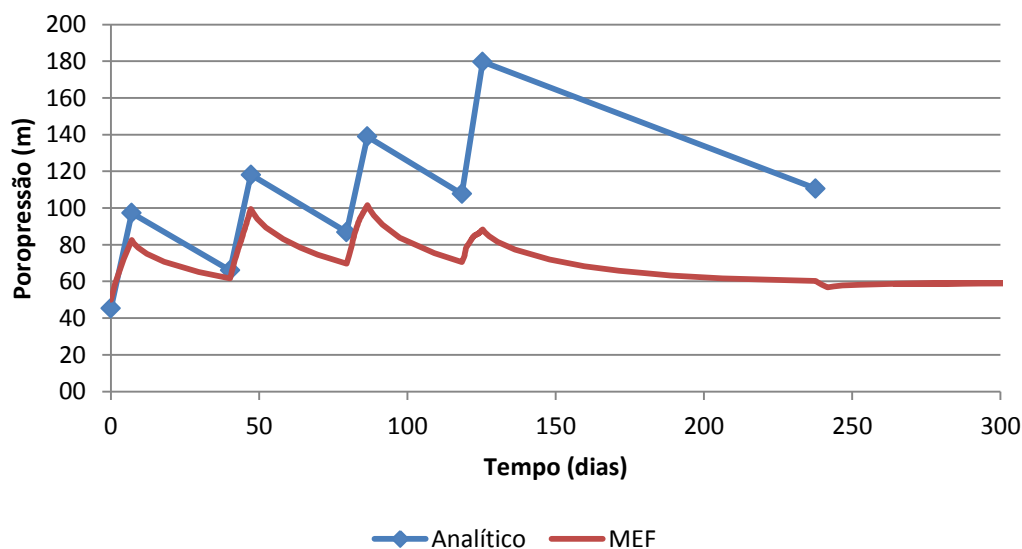


(fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, foram comparadas as poropressões no centro da camada de argila mole resultante das análises analíticas e do MEF na figura 51. Nota-se que nas etapas iniciais o comportamento apresentou alguma semelhança nas análises, no entanto, com o aumento do tempo a diferença aumentou.. Esse comportamento era esperado uma vez que, nas análises realizadas pelo MEF, foi permitida a dissipação do excesso de poropressão nas etapas construtivas, enquanto que nas analíticas, não. Além disso, a sobrecarga gerada pelo alteamento não é totalmente convertida em poropressão à medida que a altura do aterro

aumenta. Outro fato é a presença da crosta pré-adensada que possui maior capacidade drenante que a argila mole considerada na análise analítica.

Figura 51 – Poropressão em função do tempo nas análises analíticas e numéricas

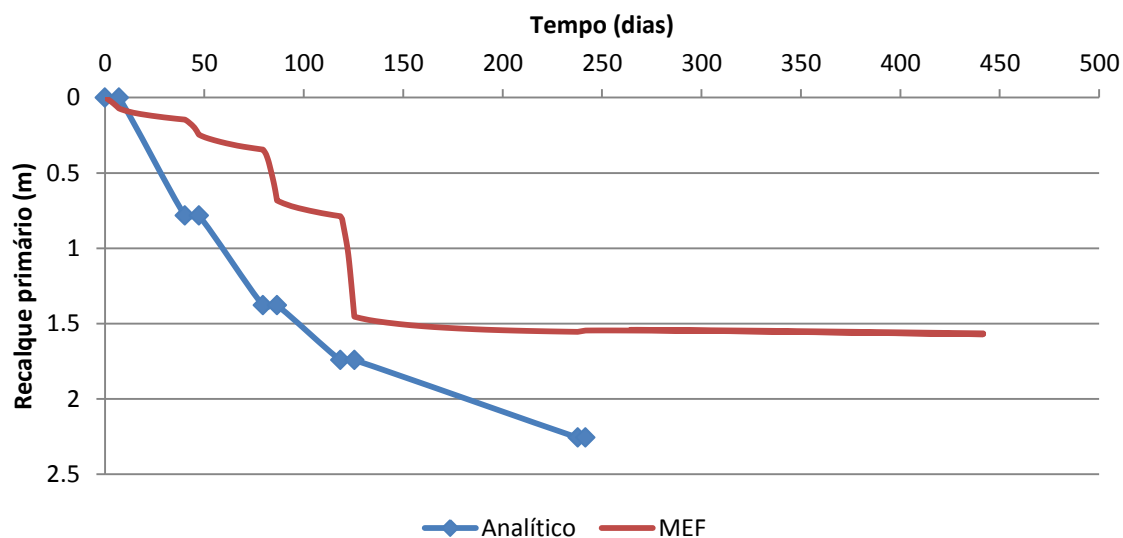


(fonte: elaborado pelo autor)

O recalque foi plotado em função do tempo para as análises analíticas e numéricas na figura 52 de um ponto localizado entre o solo mole e o colchão drenante no centro do aterro. Percebeu-se grande variação nos recalques calculados, porém, esse resultado também era esperado, uma vez que não foi considerado o recalque imediato nos cálculos analíticos e na análise pelo MEF esse resultado é inerente. Além disso, até a segunda etapa, o recalque que comandou o processo ocorreu abaixo das plataformas das bermas de equilíbrio, densificando o solo da área central e restringindo recalques posteriores. Também, sabe-se que a utilização de reforços diminui os recalques sofridos pelo aterro.

Ainda, é importante salientar que nas análises pelo MEF não foram consideradas sobrecargas construtivas da mesma forma que os recalques analíticos foram calculados. Inclusive, o efeito da consideração das mesmas não causaria acréscimos significativos aos esforços e às deformações induzidas no reforço para este caso específico, fato testado pelo autor do trabalho. E, como os esforços de projeto na geogrelha, ou seja, os que basearam a escolha da geogrelha, foram calculados nas análises de estabilidade, não houve problema na desconsideração da sobrecarga nas análises do MEF.

Figura 52 – Recalque em função do tempo adotado nas análises analíticas e numéricas

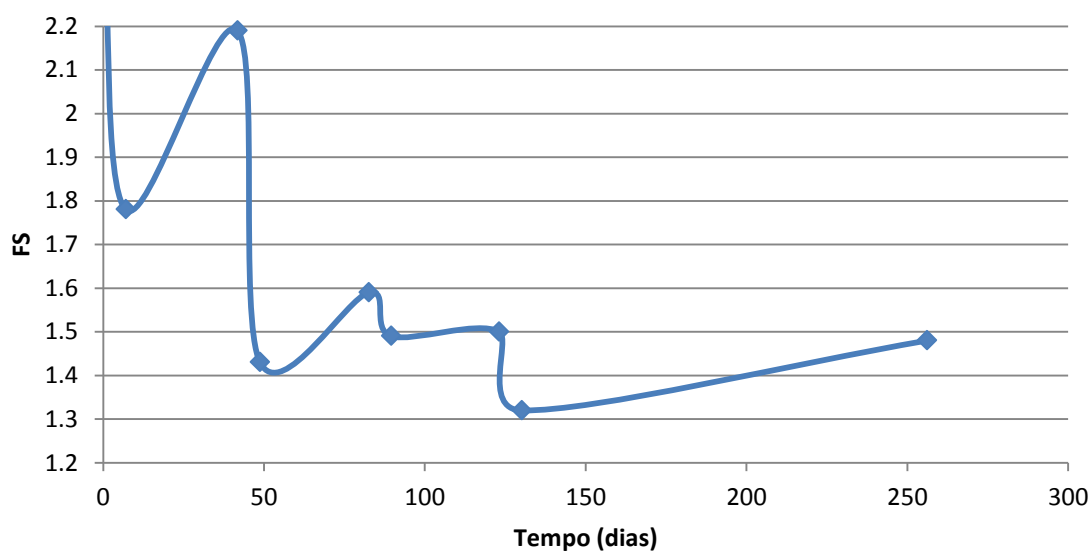


(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, a análise analítica resultou em recalques no centro do aterro da ordem de 2,25 m e a pelo MEF, em recalques da ordem de 1,60 m.

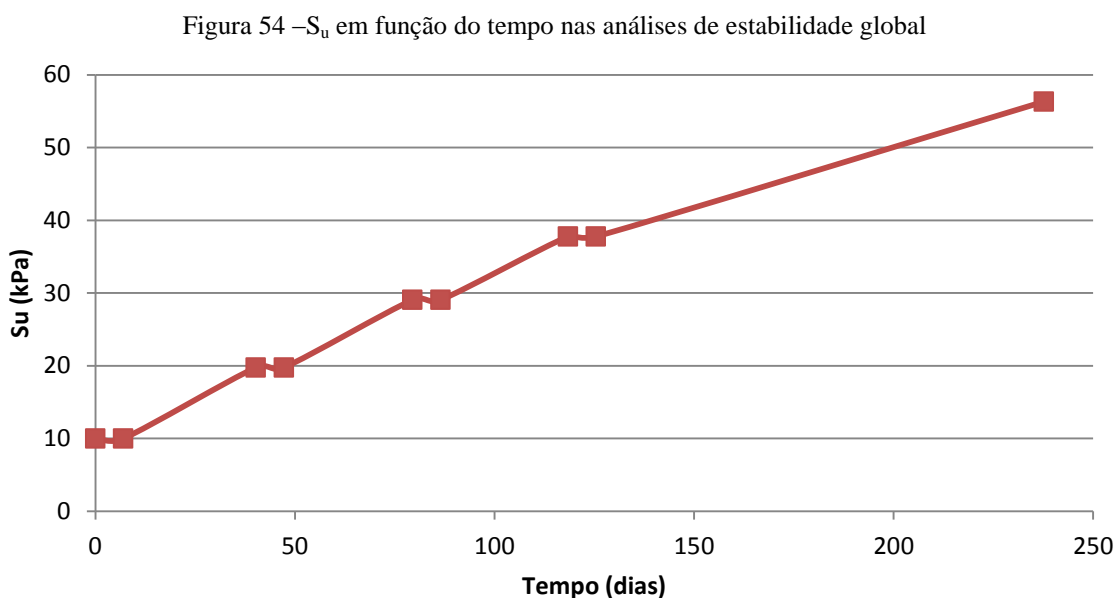
Pelas análises de estabilidade global foi possível plotar a variação do fator de segurança quanto à estabilidade em função do tempo na figura 53 em que é possível observar os FS obtidos para cada alteamento

Figura 53 – Variação do fator de segurança em função do tempo nas análises de estabilidade global



(fonte: elaborado pelo autor)

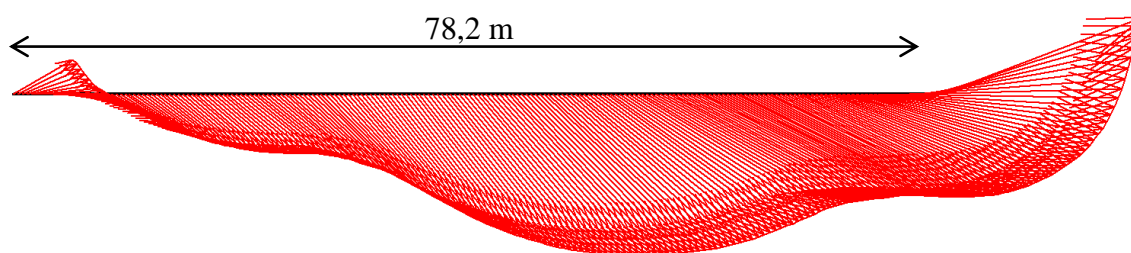
Foi plotado também a variação de S_u em função do tempo na figura 54.



(fonte: elaborado pelo autor)

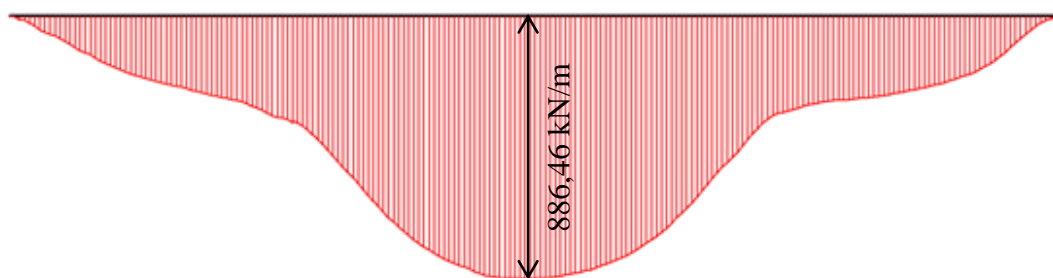
Pelo MEF, pôde ser determinada a alongação máxima da geogrelha (Δl) após o final da obra que resultou em 2,32 m (figura 55) e o esforço máximo de tração mobilizado no reforço ($T_{m\acute{a}x}$) como 886,46 kN/m (figura 56). O comprimento da geogrelha (l) representada no MEF era de 78,2 m, logo, a deformação específica da geogrelha (ϵ) resultou em 2,97% de acordo com a fórmula 50:

Figura 55 – Deslocamento de cada ponto da geogrelha representado por vetores



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 56 – Diagrama das cargas de tração atuantes na geogrelha



(fonte: elaborado pelo autor)

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{fórmula 50})$$

Onde:

ε = deformação específica da geogrelha (adimensional);

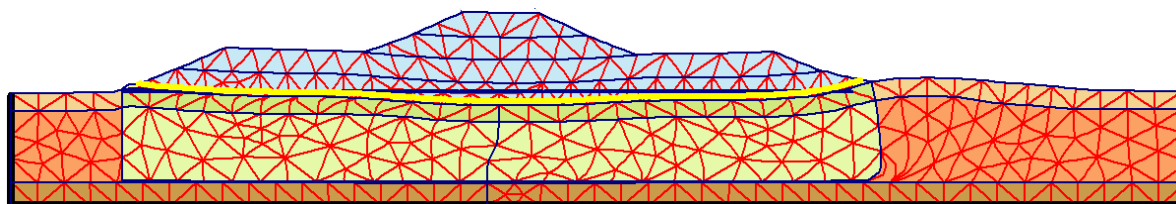
Δl = alongação máxima da geogrelha (m);

l = comprimento da geogrelha (m).

Foi possível notar que a geogrelha escolhida possui comportamento satisfatório para este caso uma vez que $T_{\text{máx}} < T_{\text{adm}}$ e $\varepsilon < 5\%$, valor de deformação típico em projetos conforme Rowe e Li (2005).

Na figura 57 pode ser visualizada a estrutura do aterro deformada em sua configuração final de forma ilustrativa.

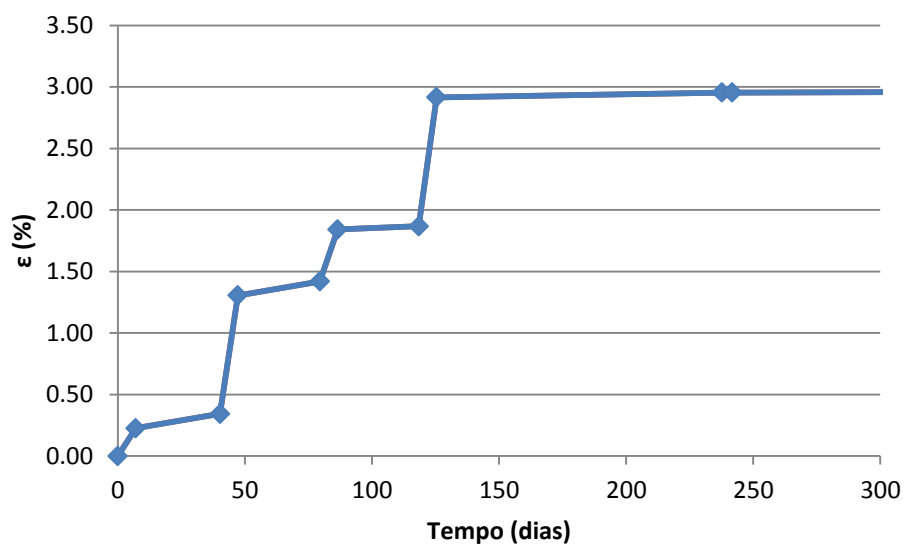
Figura 57 – Estrutura do aterro deformada pelo MEF



(fonte: elaborado pelo autor)

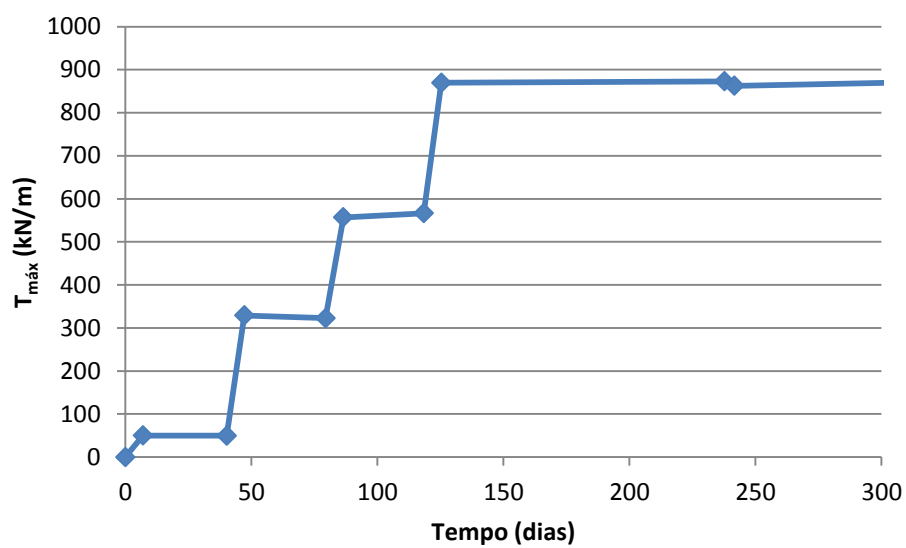
Nas figuras 58 e 59 foram plotados a deformação específica da geogrelha (ε) e o esforço máximo de tração mobilizado no reforço ($T_{\text{máx}}$) a cada alteamento.

Figura 58 – Deformação específica da geogrelha em função do tempo



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 59 – Esforço máximo de tração mobilizado na geogrelha em função do tempo



(fonte: elaborado pelo autor)

11 ESPECIFICAÇÕES BÁSICAS DO PROJETO

A implantação do sistema drenagem vertical exige a utilização de equipamentos de grande porte e é necessário que o terreno esteja plano. O aterro de conquista pode ser uma camada de solo arenoso ou areno-argiloso com resistência moderada que permita a circulação do equipamento de instalação dos geodrenos. Para este caso, o aterro de conquista deve possuir de 60 cm a 80 cm de espessura.

Os geodrenos a serem empregados devem possuir vazão $\geq 1.000 \text{ m}^3/\text{ano}$ e serem envoltos por filtro têxtil. O mandril de instalação deve possuir no máximo 70 cm^2 de seção transversal. Devem ser dispostos em malha triangular e espaçados em 1,4 m.

É ideal que o colchão de areia seja implantado após a cravação dos geodrenos, com espessura de 50 cm. A areia empregada deve ser quartzoza, lavada e possuir coeficiente de condutividade hidráulica mínima de $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$.

As geogrelhas devem ser de poliéster com resistência à tração nominal de 2.700 kN/m e módulo de rigidez nominal de 20.250 kN/m, podendo ser moduladas e igualmente espaçadas no colchão drenante. Neste aterro de aproximação há a necessidade de utilização de geogrelhas unidirecionais nos sentidos transversal e longitudinal, ou seja, esses reforços devem ser justapostos. O trespasse transversal deve ser de no mínimo 20 cm e, longitudinalmente, os trespases devem ser evitados. Devem ser previstas ancoragens de extremidade de aproximadamente 5,50 m, 2 m em trecho reto e o restante em curva.

O aterro foi previsto com ângulo de atrito interno de 30° e coesão de 2 kPa, o que deve corresponder a um saibro compactado saturado (submetido a longos períodos muito chuvosos). Para os materiais de sobrecarga só há a restrição de que peso específico natural do solo compactado seja igual 20 kN/m^3 .

12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou os passos principais a serem seguidos em um projeto de aterros sobre solos moles nas etapas de análise de investigações geotécnicas, análises de estabilidade e análises de deformabilidade. Essas análises foram realizadas de acordo com metodologias internacionalmente aplicadas, porém, levando em consideração a experiência brasileira no assunto.

Na etapa de análise das investigações, foram definidos diversas propriedades e parâmetros relativamente confiáveis para o depósito de argila mole que se mostrou consideravelmente homogêneo na comparação entre os ensaios. Além disso, foram definidas propriedades e parâmetros para os demais solos sem, no entanto, serem baseadas em ensaios específicos dos mesmos. Para tanto, mesmo que, *a priori*, o comportamento da estrutura como um todo seja controlado pelo solo compressível, foi adotada uma postura conservativa na definição desses valores pelo autor.

As etapas de análises de estabilidade realizadas por métodos analíticos e pelo Método de Equilíbrio Limite, além da etapa de dimensionamento das soluções de aceleração de recalques, puderam definir praticamente todo o problema em questão. Por exemplo, geometria do aterro, altura de cada alteamento, prazo executivo total e para cada camada, esforço de tração atuante do reforço, dentre outros. Já a previsão de recalques obtida analiticamente definiu um limite superior aos recalques que possam ocorrer, sendo útil na estimativa de volumes de sobreaterro a compensar.

Nas análises numéricas pelo Método de Elementos Finitos buscou-se aproximar o problema da solução analítica, incluindo alguns fatores importantes nos resultados desconsiderados nas demais análises. A principal finalidade dessa análise consistiu na obtenção do comportamento tensão-deformação da geogrelha que não há possibilidade de se estimar pelas demais análises. Essa análise foi realizada de forma simplificada, ou seja, para fins de projeto, resultando em um comportamento diferenciado se comparada às demais. Porém, essas diferenças eram previstas, principalmente pelas limitações inerentes aos cálculos analíticos em problemas complexos, o que justificou a execução dessa análise. O autor deste trabalho buscou justificar essas diferenças com algumas hipóteses principais, no entanto, como o comportamento de um

aterro sobre solos moles carece de simplicidade, considerou-se provável que possa haver diversos outros fatores não listados.

Por fim, foi possível definir os elementos importantes para o alteamento da estrutura de aterro sobre solos moles em questão de forma segura e atendendo a critérios mínimos de estabilidade e servicibilidade estabelecidos na literatura.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. de S. S. de. **Aterros sobre solos moles**: da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro: Editora da UFRJ, 1996.
- ALMEIDA, M. de S. S. de; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles**: projeto e desempenho. São Paulo: Oficina de Textos, c2010 (reimpr. 2011).
- ALMEIDA, M. de S. S. de; MARQUES, M. E. S.; BARONI, M. Geotechnical parameters of very soft clays from CPTU. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 2nd, 2010, Huntington Beach. **Proceedings...** [S. l.; s. n.], 2010. Não paginado.
- ANTUNES FILHO, V. **Análise numérica do aterro de Juturnaíba sobre solo orgânico mole**. 1996. 160 f. Tese (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/1145-valdir-antunes-filho-mestrado?Itemid=>>. Acesso em: 13 abr. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905 (MB-3122)**: solo - ensaio de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.
- _____. **NBR 12007 (MB-3336)**: solo - ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.
- _____. **NBR 12069 (MB-3406)**: solo - ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.
- _____. **NBR 11682**: estabilidade de enconstas. Rio de Janeiro, 2009.
- AZZOUZ, A. S.; BALIGH, M. M.; LADD, C. C. Corrected field vane strength for embankment design. **Journal of Geotechnical Engineering**, [New York], v. 109, n. 5, p. 730-734, May 1983. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281983%29109%3A5%28730%29>>>. Acesso em: 6 jun. 2014.
- BARONI, M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da barra da tijuca**. 2010. 249 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programas de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/1299-magnos-baroni-mestrado?Itemid=>>. Acesso em: 13 abr. 2014.
- BERGADO, D. T.; MUKHERJEE, K.; ALFARO, M. C.; BALASUBRAMANIAM, A. S. Prediction of vertical-band-drain performance by the finite-element method. **Geotextiles and Geomembranes**. [S. l.], v. 12, n. 6, p. 567-586, feb. 1993.
- BERTUOL, F. **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório**. 2009. 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade

Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. Disponível em:
<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/17565/000720274.pdf?...1>>. Acesso em: 6 jun. 2014.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8th, 1973, Moscow. **Proceedings...** Moscow: 1973. p. 111-159.

BRINKGREVE, R. B. J. (Ed.). PLAXIS: 2D - Version 8. [Rotterdam]: Balkema, c2002.

BRITISH BOARD OF AGREEMENT. **Roads and Bridges Agrément Certificate N°01/R125**: Fortrac geosynthetics. Watford, 2008.

CHAI, J.; SHEN, S.; MIURA, N.; BERGADO, D. Simple method of modeling PVD-improved subsoil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [New York], v. 127, n. 11, p. 965-972, Nov. 2001. Disponível em:
<<http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%291090-0241%282001%29127%3A11%28965%29>>. Acesso em: 27 out. 2014.

CHRISTOPHER, B. R.; HOLTZ, R. D.; BERG, R. R. Geosynthetic reinforced embankments on soft foundations. In: SOFT GROUND TECHNOLOGY CONFERENCE, 2000, Noordwijkerhout. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 2001. p. 206-236.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. de; OLIVEIRA, A. T. J. de. Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras - Recife e Rio de Janeiro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1998. p. 927-936.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **PRO 381**: projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de projeto de interseções**. 2. ed., Rio de Janeiro, 2005.

DUNCAN, J. M.; BUCHIGNANI, A. L. **An engineering manual for settlement studies**. Berkeley: University of California, 1976.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1st, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p. 777-783.

INDRARATNA, B.; BAMUNAWITA, C. I. Soft clay stabilisation by mandrel driven geosynthetic vertical drains. **Australian Geomechanics**, [S. l.], v. 37, n. 5, p. 57-86, dec. 2002.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11th, 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p. 57-153.

MASSAD, F. **Obras de terra**: curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MAYNE, P. W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced *in-situ* tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN-SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES & CASE HISTORIES, 2001, Bali. **Proceedings...** Bandung: Parahyangan Catholic University, 2001. Não paginado.

NACCI, D. C.; SCHNAID, F. Projeto e desempenho do aterro sobre argila mole na ampliação do aeroporto internacional Salgado Filho. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 24, n. 3, p. 251-266, set.-dez. 2001.

NASCIMENTO, C. M. C. do. **Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles**. 2009. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2009.

OLIVEIRA, H. M. de. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura**. 2006. 495 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

OLIVEIRA, H. M. de; ALMEIDA, M. de S. S. de. Aplicação em adensamento de solos compressíveis. In: VERTEMATTI, J. C. (Coord.). **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, c2004. p. 275-294.

OLIVEIRA, J. T. R. de **A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de Argilas Moles**. 2002. 260 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, c1995.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta. **Solos e Rochas**, [São Paulo], v. 9, n. 2, p. 33-45, ago. 1986.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. (2. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, c2006. (reimpr. 2011).

RANKINE, W. J. M. On the stability of loose earth. **Philosophical Transaction of the Royal Society of London**, London, v. 147, p. 9-27, Jan. 1857. Disponível em: <<http://rstl.royalsocietypublishing.org/content/147/9.full.pdf+html>>. Acesso em: 12 nov. 2014.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. 5th ed. California: Gregg Drilling & Testing, 2012.

ROWE, R. K.; LI, A. L. Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. **Geosynthetics International**, [London], v. 12, n. 1, p. 50-85, jan. 2005.

RUSSELL, D. **Finite element analysis of embankments on soft ground incorporating reinforcement and drains**. 1992. 257 f. Thesis (Doctor of Philosophy) – Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, 1992.

SCHNAID, F.; NACCI, D.; MILITITSKY, J. **Aeroporto Internacional Salgado Filho: infraestrutura civil e geotécnica**. 1. ed. Porto Alegre: Sagra Luzzatto, 2001.

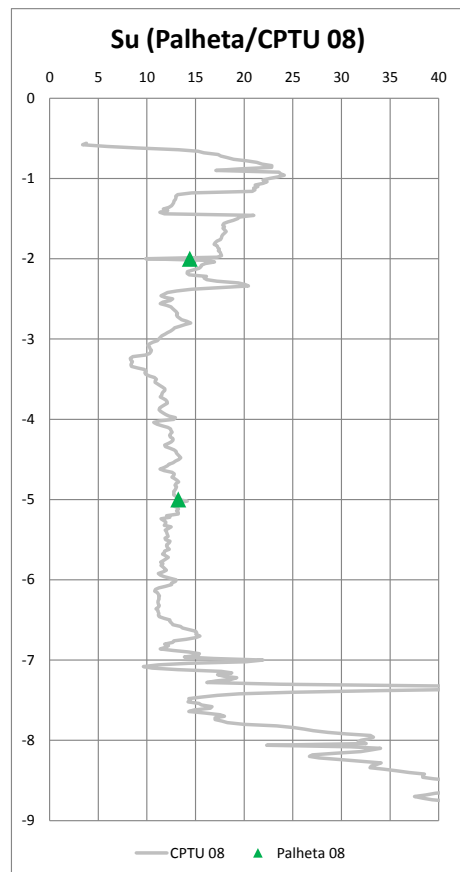
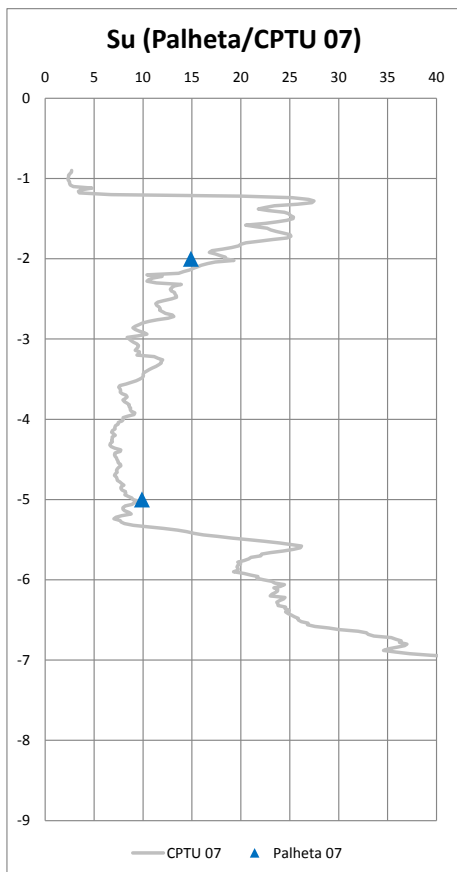
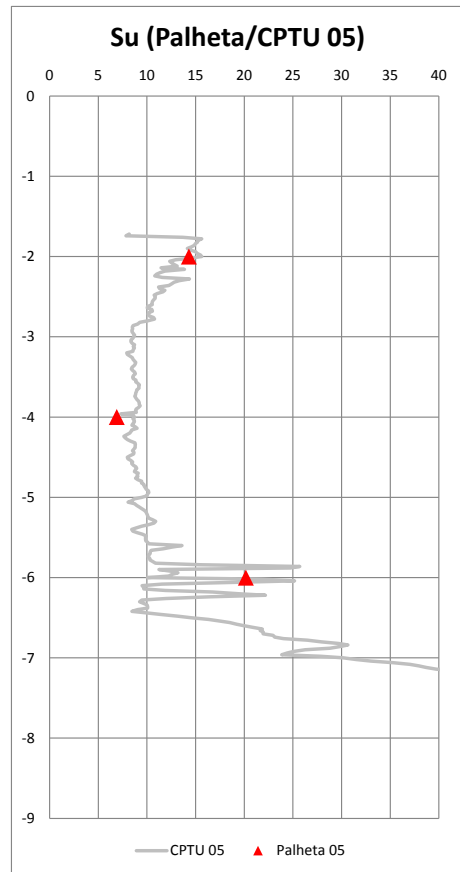
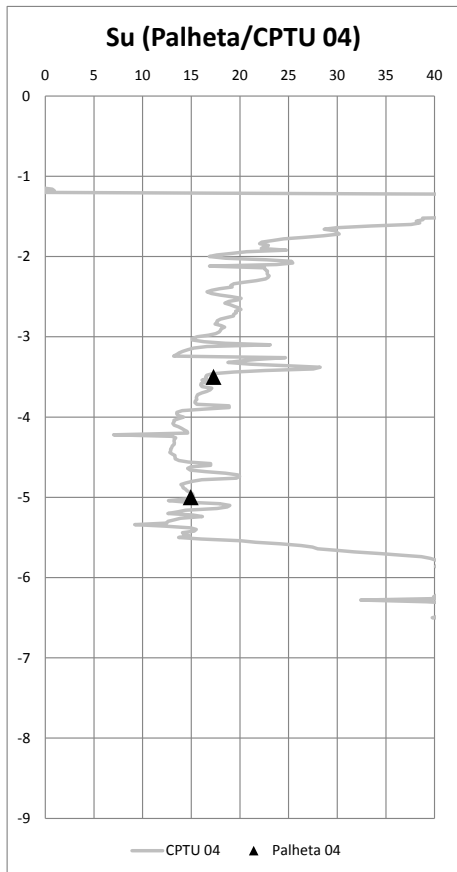
SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, c2012.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, c2010. (reimpr. 2012).

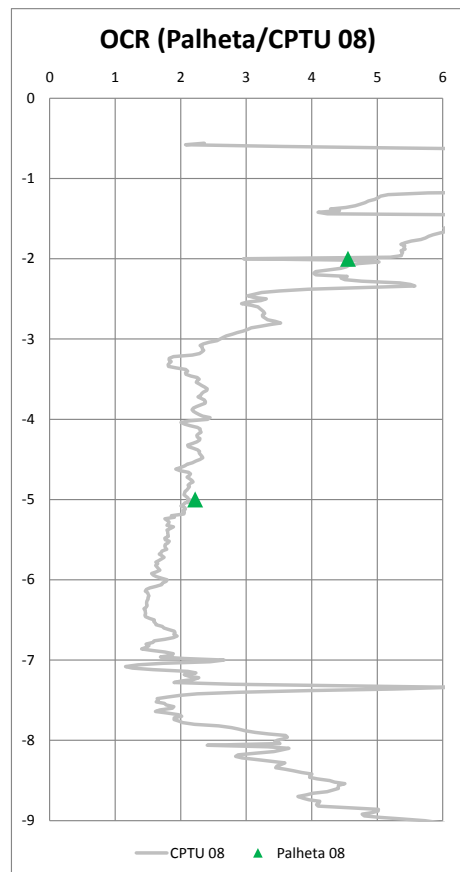
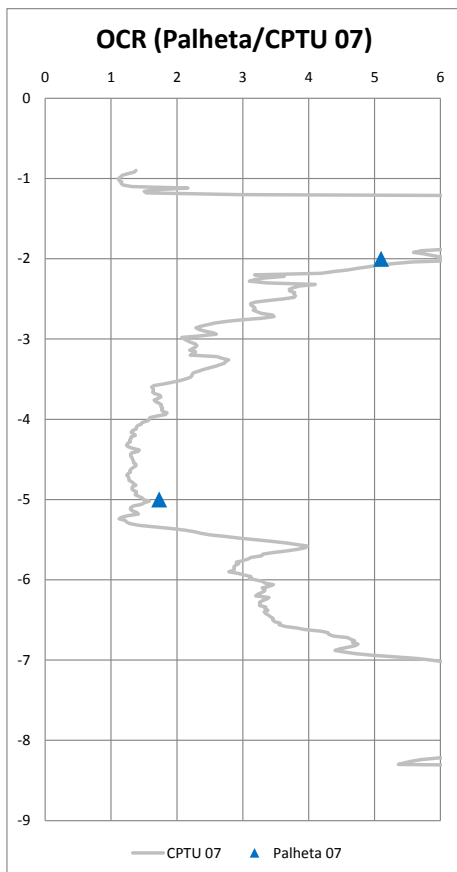
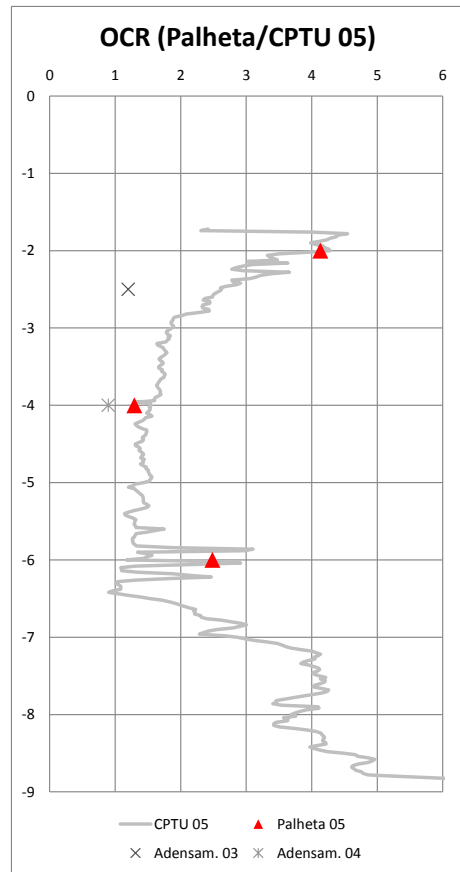
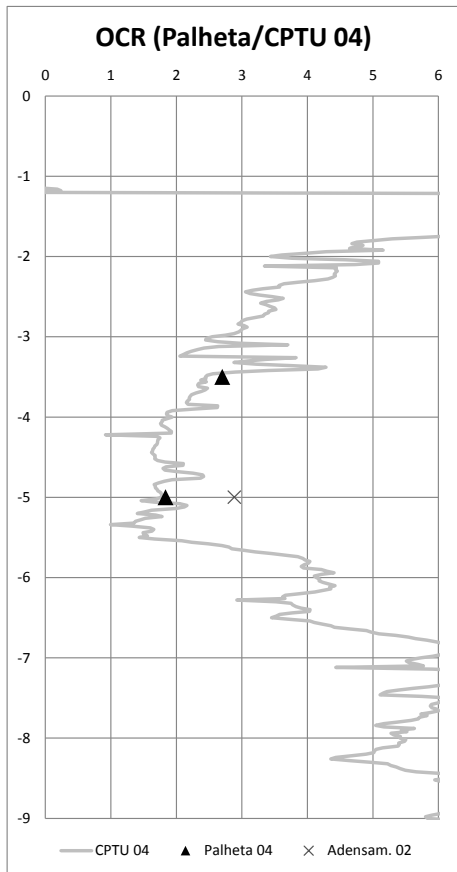
VERTEMATTI, J. C. Aplicações em reforço de solos. In: _____ (Coord.). **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, c2004. p. 63-174.

YILDIZ, A. Numerical modeling of vertical drains with advanced constitutive models. *Computers and Geotechnics*, v. 36, n. 6, p. 1072-1083, Jul. 2009. Disponível em: <http://ac.els-cdn.com/S0266352X09000639/1-s2.0-S0266352X09000639-main.pdf?_tid=49da6274-6f96-11e4-bdf9-00000aacb362&acdnat=1416365380_a98c6439af1ad9ee3116afa44013601c>. Acesso em: 08 nov. 2014.

APÊNDICE A – Calibração do S_u do CPTU pelo ensaio de palheta



**APÊNDICE B – Calibração da história de tensões do CPTU pelo ensaio de
palheta**



APÊNDICE C – Metodologia de cálculo das tensões que se desenvolvem no centro da camada de solo mole

Para os cálculos de recalque analíticos, de ganho de resistência ao cisalhamento não drenada com o adensamento do solo mole e de aceleração de recalques, foi necessária a utilização de uma metodologia de cálculo para determinação das tensões *in situ* médias, ou seja, na metade da camada de solo mole. Foi necessária a divisão em três instantes de interesse na construção de cada etapa, a inicial, imediatamente antes da execução de uma camada ($t=t_0$), após a construção de toda camada considerada imediata ($t=t_i$) em que o grau de adensamento inicial (U_i) é igual a zero; e a final ($t=t_f$), no momento em que o grau de adensamento (U) iguala-se ao grau de adensamento final (U_f).

No tempo t_0 da primeira camada, as tensões no centro da camada de solo mole são equivalentes às tensões geostáticas. Essas tensões são representadas pela tensão vertical total *in situ* (σ_{vo}), pressão hidrostática (u_0) e tensão vertical efetiva *in situ* (σ'_{vo}) nas fórmulas 51, 52 e 53, respectivamente:

$$\sigma_{vo} = \gamma_{nat} \cdot \frac{Z}{2} \quad (\text{fórmula 51})$$

$$u_0 = \gamma_{\text{água}} \cdot \frac{Z}{2} \quad (\text{fórmula 52})$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_0 \quad (\text{fórmula 53})$$

Onde:

σ_{vo} = tensão vertical *in situ* (kPa);

γ_{nat} = peso específico natural (kN/m³);

Z = espessura da camada de solo mole (m);

u_0 = pressão hidrostática (kPa);

$\gamma_{\text{água}}$ = peso específico da água (kN/m³);

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva *in situ* (kPa).

Já no tempo t_o das demais camadas (todas exceto a primeira), essas tensões são iguais às tensões no tempo t_f da camada anterior. Ou seja, $\sigma_{vo(m)} = \sigma_{vf(m-1)}$, $u_{o(m)} = u_{f(m-1)}$, $\sigma'_{vo(m)} = \sigma'_{vf(m-1)}$, onde m é o número da camada.

No tempo t_i , as tensões na metade da camada compressível são representadas pela tensão vertical total inicial (σ_{vi}) (fórmula 54), poropressão inicial (u_i) (fórmula 55) e tensão vertical efetiva inicial (σ'_{vi}) calculada conforme a fórmula 53, no entanto, para $t=t_i$:

$$\sigma_{vi} = \sigma_{vo} + \gamma_{at} \cdot \Delta H \quad (\text{fórmula 54})$$

$$u_i = u_o + \gamma_{at} \cdot \Delta H \quad (\text{fórmula 55})$$

Onde:

σ_{vi} = tensão vertical total inicial (kPa);

σ_{vo} = tensão vertical in situ (kPa);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

ΔH = variação da altura do aterro (m);

u_i = poropressão inicial (kPa);

u_o = pressão hidrostática (kPa).

No tempo t_f , no instante final do adensamento da camada, é necessário que seja considerada a submersão do material de aterro que causa a diminuição das tensões totais. Dessa forma, a tensão vertical total final (σ_{vf}) e a pressão hidrostática final (u_f) são calculadas pelas fórmulas 56 e 57, respectivamente.

$$\sigma_{vf} = \sigma_{vo} + \Delta H \cdot \gamma_{nat} + \rho \cdot (\gamma_{nat} - \gamma_{\text{água}}) \quad (\text{fórmula 56})$$

$$u_f = u_i - (u_i - u_o) \cdot U \quad (\text{fórmula 57})$$

Onde:

σ_{vf} = tensão vertical total final (kPa);

u_i = poropressão inicial (kPa);

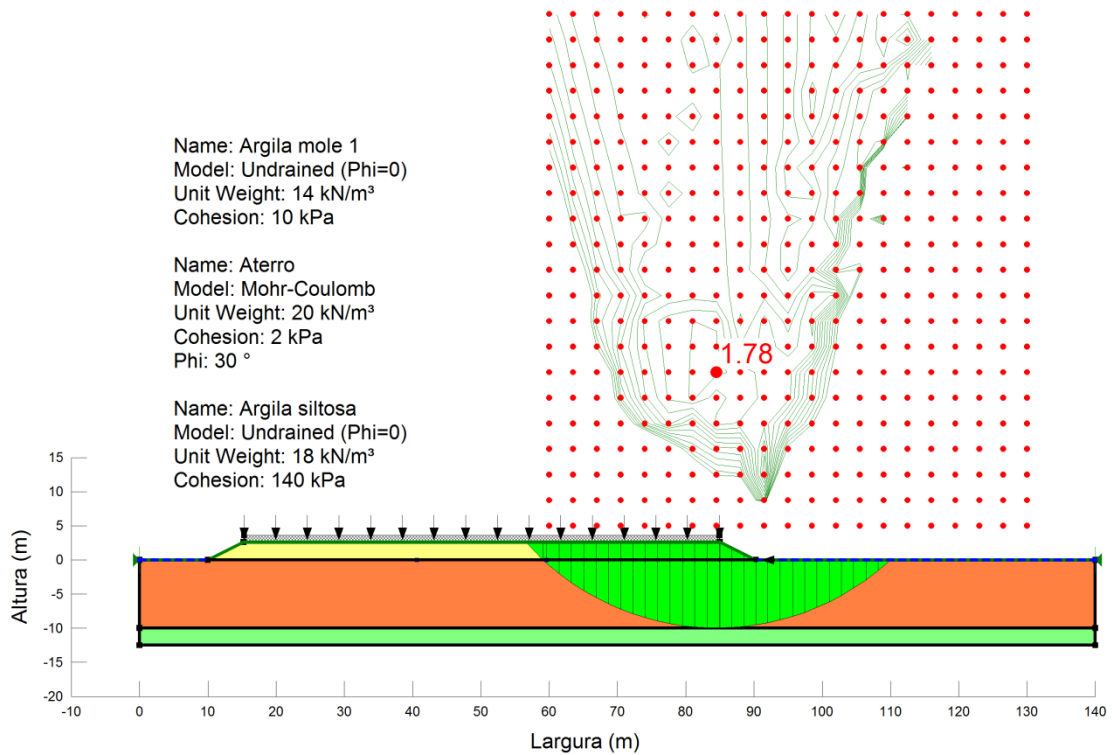
u_o = pressão hidrostática (kPa);

U = grau de adensamento combinado (adimensional).

A tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) pode ser calculada pela de acordo com a fórmula 53, porém, para $t=t_f$.

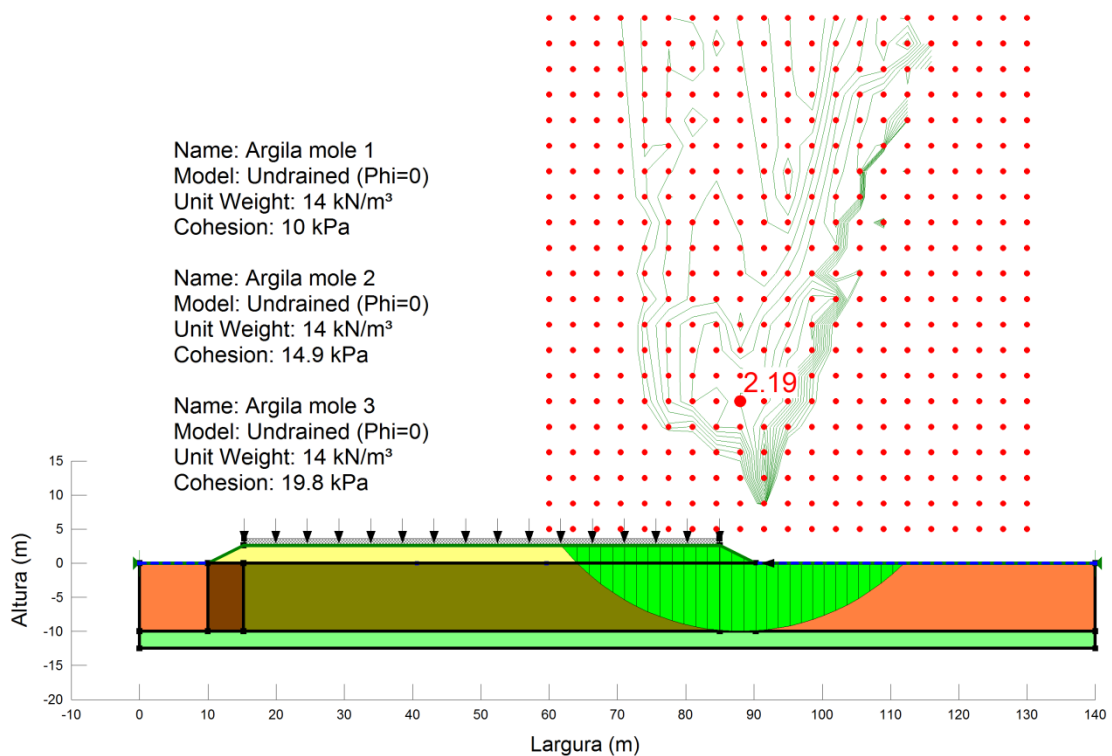
**APÊNDICE D – Respostas do software SLOPE/W nas análises de
estabilidade global**

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_f$ da etapa 1



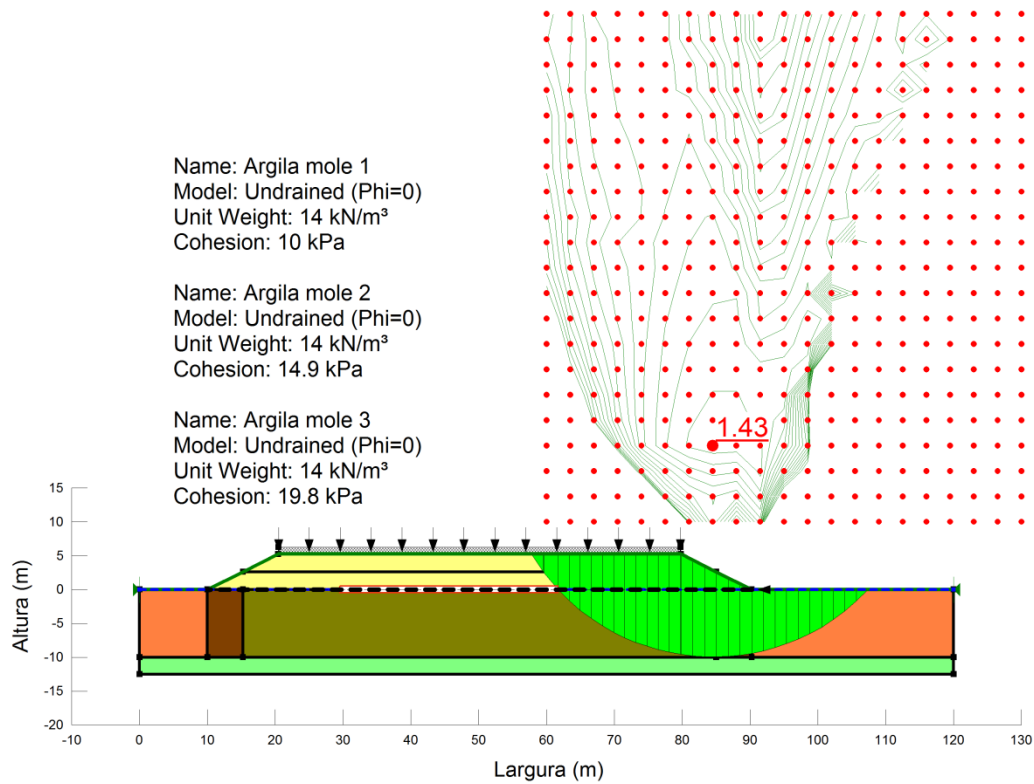
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_f$ da etapa 1



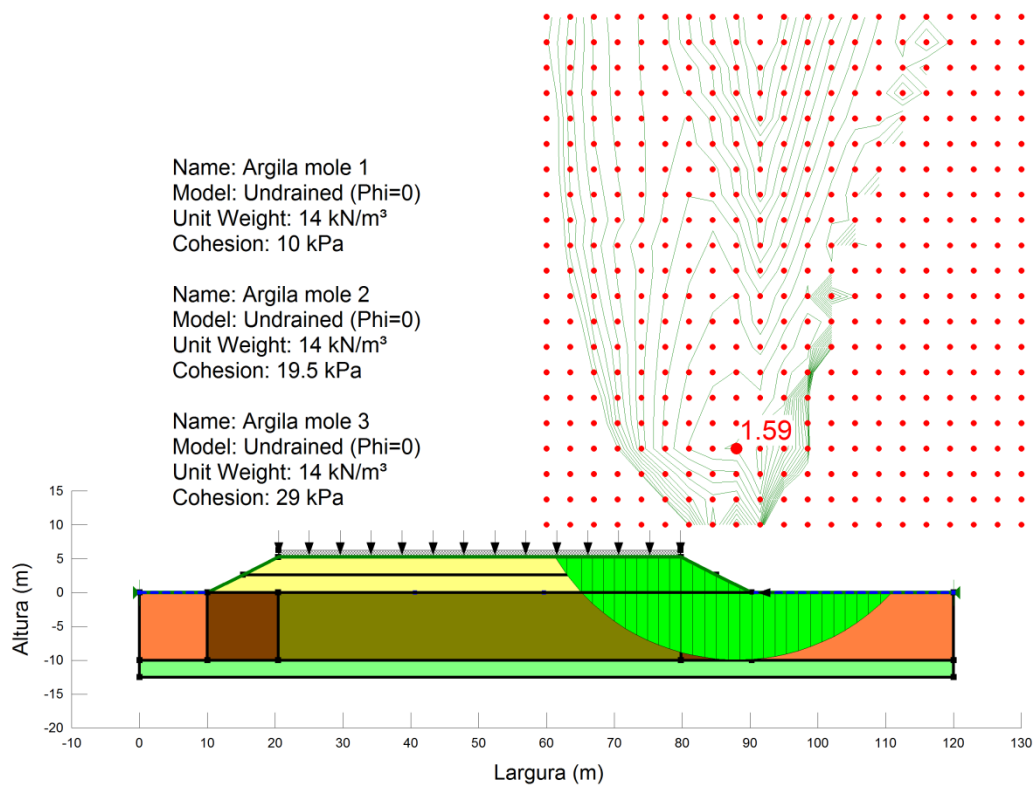
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_i$ da etapa 2



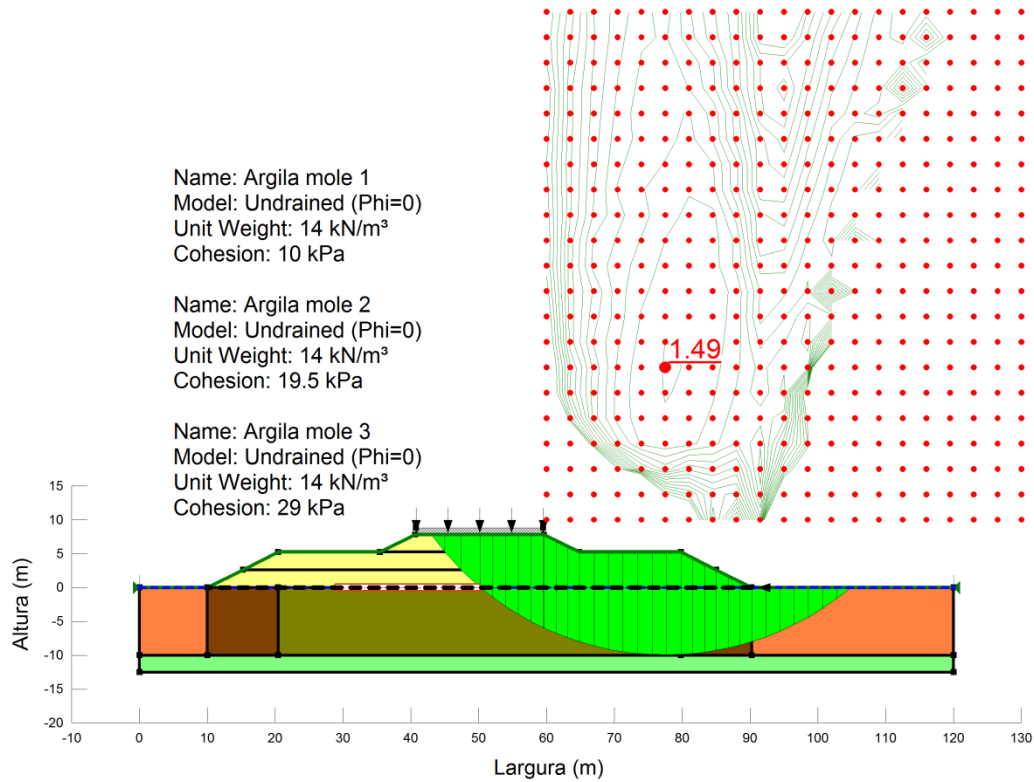
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_f$ da etapa 2



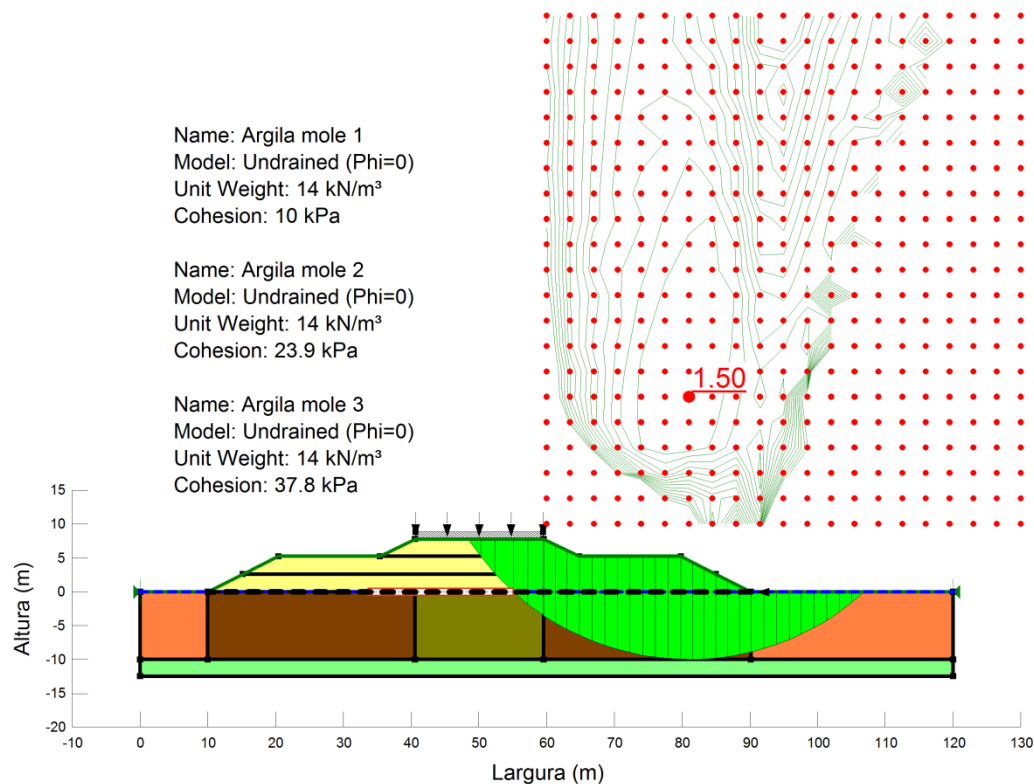
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_i$ da etapa 3



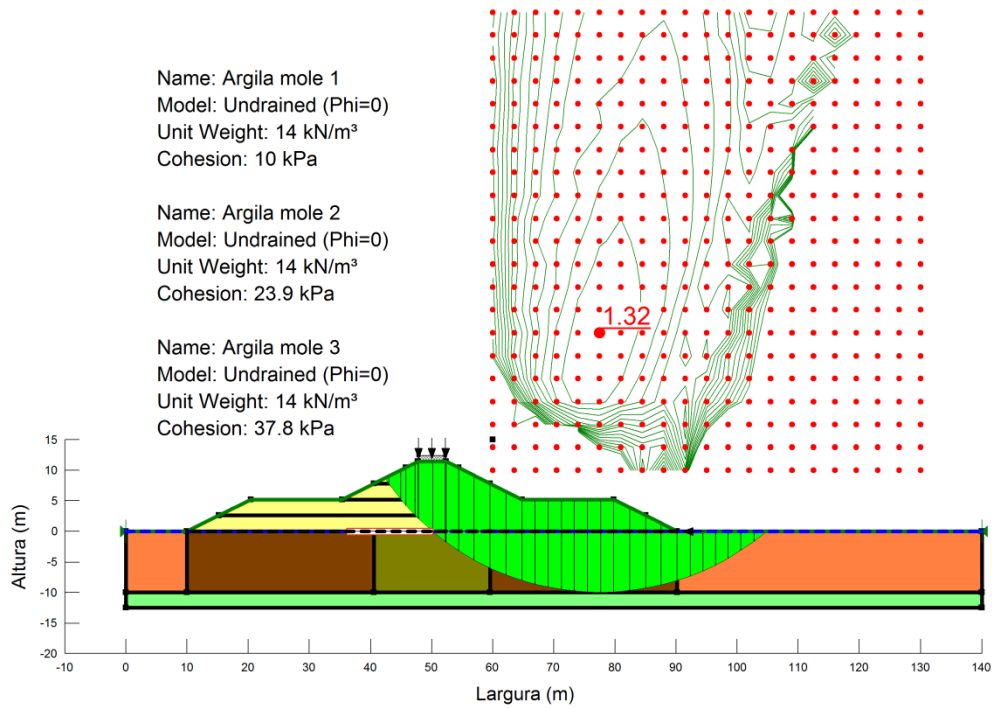
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_f$ da etapa 3



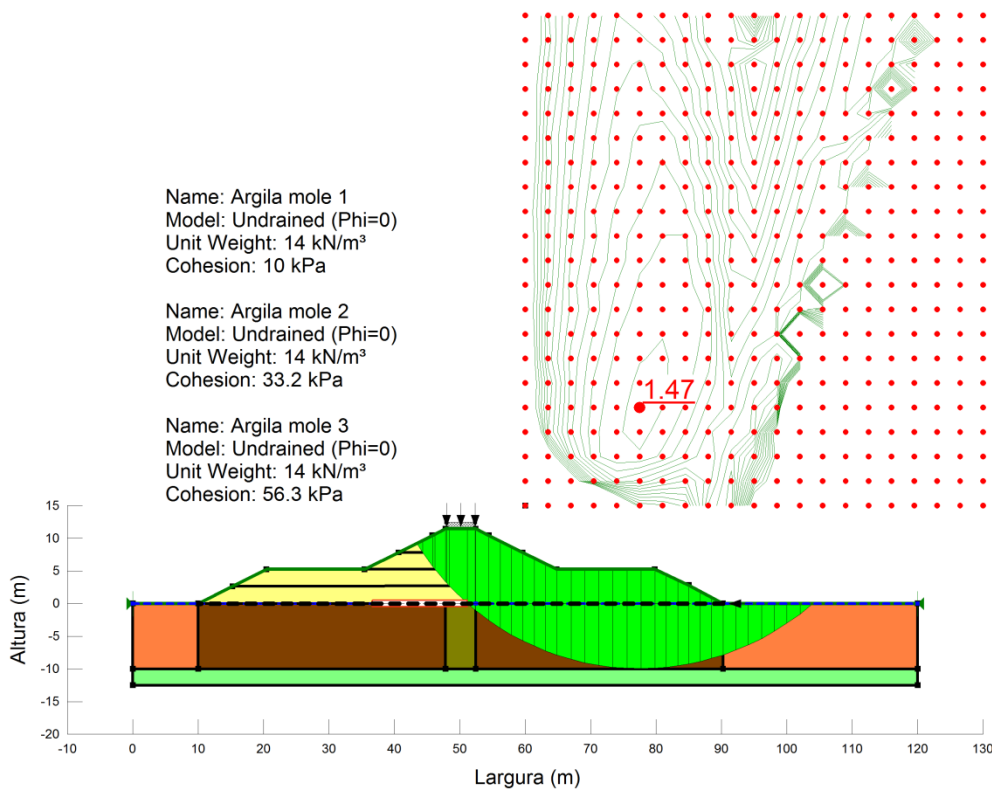
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_i$ da etapa 4



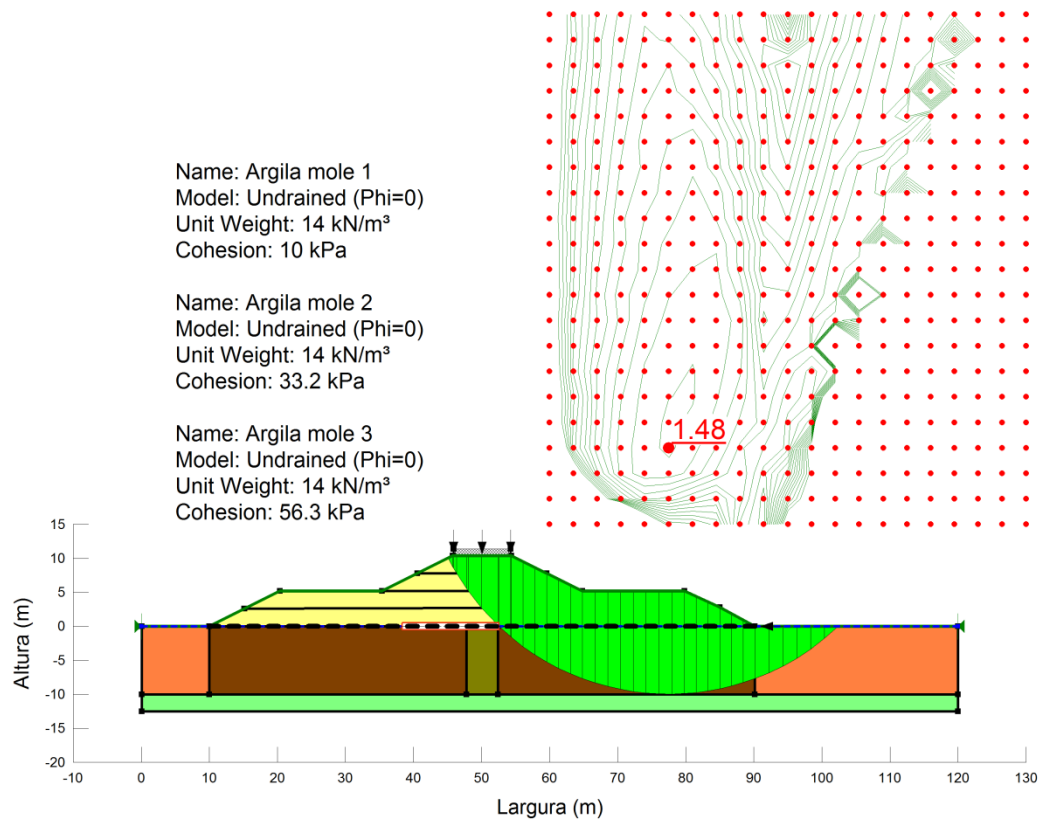
(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_f$ da etapa 4 antes da retirada da sobrecarga temporária



(fonte: elaborado pelo autor)

Resposta do software SLOPE/W à análise no $t=t_f$ da etapa 4 após a retirada da sobrecarga temporária



(fonte: elaborado pelo autor)

ANEXO A – Ensaios de SPT

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.01**

COTA 9,09

DATA DE INÍCIO 15/01/12

COORD. N 7030827,3903

DES.

TÉRMINO 15/01/12

E 729661,6592

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSIG. TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35												
5,09		1 1 1	2							2,60	AT	MUITO MOLE*	Argila siltosa pouco arenosa, variegada (marrom amarelada)	2,13 16/01/12	
		20 15 15	4/ 28												
		2 2 2								4,30	SR	MOLE*	Argila siltosa pouco arenosa, variegada (amarela acinzentada)		
		17 13 15	5/ 31												
		2 2 3								8,45	SAR	COMP.**	Silte argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)		
		15 15 16	13												
		2 3 10													
		15 15 15													
		8 10 12													
		15 15 15													
10 12 13															
15 15 15															
13 16 18															
15 15 15															
14 17 11															
15 15 15															

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	NOTA :
INICIAL	15/01/12	2,23	T. Cavadeira	0,00	2,00	Profun. de Início (m) : ---	Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
FINAL	16/01/12	2,13	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---	
			Lavagem	2,45	8,45	Estagio 2 (cm) : --- Estagio 3 (cm) : ---	

OBS. :
AT = ATERRO / SR = SOLO RESIDUAL / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA /
Não foi possível à retirada da amostra na profundidade de 8,00m

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM SP.02 **COTA** 22,87 **DATA DE INÍCIO** 15/01/12 **COORD. N** 7030756,0993

DES.

TÉRMINO 15/01/12

E 729504,8131

COTA (m)	PERFIL GEOLOGICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLO. GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE**	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
19,87		6 10 12								0,36	SR	MUITO MOLE*	Argila silto-arenosa, com fragmentos de rocha, variegada (amarela)	SECO 15/01/12
		15 15 15										FOFA**		
		10 12 16									SAR	COMP.*	Silt areno-argiloso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)	
		15 15 15												
		12 16 20												
		15 15 15												
		30							4,57		MUITO COMP.**			
		15												
Leitura		Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.			NOTA :				
INICIAL		15/01/12	SECO	T. Cavadeira	0,00	4,57	Profun. de Início (m) : ---			Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.				
FINAL		15/01/12	SECO	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---							
				Lavagem	---	---	Estagio 2 (cm) : ---							
							Estagio 3 (cm) : ---							
OBS. : SR = SOLO RESIDUAL / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável: Rocha ou Matacão).										São Paulo, 6 de fevereiro de 2012				
										Responsável Técnico				

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.02B** COTA 22,87 DATA DE INÍCIO 15/01/12 COORD. N 7030754,9733

DES.

TÉRMINO 15/01/12

E 729506,4660

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO						PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE**	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm 5 10 15 20 25 30 35										
19,87		5 9 10							0,70	SR	MUITO MOLE*	Argila silto-arenosa, variegada (amarela)	SECO 15/01/12
		15 15 15											
		6 10 12								SAR	COMP.**	Silte areno-argiloso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)	
		15 15 15											
		7 13 16											
		15 15 15											
		12 36											
		15 15							4,53		MUITO COMP.**		
Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.			NOTA :				
INICIAL	15/01/12	SECO	T. Cavadeira	0,00	4,53	Profun. de Início (m) : ---			Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.				
FINAL	15/01/12	SECO	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---							
			Lavagem	---	---	Estagio 2 (cm) : ---							
						Estagio 3 (cm) : ---							
OBS. :													
SR = SOLO RESIDUAL / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável: Rocha ou Matacão).													
São Paulo, 6 de fevereiro de 2012													
Responsável Técnico													

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.02C** COTA 22,87 DATA DE INÍCIO 15/01/12

COORD. N 7030757,7522

DES.

TERMINO 15/01/12

E 729505,9391

COTA (m)	PERFIL GEOLOGICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLOGICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE**	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
19,87		6 7 7								1,50	SAR	MUITO MOLE*	Site argilo-arenoso, variegado (amarelo)	SECO 15/01/12
		15 15 15										RIUA*		
		8 10 13									MEDIA COMP.**	Site areno-argiloso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)		
		15 15 15									COMP.**			
		10 12 16							4,49					
		15 15 15										MUITO COMP.**		
		30												
		15												
Leitura		Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.			NOTA :				
INICIAL		15/01/12	SECO	T. Cavadeira	0,00	4,49	Profun. de Início (m) : ---			Para melhor verificação do nível d'água,				
FINAL		15/01/12	SECO	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---			abrir poço de maior diâmetro na época				
				Lavagem	---	---	Estagio 2 (cm) : ---			da obra.				
							Estagio 3 (cm) : ---							

OBS. :
SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão
(Provável: Rocha ou Matacão).

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.02D** COTA 22,87 DATA DE INÍCIO 15/01/12

COORD. N 7030754,4464

DES.

TÉRMINO 15/01/12

E 729503,6871

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
19,87		6 6 7							1,68	SAR	MULTO MOLE*	Silte argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)	SECO 15/01/12	
		15 15 15			13						RUA*			
		7 9 10							4,60		MEDIA COMP.**	Silte areno-argiloso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)		
		15 15 15				19					COMP.**			
10 13 16								MULTO COMP.**						
15 15 15														
20 37														
15 15														

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	NOTA : Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
INICIAL	15/01/12	SECO	T. Cavadeira	0,00	4,60	Profun. de Início (m) : --	
FINAL	15/01/12	SECO	T. Espiral	--	--	Estagio 1 (cm) : --	
			Lavagem	--	--	Estagio 2 (cm) : --	
						Estagio 3 (cm) : --	

OBS. :

SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável: Rocha ou Matacão).

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.03**

COTA 4,83

DATA DE INÍCIO 15/01/12

COORD. N 7030659,0306

DES.

TÉRMINO 15/01/12

E 729421,1219

COTA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLOGICA	CONSISTÊNCIA* OU COMPACTIDADE**	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
										0,76		MUITO MOLE*	Argila plástica arenosa, com detritos vegetais, variegada (amarela acinzentada)	0,50
		1 1 30 20			1					1,89	AT	FOFA*	Areia média muito argilosa, variegada (amarela acinzentada)	
		1 1 36 22			1					3,00	AL	MUITO MOLE*	Argila plástica pouco arenosa, cinza	
		1 2 3 15 15 16			5									
		2 2 4 17 13 15			6									
		3 4 6 15 15 15			10									
		7 9 13 15 15 15					22			7,00				
		10 17 26 15 15 15							49					
		40 15							40/15	8,15		DURA*	Site argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)	

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	NOTA :
INICIAL	15/01/12	0,79	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de início (m) : ---	Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
FINAL	16/01/12	0,50	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---	
			Lavagem	1,50	8,15	Estagio 2 (cm) : --- Estagio 3 (cm) : ---	

OBS. :
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.04**

COTA 4,11

DATA DE INÍCIO 16/01/12

COORD. N 7030589,6102

DES.

TÉRMINO 16/01/12

E 729459,6641

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSIG- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI											
			N.º DE GOLPES / 30 cm.											
			5	10	15	20	25	30	35					
0,11		1 1								0,72	AT		Argila plástica siltosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (amarela)	0,90 17/01/12
		32 26	1	26							AL	MUITO MOLE*	Argila plástica pouco arenosa, variegada (cinza)	
		1 1								3,00				
		26 20	1	20						3,61		FOFA**	Areia média argilosa, cinza	
		1 2 1	3											
5,00		16 20 10	1	2	1									
		15 20 10	3									MOLE*	Argila plástica siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		2 2 3	5											
		17 15 15	4	6	15					6,30		SAR		
		15 15 15	21											
		31 15								8,15		DURA*	Silte argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)	
		42												
		15												
Leitura			Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.			NOTA :			
INICIAL			16/01/12	1,01	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de Início (m) : ---			Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.			
FINAL			17/01/12	0,90	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---						
					Lavagem	1,58	8,15	Estagio 2 (cm) : ---						
								Estagio 3 (cm) : ---						
OBS. :														
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Não foi possível a retirada da amostra na profundidade de 8,00m														
São Paulo, 6 de fevereiro de 2012														
Responsável Técnico														

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.05**

COTA 3,83

DATA DE INÍCIO 18/01/12

COORD. N 7030577,8563

DES.

TÉRMINO 18/01/12

E 729350,5630

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO					PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSIG- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE**	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)		
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI											
			N.º DE GOLPES / 30 cm.											
			5	10	15	20	25	30	35					
-0,17		0/76							1,00	AT	MUITO MOLE*	Argila plástica siltosa pouco arenosa, com detritos vegetais, com detritos vegetais, variegada (marrom acinzentada)	0,34 19/01/12	
		0/84										Argila orgânica pouco arenosa, preta		
		0/83												
		0/80							5,00	AL				
		0/67										Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0/60							6,80					
		1 1 2	3						8,00			MOLE*		Argila plástica pouco arenosa, cinza
		18 12 18	3											Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)
-5,17			2 2 4	6	28				9,79	SBPR		MEDIA*		Argila silto-arenosa, variegada (cinza amarelada)
		15 20 10	10						10,70			MEDIA, COMP.**		Areia média argilosa, variegada (cinza)
	2 4 6	14						11,00		RUA*	Silte argilo-arenoso, variegado (cinza esverdeado)			
	15 15 15	23												
	6 6 8	30/15						13,00	SAR	DURA*	Silte argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (cinza esverdeado)			
	15 15 15	>40						14,15						
-10,17		47												
		15												

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	NOTA :
INICIAL	18/01/12	0,32	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de início (m) : ---	Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
T. Espiral						Estagio 1 (cm) : ---	
FINAL	19/01/12	0,14	Lavagem	1,76	14,15	Estagio 2 (cm) : ---	
						Estagio 3 (cm) : ---	

OBS. :
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.06**

COTA 4,13


DATA DE INÍCIO 14/01/12

COORD. N 7030520,6039

DES.

TERMINO 14/01/12

E 729442,1609

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSIG- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI												
			N.º DE GOLPES / 30 cm.												
			5	10	15	20	25	30	35						
0,13		0								0,40	AT		Argila plástica siltsosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (cinza amarelada)	15/01/12	
		82	0/82											Argila orgânica pouco arenosa, preta	
		80	0/80												
		76	0/76								3,79				
		70	0/70									AL	MUITO MOLE*		
		72	0/72											Argila plástica pouco arenosa, variegada (cinza)	
		74	0/74								6,86				
		8,00	1/20								8,00			Argila plástica pouco arenosa, variegada (cinza)	
		6,10	6/10												
-4,87			15/15									SBPR	MEDIA. COMP.**	Areia média argilosa, variegada (cinza amarelada)	
		8/12										COMP.**			
		15/15								9,63					
		10/14													
		15/15									SAR	DURA*	Silt argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)		
		12/16													
		15/15								11,38					
		15/15													
		8													

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	NOTA :
INICIAL	14/01/12	0,61	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de Início (m) : ---	Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
FINAL	15/01/12	0,42	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---	
			Lavagem	1,82	11,38	Estagio 2 (cm) : --- Estagio 3 (cm) : ---	

OBS. :
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM SP.08

COTA 3,39

DATA DE INÍCIO 13/01/12

COORD. N 7030489,1941

DES.

TÉRMINO 13/01/12

E 729282,9089

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO						PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI											
			N.º DE GOLPES / 30 cm.											
			5	10	15	20	25	30	35					
0,39		0/49							0,15	AT		Argila siltosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (marrom acinzentada)	0,20 14/01/12	
		0/50							3,00			Argila orgânica pouco arenosa, preta		
-4,61		0/92							9,97	AL	MITO MCLE*	Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0/90												
		0/87												
		0/82												
		0/80												
		0/86												
		0/81												
-9,61		2 2 4	6	28					10,58	SBPR	MEDIA*	Argila plástica pouco arenosa, cinza		
		17 13 15	9						11,62			Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza e verdeada)		
		2 4 5	12						12,78			Argila silto-arenosa, variegada (cinza e verdeada)		
		15 15 15	17											Site argilo-arenoso, variegado (cinza amarelado)
		3 5 7	22											
-9,61		6 8 9								SAR	DURA*			
		15 15 15												
		8 10 12												
		15 15 15 10 15 21 15 15 15												
Leitura . Data N.A.(m) Método Início(m) Fim(m) Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de Início (m) : --- Estagio 1 (cm) : --- Estagio 2 (cm) : --- Estagio 3 (cm) : ---		NOTA : Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.												
INICIAL 13/01/12 0,46 T. Cavadeira 0,00 1,00														
FINAL 14/01/12 0,20 T. Espiral --- --- Lavagem 1,49 16,30														

OBS. :

AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM SP.09

COTA 5,61

DATA DE INÍCIO 19/01/12

COORD. N 7030475,6596

DES.

TÉRMINO 19/01/12

E 729333,0461

COTA (m)	PERFIL GEOLOGICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLOGICA	CONSISTÊNCIA OU COMPACTAÇÃO*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
4,61		1/48	1/48						2,00	AT		Argila silto-arenosa, com pedregulhos médios e detritos vegetais, variegada (marrom amarelada)	1,60 20/01/12	
		1/45	1/45						2,86			Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)		
		0/49	0/49						3,90	MUITO MOLE*		Argila orgânica pouco arenosa, preta		
		0/40	0/30	1								Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
-0,39			0/36	0/22	1/22					SBPR				
		0/30	0/20	1/20					6,98			Argila plástica pouco arenosa, variegada (cinza)		
			1/26	1/20	1/20					8,00	MOLE*			
			1/20	2						Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)				
			1/15	1/21	3						FOFA**			
			1/15	2/10	4/27					11,56				Areia média pouco argilosa, cinza
-5,39		1/15	1/17	4						SR	RUA*			
		1/36	1/20	1/20					13,00			Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza)		
		4/15	5/15	6/15	11					SAR	MEDIA*			
		3/17	3/15	3/13	6/28				13,60			Silte argilo-arenoso, variegado (cinza)		

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.
INICIAL	19/01/12	1,86	T. Cavadeira	0,00	2,00	Profun. de Início (m) : 21,53
FINAL	20/01/12	1,60	T. Espiral	--	--	Estagio 1 (cm) : 2,00
			Lavagem	2,45	21,60	Estagio 2 (cm) : 3,00
						Estagio 3 (cm) : 2,00

NOTA :
Para melhor verificação do nível d'água,
abrir poço de maior diâmetro na época
da obra.

OBS. :
AT = ATERRO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SR = SOLO RESIDUAL
/ SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão
(Provável: Rocha ou Matacão) / Não foi possível a retirada das amostras nas
profundidades de 12,00, 13,00 e 21,00m

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM SP.10

COTA 7,06

DATA DE INÍCIO 15/01/12

COORD. N 7030466,2555

DES.

TÉRMINO 15/01/12

E 729352,8850

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
5,06									1,50		FOFA*	Areia fina à média pouco argilosa, com mchão, variegada (cinza)	2,50 16/01/12	
		1 1 1	2								MUITO MOLE*	Argila siltosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (amarela acinzentada)		
		20 15 15		2/ 25							MOLE*			
		1 1 1		3/ 28							MUITO MOLE*			
		20 15 10		2/ 25							MOLE*			
		1 1 2		3							MUITO MOLE*	Argila plástica pouco arenosa, variegada (cinza)		
		17 13 15		2/ 28							MOLE*			
		2 1 1		3/ 31							MUITO MOLE*			
		20 15 10		3							MOLE*			
0,06			1 2 1		3/ 28					7,86				Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura
	15 20 10		3							MOLE*				
	1 1 1		5/ 33											
	17 15 13		4/ 27											
	1 2 1		8/ 31								Silt argilo-arenoso, variegado (cinza)			
	15 19 12													
	1 2 1													
	15 20 10													
	2 1 2										Silt argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)			
	17 13 15													
	2 2 3													
	15 15 18													
	2 2 2										Silt argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)			
	18 12 15													
	2 3 5													
	15 15 16													
	4 8 9										Silt argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)			
	15 15 15													
	10 12 18													
	15 15 15													

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.
INICIAL	15/01/12	2,70	T. Cavadeira	0,00	3,00	Profun. de Início (m) : 17,49
FINAL	16/01/12	2,50	T. Espiral	--	--	Estagio 1 (cm) : 4,00
			Lavagem	3,45	17,59	Estagio 2 (cm) : 4,00
						Estagio 3 (cm) : 2,00

NOTA :
Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.

OBS. :
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável: Rocha ou Matacão) / O ensaio de SPT foi executado a partir de 2,00m devido a possível interferência / Não foi possível a retirada da amostra na profundidade de 17,00m

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.11** COTA 4,96

DATA DE INÍCIO 13/01/12

COORD. N 7030454,2408

DES.

TÉRMINO 13/01/12

E 729378,2095

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35												
-0,04		1	1	50	1	50				1,00	AT		Argila siltsosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	0,69	
		0	0	49	0	49				2,96	MUITO MOLE*		Argila orgânica pouco arenosa, preta		
		0	0	66	0	66				7,00	AL		Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0	0	98	0	98									
		0	0	90	0	90									
		0	0	84	0	84									
		-5,04		1	1	1	2	2				MOLE*		Argila siltsosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
				20	10	17	3	27							
				1	1	2	3					MUITO MOLE*		Areia média pouco argilosa, com pedregulhos grossos, cinza	
				18	12	18	2	28							
1	1			1	3	3	5	8	32		POUCO COMP.**		Siltos areno-argilosos, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo)		
15	15			17	9	13	17	30		COMP.**		Fragmentos de rocha			
-10,04		12	17	24					12,76	SAR	DURA*	Siltos argilo-arenosos, com fragmentos de rocha, variegado (amarelo acinzentado)			
		15	15	15											
		30	43								FRUA*				
		15	15	15											
		6	8	7											
15	15	15													

OBS.:

AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável: Rocha ou Matacão) / Não foi possível a retirada da amostra na profundidade de 15,00m

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.12** COTA 4,59 DATA DE INÍCIO 13/01/12 COORD. N 7030426,0273
TÉRMINO 13/01/12 E 729413,0725

DES.

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO					PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI									
			N.º DE GOLPES / 30 cm 5 10 15 20 25 30 35									
							0,36			Argila siltosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (marrom acinzentada)	0,80	
							1,00		AT	Argila silto-arenosa, com matéria orgânica, variegada (cinza amarelada)	14/01/12	
		0/52								Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0/60										
		0/56										
		0/82					5,00		MUITO MOLE*			
-0,41		0/80					6,00				Argila orgânica pouco arenosa, preta	
		0/79							AL	Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0/58					8,00			Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza)		
		0/50										
		0/46										
		2 1 2				3/27				MOLE*		
		18 12 15										
		2 3 3				6						
		15 17 13										
		3 4 6				10				MEDIA*		
		15 15 15					12,60					
		7 10 12				22						
		15 15 15							SAR	Silte argilo-arenoso, variegado (amarelo)		
		10 12 13				25						
		15 15 15					14,60					
		11 14 19										
-10,41		15 15 15				33	15,45		COMP**	Silte areno-argiloso, micáceo, variegado (cinza amarelado)		

OBS.:
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM SP.13

COTA 5,36

DATA DE INÍCIO 14/01/12

COORD. N 7030414,1023

DES.

TÉRMINO 14/01/12

E 729364,5000

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35												
		1 1 27 20	1	20					1,00		AT	Argila siltosa pouco arenosa, com brita e detritos vegetais, variegada (marrom acinzentada)	1,70 15/01/12		
		0 1 15 40	1	40					1,87			Argila plástica siltosa pouco arenosa, cinza			
		0 1 16 42	1	42					4,78	AL	MUITO MOLE*	Argila orgânica pouco arenosa, preta			
		0 1 15 40	1	40											
0,36		0 96	0	96					8,76	AL	MUITO MOLE*	Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura			
		0 84	0	84											
		0 80	0	80											
		0 62	0	62											
		2 2 2 17 15 13	4	28								9,82			Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)
-4,64		2 2 3 15 15 16	5	31					10,66	SBPR	MOLE*	Argila muito arenosa, variegada (cinza amarelada)			
		2 2 3 16 14 15	5	29										Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		2 2 3 15 15 15	5						13,50					Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		1 2 3 15 16 14	5							SAR	MEDIA*	Silte argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (cinza amarelado)			
		4 5 6 15 15 17 15 15 15	11	32											
-9,64		15 15 15	12												

Leitura Data N.A.(m)

INICIAL 14/01/12 1,97

FINAL 15/01/12 1,70

Método Início(m) Fim(m)

T. Cavadeira 0,00 2,00

T. Espiral --- ---

Lavagem 2,55 19,45

Lavagem por tempo - 10 min.

Profun. de Início (m) : ---

Estagio 1 (cm) : ---

Estagio 2 (cm) : ---

Estagio 3 (cm) : ---

NOTA :

Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.

OBS. :

AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.14** COTA 4,53 DATA DE INÍCIO 18/01/12

COORD. N 7030436,3155

DES.

TÉRMINO 18/01/12

E 729304,1102

COTA (m)	PERFIL GEOLOGICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN CAMADA (m)	INTER. GEOLOGICA	CONSI TÊNCIA* OU COMPA CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI												
			N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35												
		1/30	1/20							2,00	AT		Argila silto-arenosa, com pedregulhos grossos e detritos vegetais, variegada (amarela)	1,50 1901/12	
		0/40	1/46										Argila orgânica pouco arenosa, preta		
		0/47													
-0,47		0/30	1/40									MUITO MOLE*			
		0/31	1/37							5,86			Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0/40	1/38								AL				
		0/46													
		0/45								8,92			Argila pouco arenosa, variegada (cinza)		
-5,47		1/26	1/20												
		2/15	5/31							10,76		MOLE*			
		2/15	9							12,00		SBPR	Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)		
		4/15	11							12,62		MEDIA COMP.**	Areia média argilosa, variegada (cinza)		
		7/15										RUA*	Siltos argilo-arenosos, variegados (amarelo acinzentado)		
		8/15	20												
		15/15	22												
-10,47		15/15	26							15,45		SAR			

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min. Profun. de Início (m) : --- Estagio 1 (cm) : --- Estagio 2 (cm) : --- Estagio 3 (cm) : ---	NOTA :
INICIAL	18/01/12	1,98	T. Cavadeira	0,00	2,00		Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
FINAL	19/01/12	1,50	T. Espiral Lavagem	--- 2,86	--- 15,45		

OBS. :

AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Não foi possível a retirada da amostra na profundidade de 12,00m.

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.15**

COTA 4,35

DATA DE INÍCIO 12/01/12

COORD. N 7030336,8028

DES.

TÉRMINO 12/01/12

E 729350,0103

COTA (m)	PERFIL GEOLOGICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLOGICA	CONSIS- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm 5 10 15 20 25 30 35											
									0,72	AT		Argila plástica siltsosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (amarela acinzentada)	0,26	
		0 1 36 40	1									Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
		0 1 40 42	1						2,96					
0,35		0 50	0											
		0 53	0									Argila orgânica pouco arenosa, preta		
		0 50	0						5,89	MUITO MOLE*				
		0 61	0											
		0 70	0											
		0 60	0							AL		Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
-4,65		0 52	0											
		0 50	0						10,86					
		2 1 2 17 13 15	3						11,76	FOFA*		Areia fina à média muito argilosa, com pedregulhos grossos, variegado (cinza)		
		1 1 2 16 14 15	3									Argila plástica pouco arenosa, variegada (cinza)		
		1 2 1 15 20 12	3						13,60	MOLE*				
-9,65		2 2 2 16 15 14	4									Argila plástica arenosa, com matéria orgânica, cinza escura		
										MEDIA*				

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.	NOTA :
INICIAL	12/01/12	0,66	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de Início (m) : 15,78	Para melhor verificação do nível d'água, abrir poço de maior diâmetro na época da obra.
FINAL	13/01/12	0,26	T. Espiral	--	--	Estagio 1 (cm) : 4,00	
			Lavagem	1,76	15,88	Estagio 2 (cm) : 4,00 Estagio 3 (cm) : 2,00	

OBS. :
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável: Rocha ou Matacão).

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.16** COTA 6,36 DATA DE INÍCIO 12/01/12 COORD. N 7030262,6750

DES.

TÉRMINO 12/01/12

E 729297,1752

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLO- GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
5,36		2 3 3	6						0,10	AT	MUITO MOLE*	Brita	0,86 13/01/12	
		15 16 14							1,00		MEDIA*	Silte argiloso pouco arenoso, variegado (marrom avermelhado)		
		1 1	22						2,00		MEDIA*	Argila silto-arenosa, variegada (marrom)		
		30 22							3,00			Argila plástica silto-arenosa, variegada (marrom acinzentada)		
0,36		0 1	1							AL	MUITO MOLE*	Argila orgânica pouco arenosa, preta		
		40 30												
		0 1	20											
		27 20												
		0 1	22											
		30 22												
	0 1	20							6,79					
	28 20													
	0 1	27												
	20 27													
	0 1	91												
	0 1	80												
	0 1	76							12,80					
	0 1	60												
	0 1	57												
	2 2 3	5/27												
	20 12 15													
	2 3 8	11/31												
	15 35 16								14,54	SBPR	MEDIA*	Argila silto-arenosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza)		
	15													
										SAR	DURA*	Silte argilo-arenoso, com fragmentos de rocha, variegado (cinza esverdeado)		

Leitura Data N.A.(m)

INICIAL 12/01/12 1,02

FINAL 13/01/12 0,86

Método Início(m) Fim(m)

T. Cavadeira 0,00 1,00

T. Espiral --- ---

Lavagem 1,45 15,85

Lavagem por tempo - 10 min.

Profun. de Início (m) : 15,76

Estagio 1 (cm) : 4,00

Estagio 2 (cm) : 3,00

Estagio 3 (cm) : 2,00

NOTA :
Para melhor verificação do nível d'água,
abrir poço de maior diâmetro na época
da obra.

OBS. :

AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SAR =
SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Material impenetrável à percussão (Provável:
Rocha ou Matacão).

São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

SONDAGEM A PERCUSSÃO
NBR 6484/01

CONTRATANTE

OBRA/SERVIÇO RECUPERAÇÃO

ESCALA 1 : 100

LOCAL BR 101, Km 108+300m - JOINVILLE/SC.

TRAB. N.º 53/2012

SONDAGEM **SP.17** COTA 4,65 DATA DE INÍCIO 12/01/12 COORD. N 7030140,3344

DES.

TÉRMINO 12/01/12

E 729211,6577

COTA (m)	PERFIL GEOLO- GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO							PROFUN- CAMADA (m)	INTER. GEOLO. OU COMPA- CIDADE*	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35											
-0,35		0	0	0	0	0	0	0	0	1,66	AT		Argila siltosa pouco arenosa, com detritos vegetais, variegada (marrom)	0,90 13/01/12
		50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	MUITO MOLE*	Argila orgânica pouco arenosa, preta	
		76	0	0	0	0	0	0	0	0	0	AL		
		62	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
-5,35		0	1	2	2	2	2	2	2	6,69			Argila plástica pouco arenosa, com matéria orgânica, cinza escura	
		30	2	2	2	2	2	2	2	2	6	MOLE*		
		17	2	3	3	3	3	3	3	3	7	SBPR	Argila silto-arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15	3	3	4	4	4	4	4	4	9,00			
		17	3	4	5	5	5	5	5	5	9,76	MEDIA OOMP**	Areia média pouco argilosa, com pedregulhos finos, variegada (cinza amarelada)	
		15	1	2	2	2	2	2	2	2	4	MEDIA*	Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
-10,35		10,00	1	2	2	2	2	2	2	4	SR		Argila siltosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15	2	1	2	2	2	2	2	2	3	MOLE*		
		20	2	1	3	3	3	3	3	3	4			
		17	2	3	3	3	3	3	3	3	6	SAR	Silte argiloso pouco arenoso, variegado (cinza amarelado)	
		15	3	4	5	5	5	5	5	5	9			
		15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	RUM*		

Leitura	Data	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Lavagem por tempo - 10 min.
INICIAL	12/01/12	1,26	T. Cavadeira	0,00	1,00	Profun. de Início (m) : ---
FINAL	13/01/12	0,90	T. Espiral	---	---	Estagio 1 (cm) : ---
			Lavagem	1,50	18,45	Estagio 2 (cm) : ---
						Estagio 3 (cm) : ---

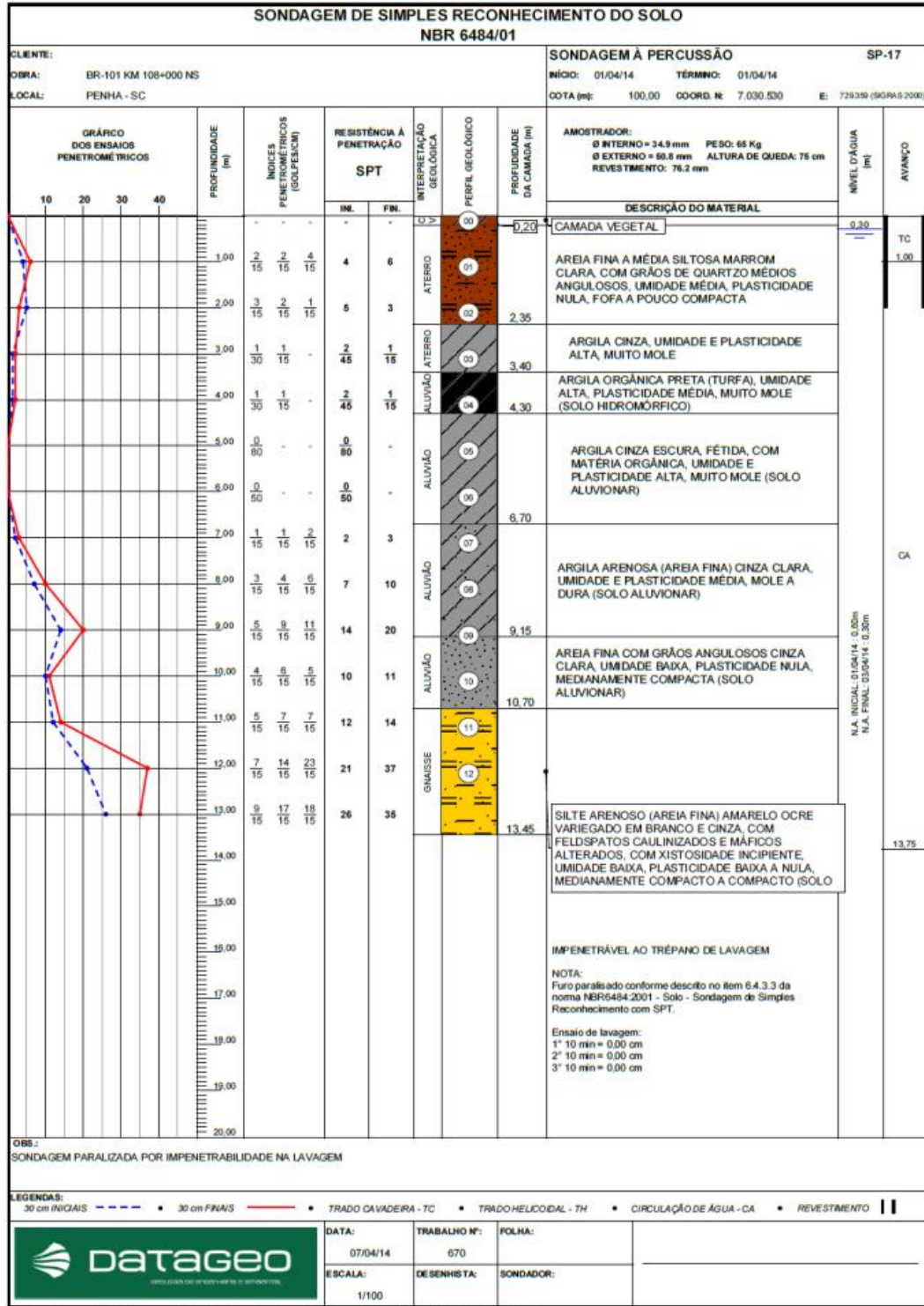
NOTA :
Para melhor verificação do nível d'água,
abrir poço de maior diâmetro na época
da obra.

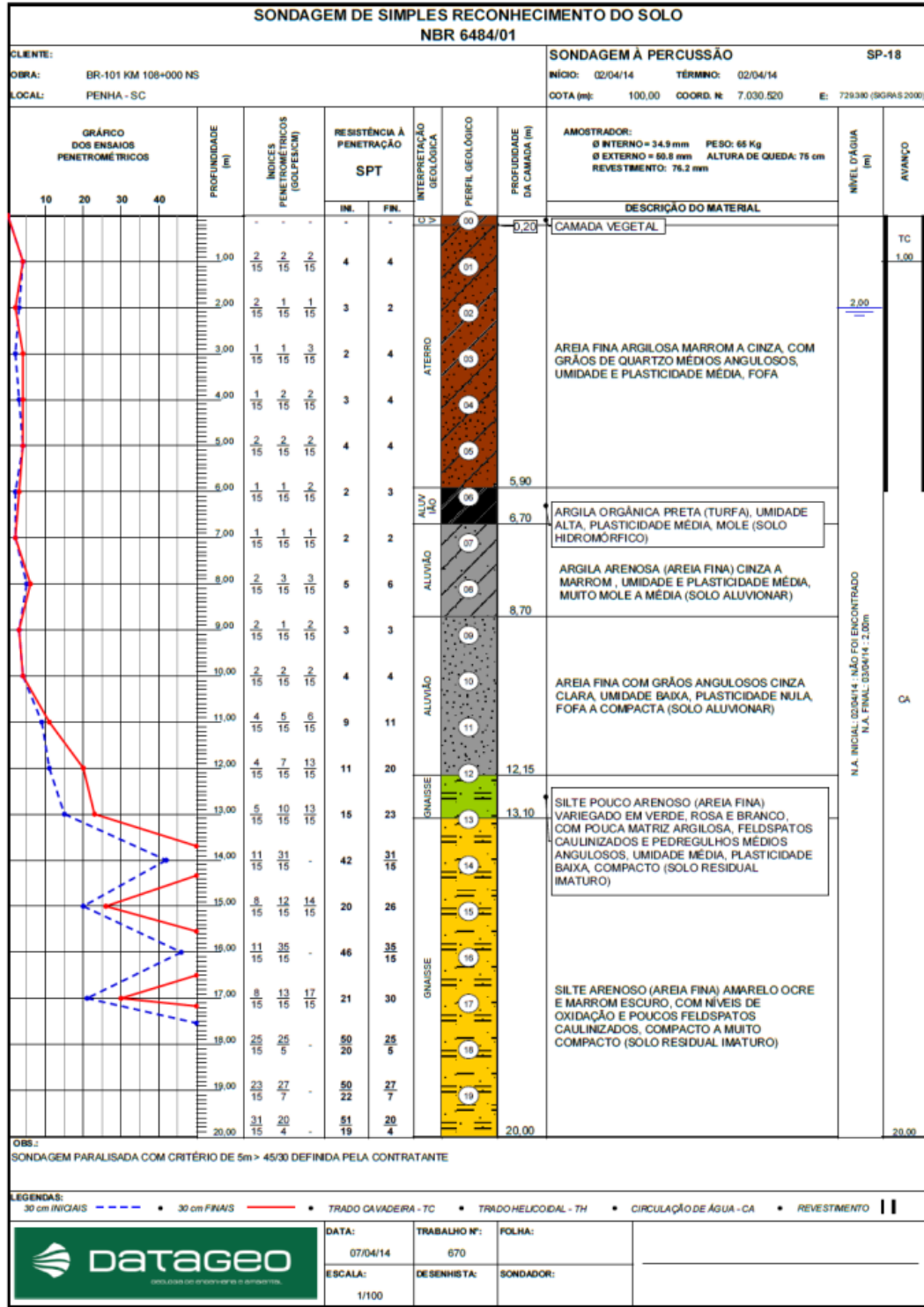
OBS. :
AT = ATERRO / AL = ALUVIÃO / SBPR = SEDIMENTOS DA BACIA DO PARANÁ / SR =
SOLO RESIDUAL / SAR = SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA / Não foi possível a
retirada da amostra na profundidade de 9,00m


São Paulo, 6 de fevereiro de 2012

Responsável Técnico

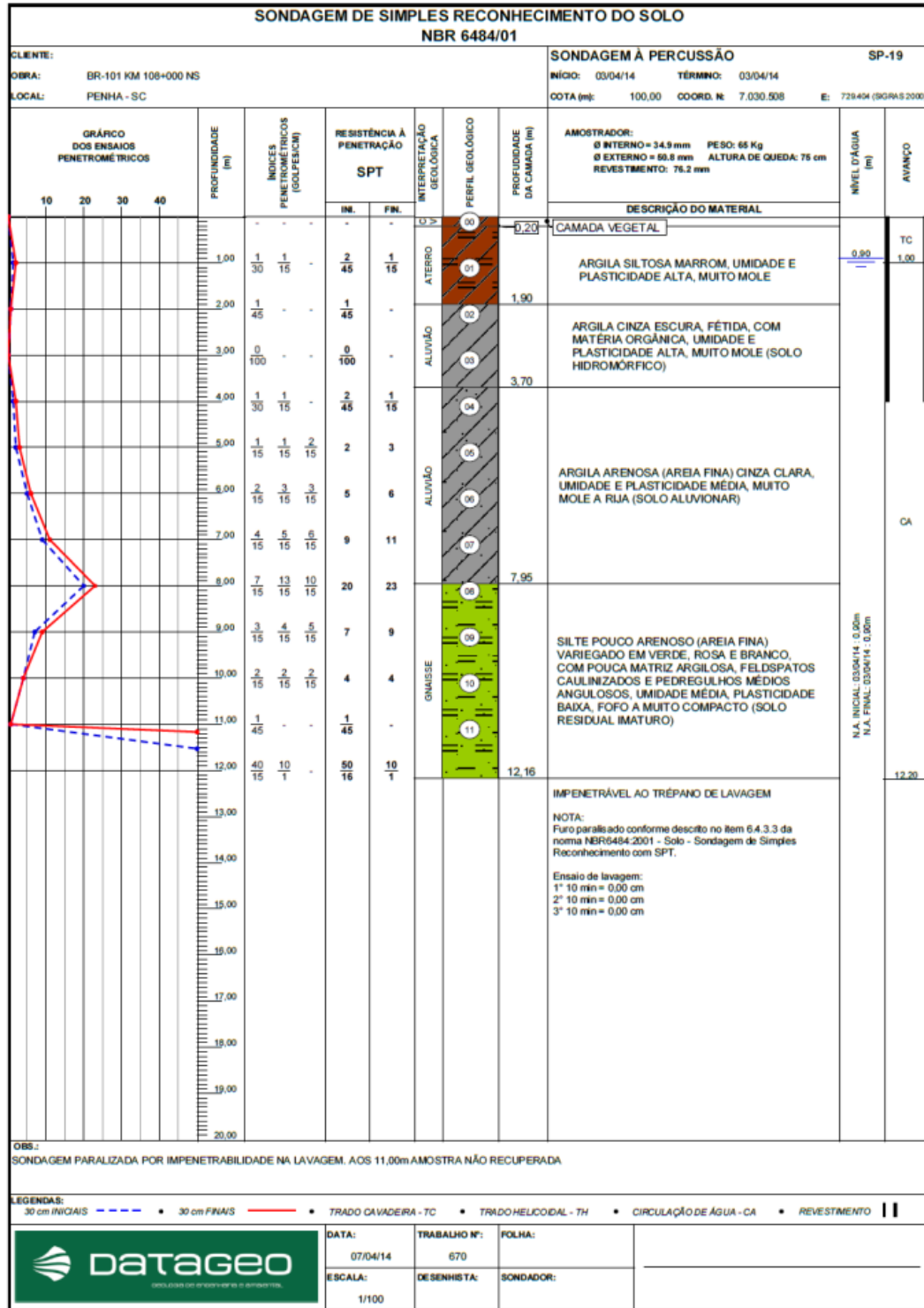
A reprodução deste documento dependerá de autorização prévia por escrito, não sendo permitida sua reprodução parcial.

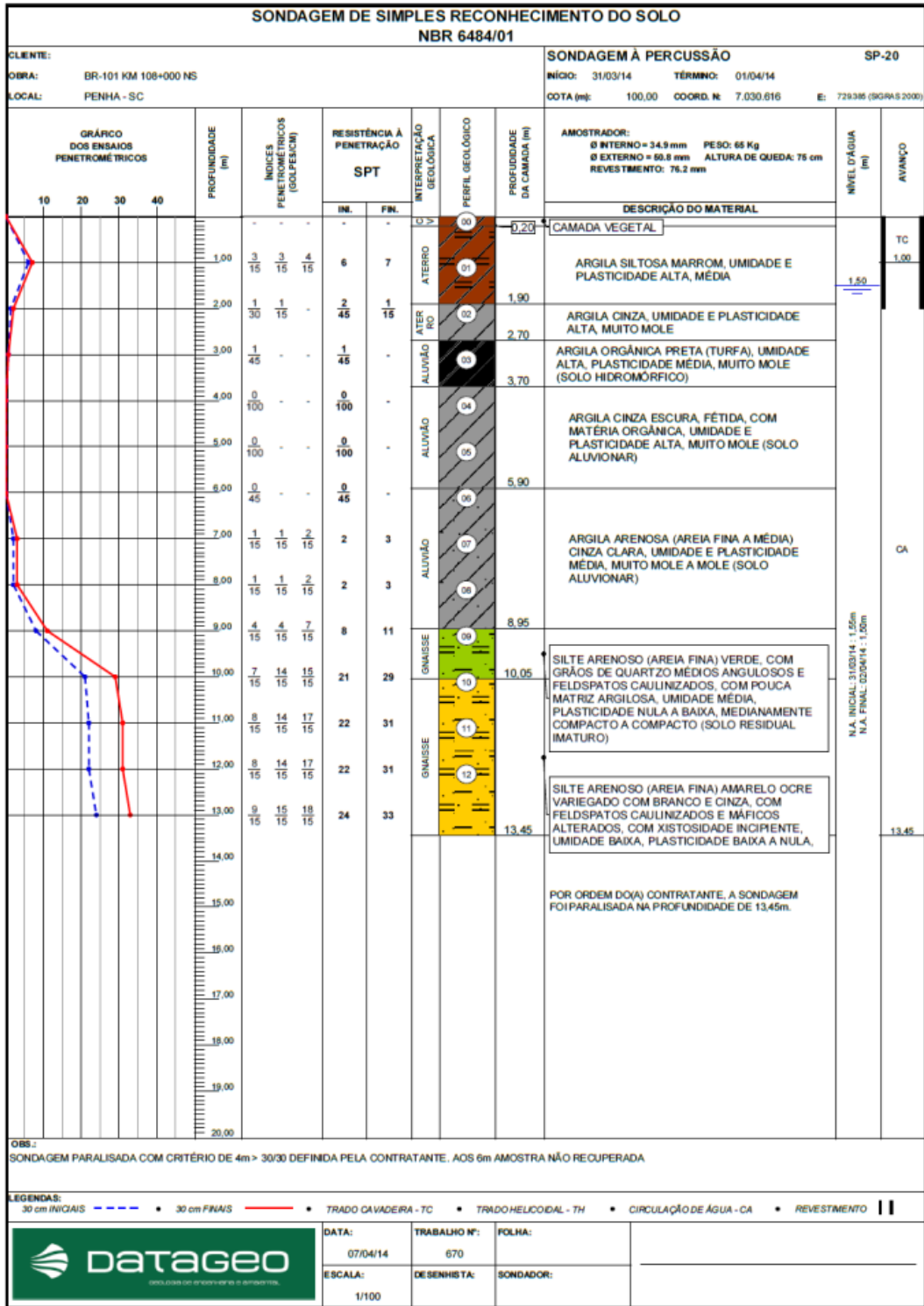




SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO													
NBR 6484/01													
CLIENTE:					SONDAGEM À PERCUSSÃO					SP-18			
OBRA: BR-101 KM 106+000 NS					INÍCIO: 02/04/14					TÉRMINO: 02/04/14			
LOCAL: PENHA - SC					COTA (m): 100,00					COORD. N: 7.030.520	E: 728380 (SGRAS 2008)		
GRÁFICO DOS ENSAIOS PENETROMÉTRICOS				PROFUNDIDADE (m)	ÍNDICES PENETROMÉTRICOS (GOLPES/CM)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 60,6 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 75,2 mm	NÍVEL D'ÁGUA (m)	AVANÇO
10	20	30	40			INI.	FIN.						
				21,00	31/15 20/4	51/19 20/4		GINASSE	20				
				21,00	32/15 18/3	50/18 18/3			21				CA
				22,00	34/15 16/2	50/17 16/2				22,17			22,17
OBS.: SONDAGEM PARALISADA COM CRITÉRIO DE 5m > 45/30 DEFINIDA PELA CONTRATANTE.													
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - - - - - TRADO HELICOIDAL - TH - - - - - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - - - - - REVESTIMENTO													
				DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:							
				07/04/14	670		DESENHISTA:	SONDADOR:					
				ESCALA:									
				1/100									

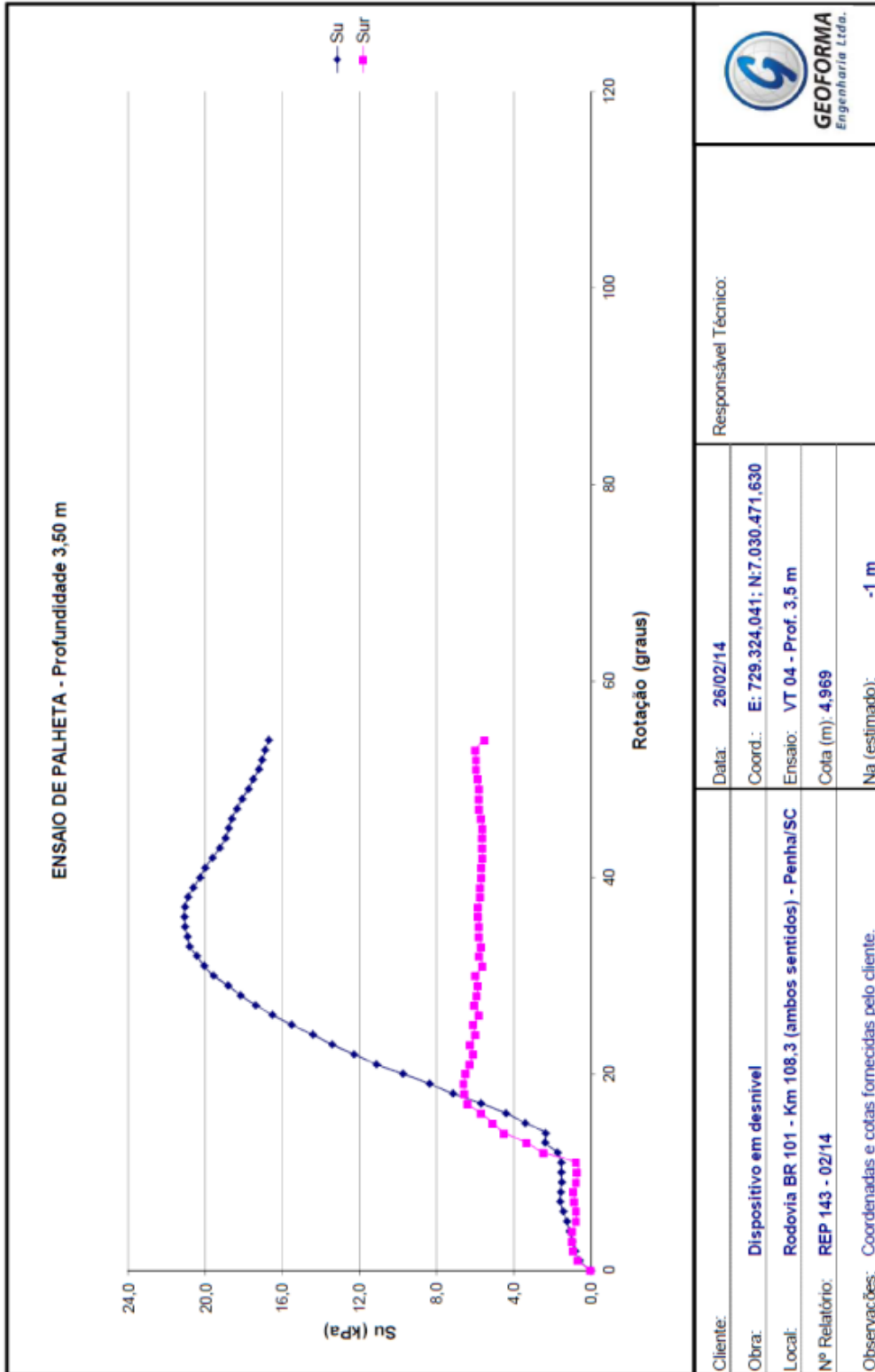
Rua Gov. Agamenon Magalhães - 1225 - CEP 82.800-100 - Capão da Imbuia - Curitiba - Paraná - (041) 3365-1144 / 9185-7077



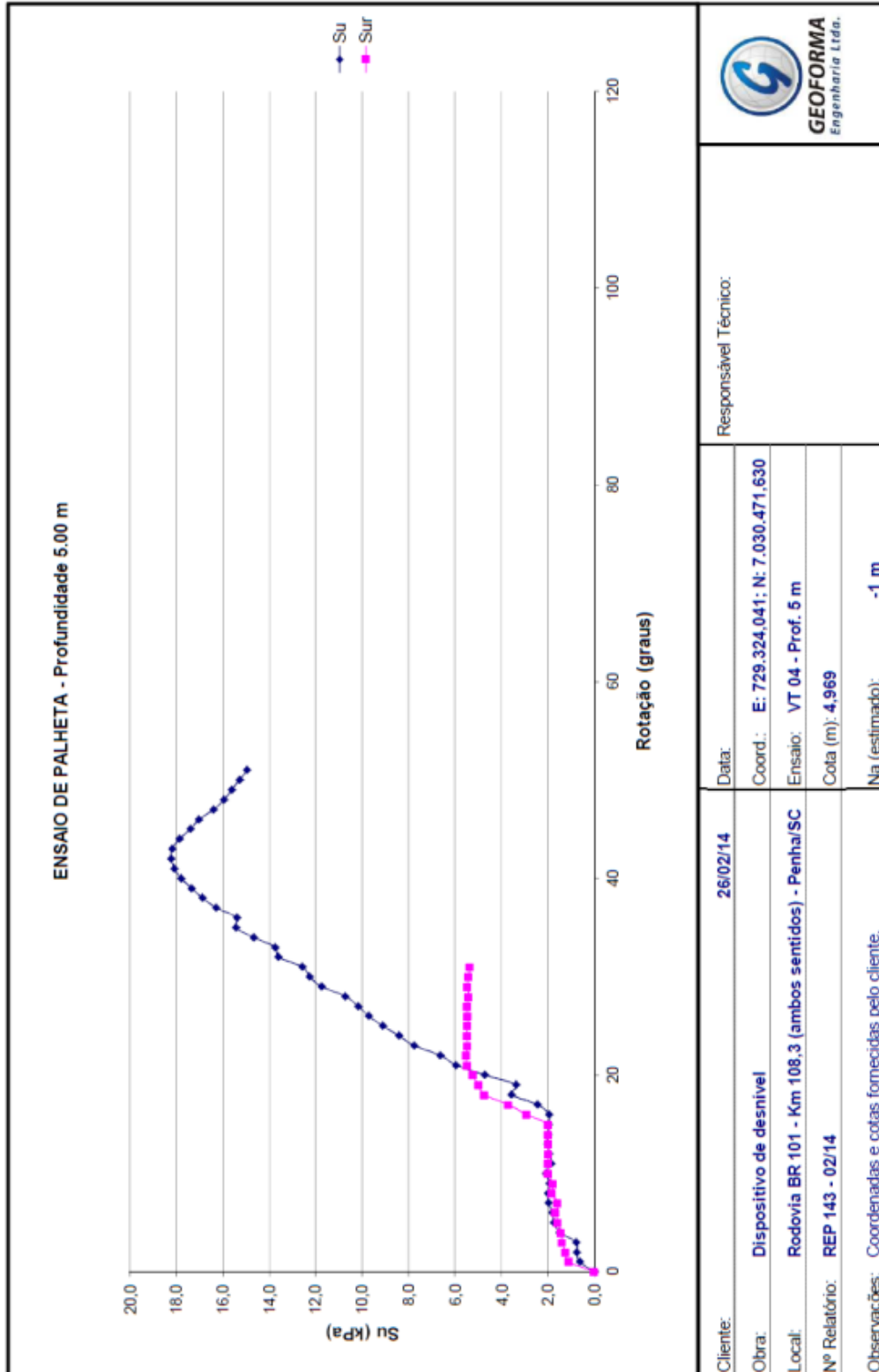


ANEXO B – Ensaio de palheta *in situ*

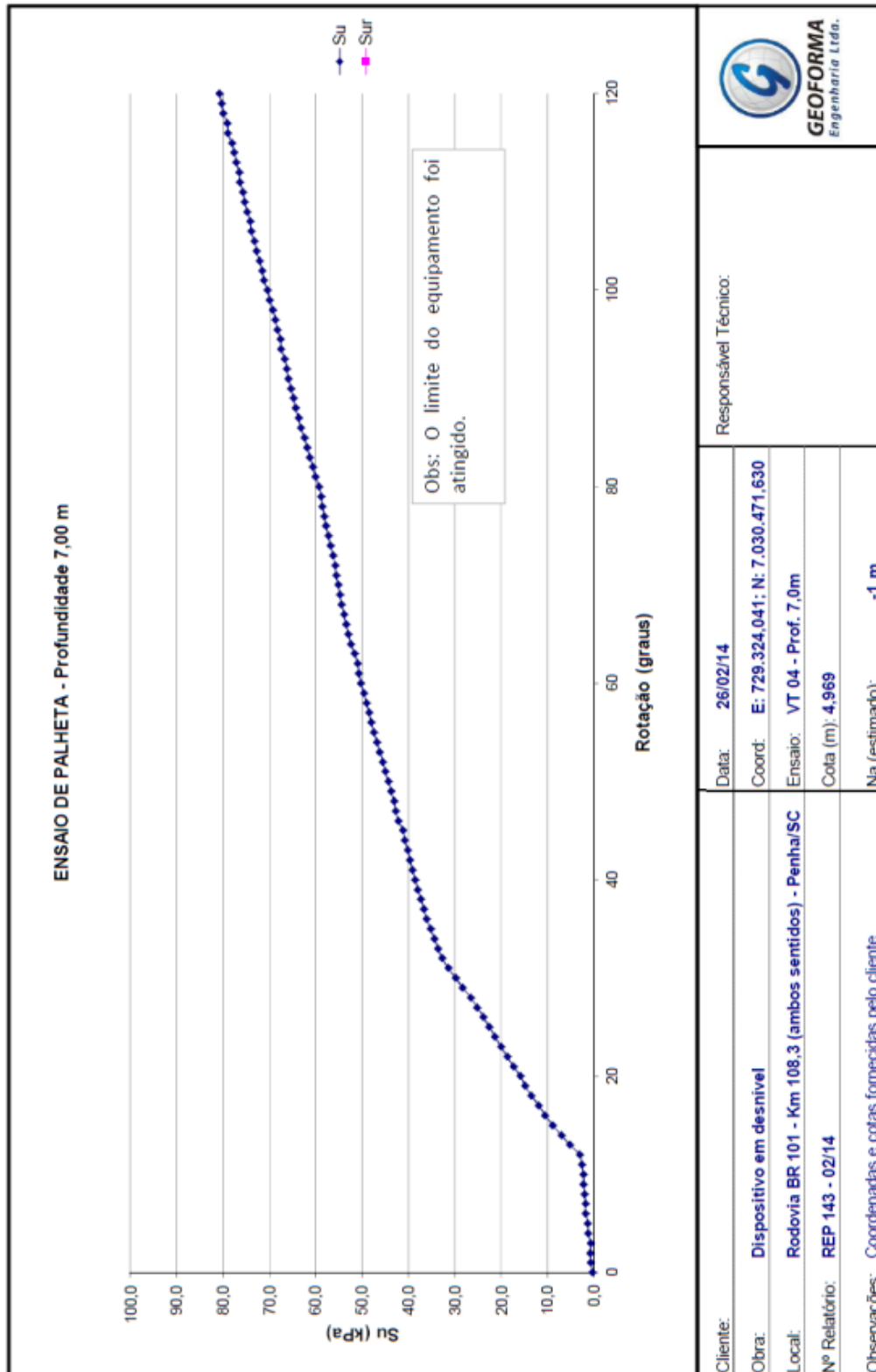
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



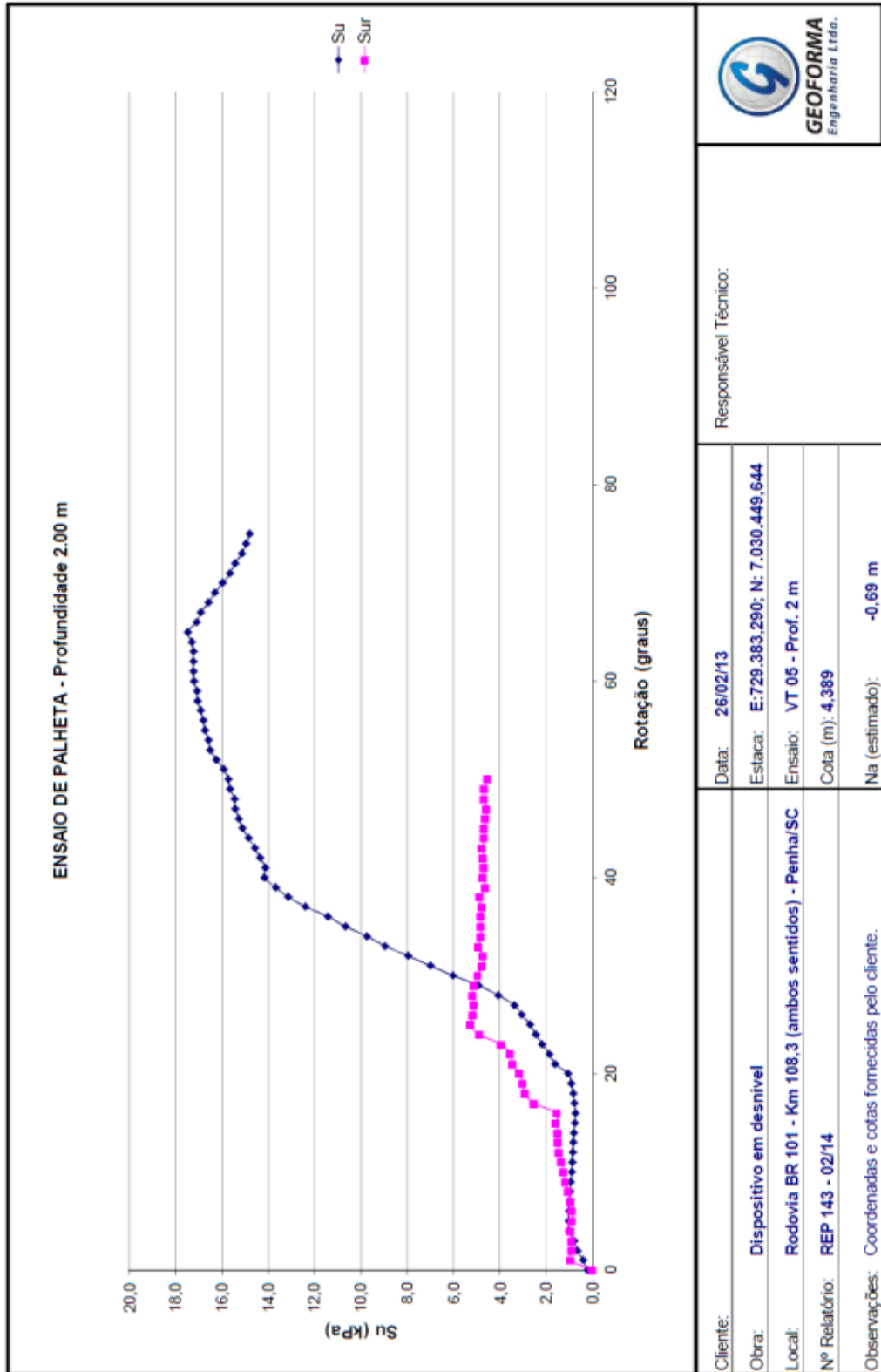
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



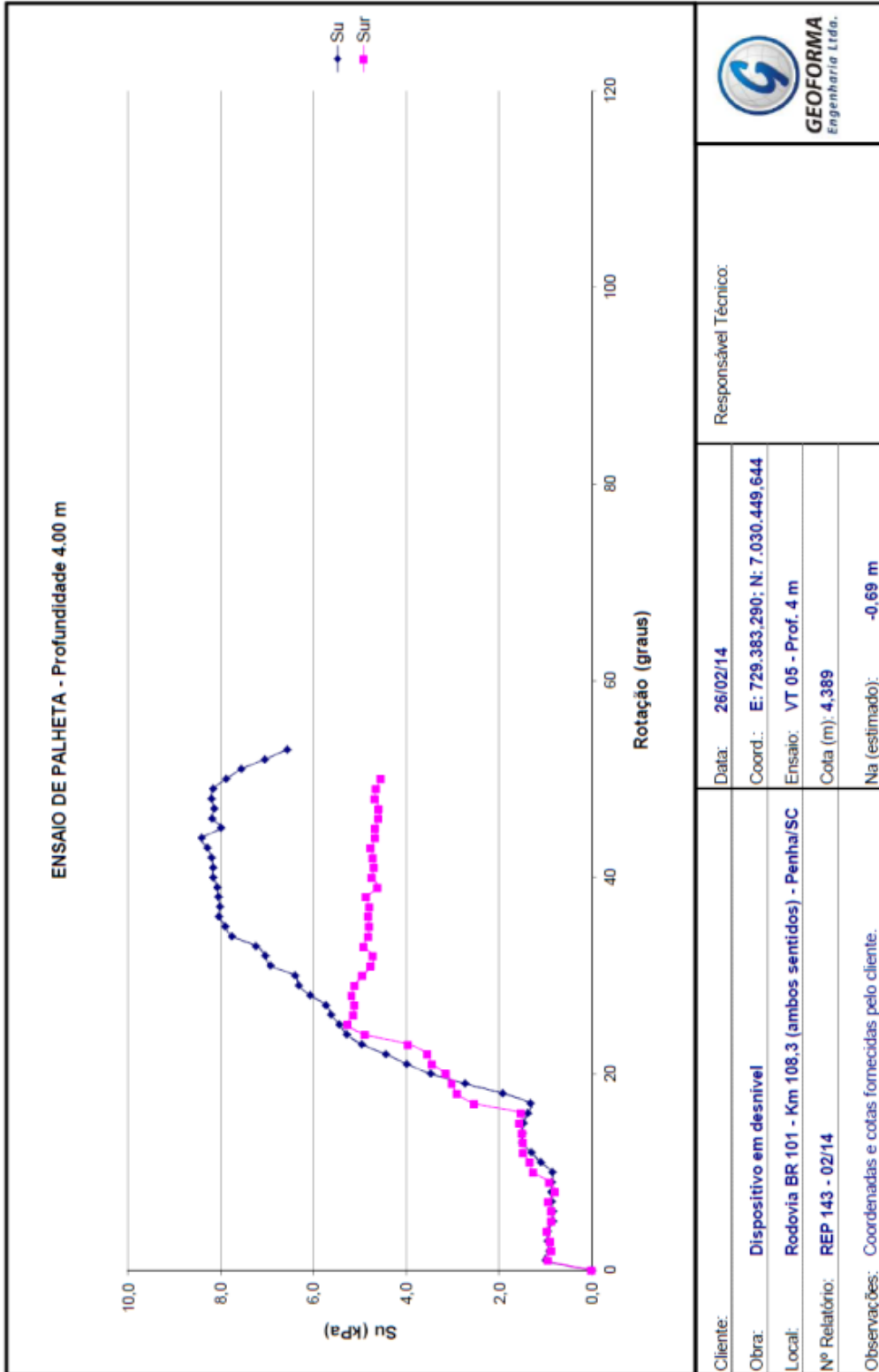
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



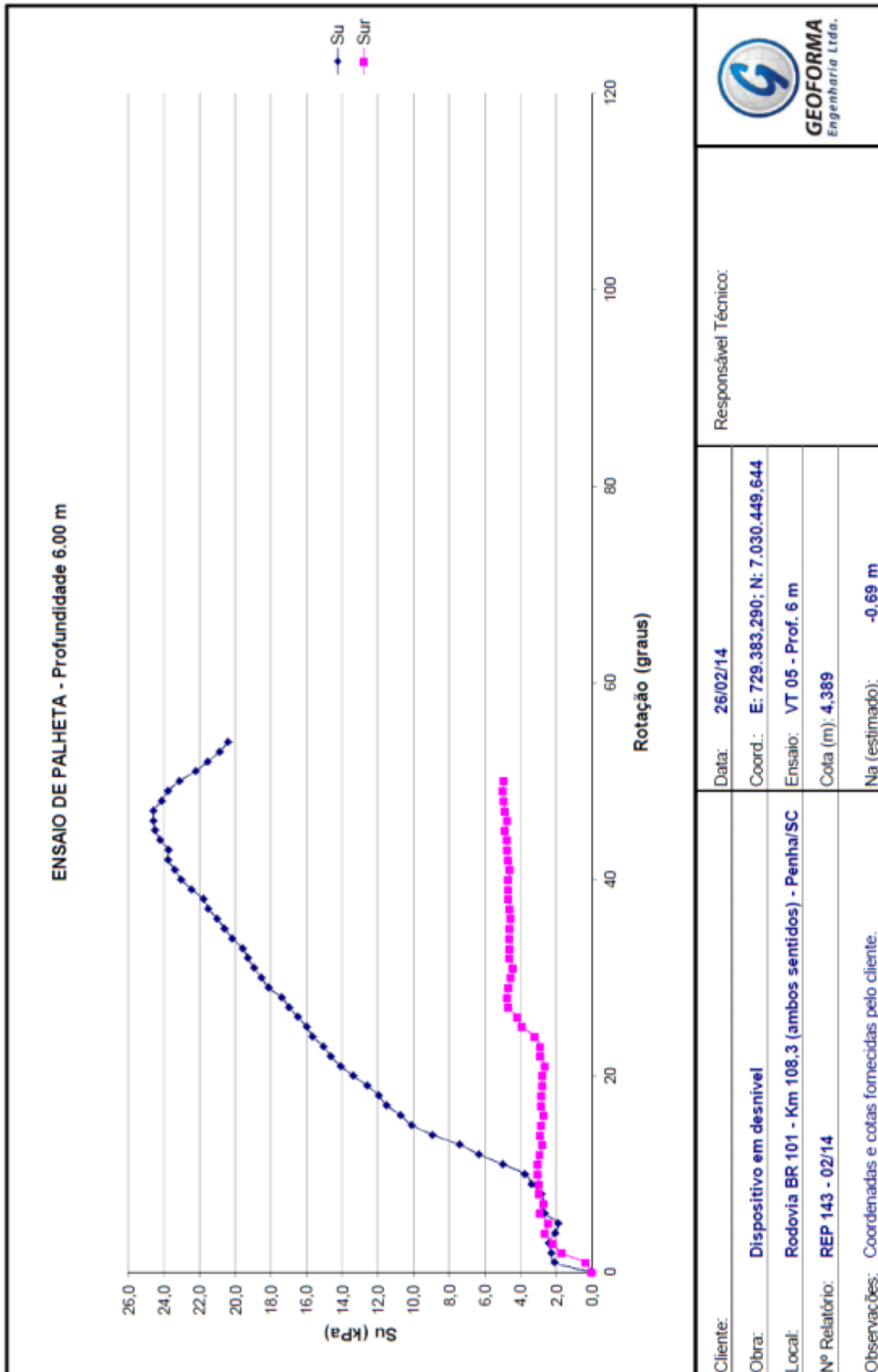
ENSAIO DE PALHETA *IN SITU* - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



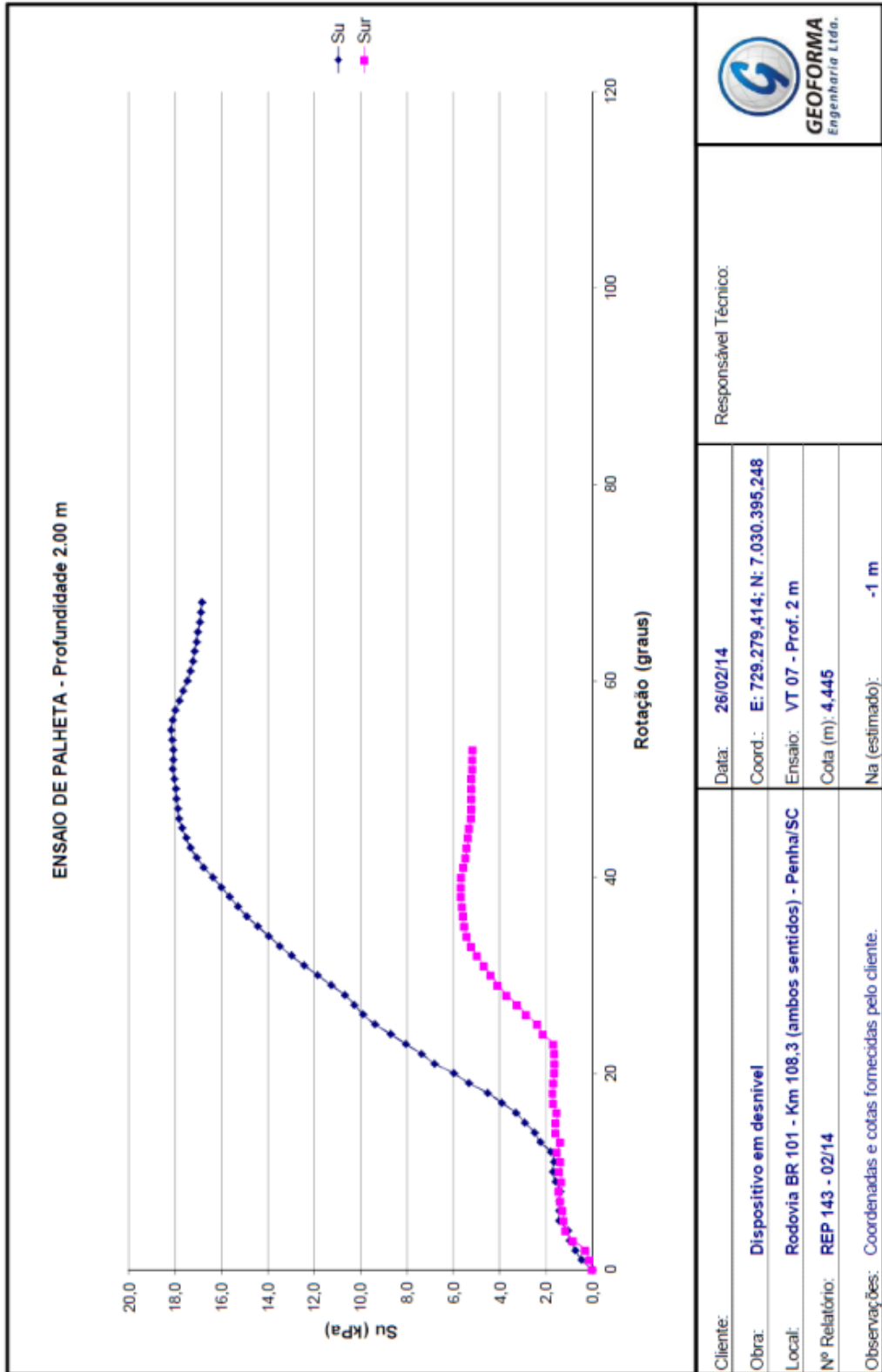
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



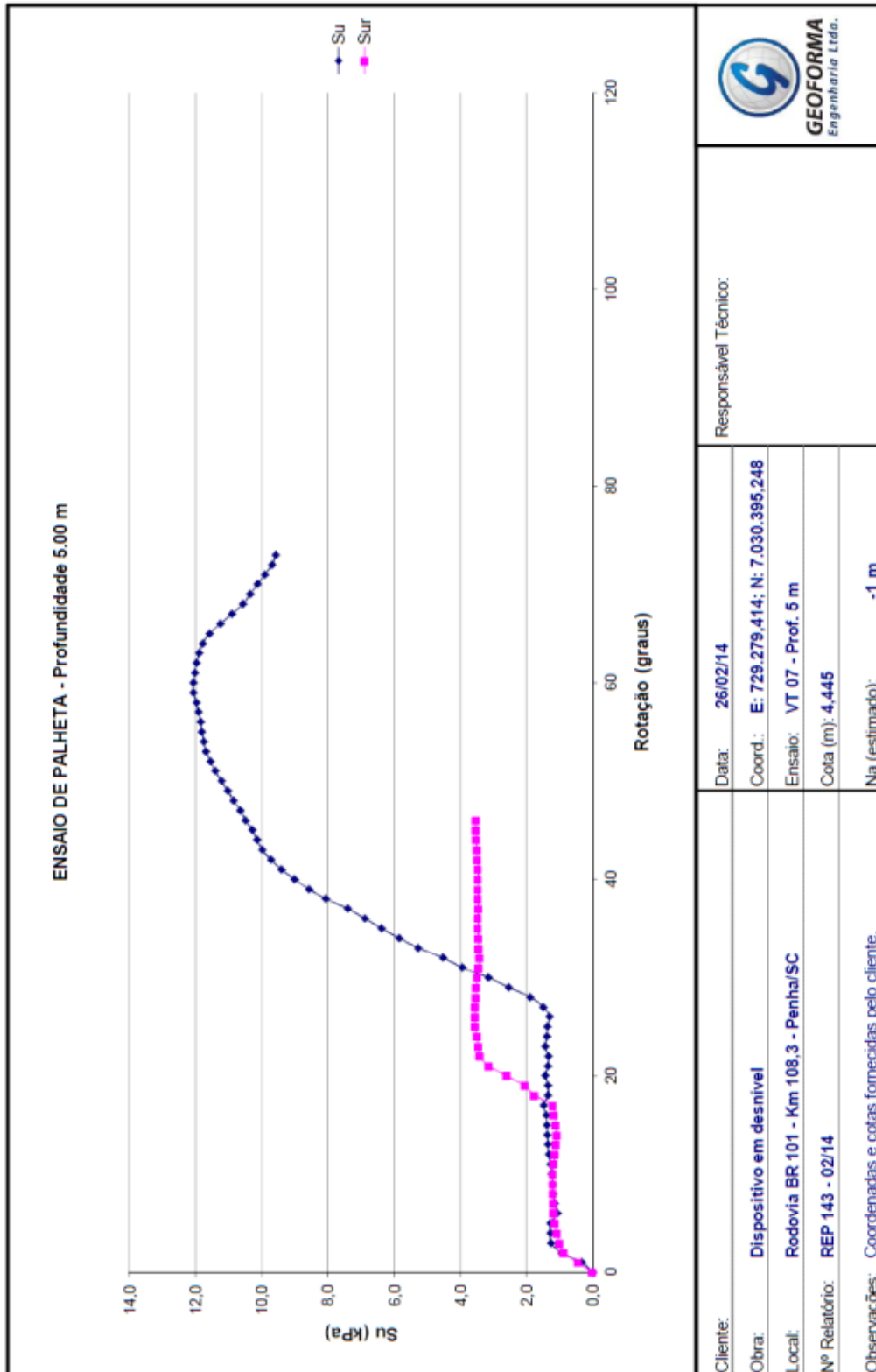
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



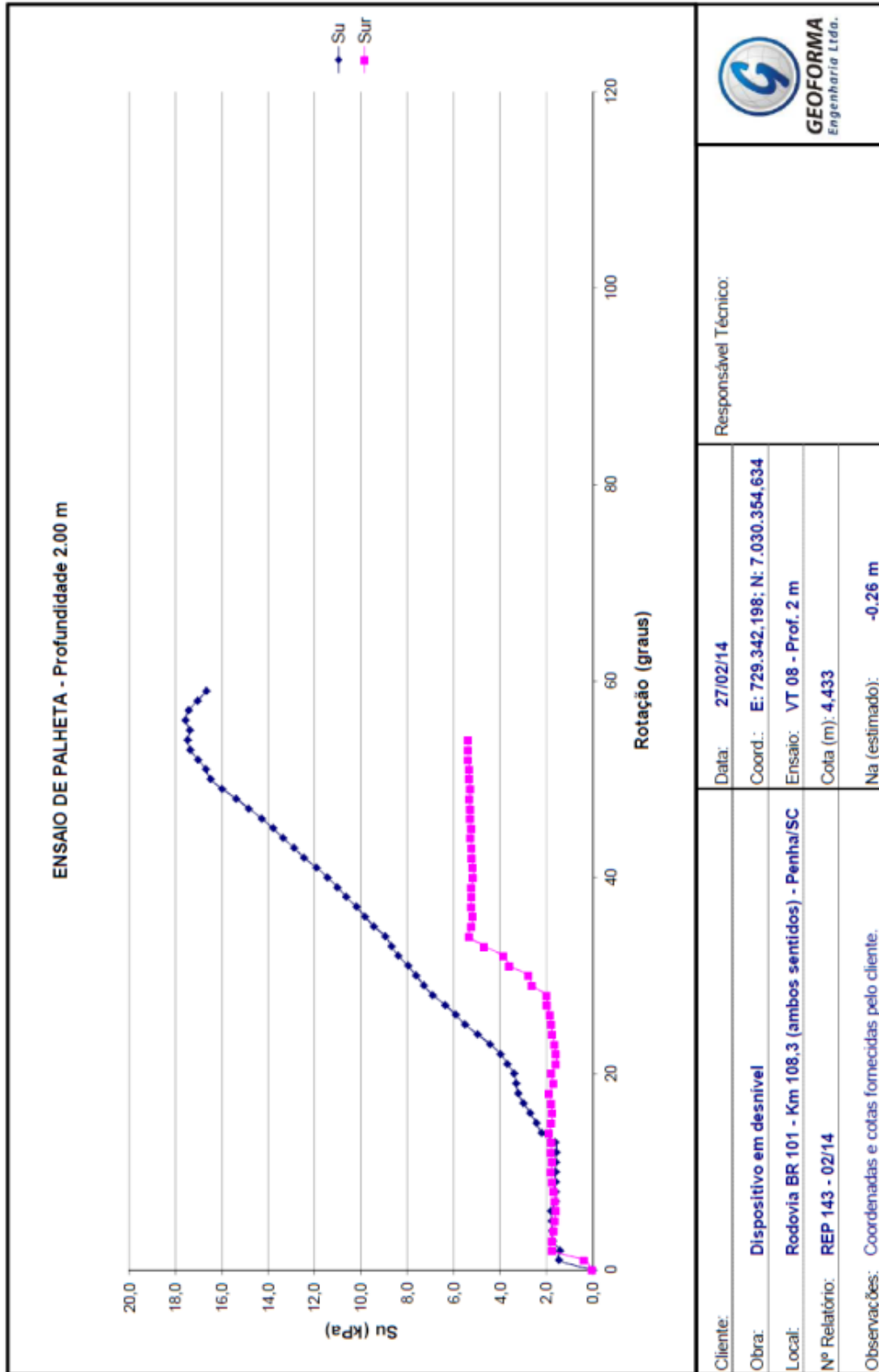
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



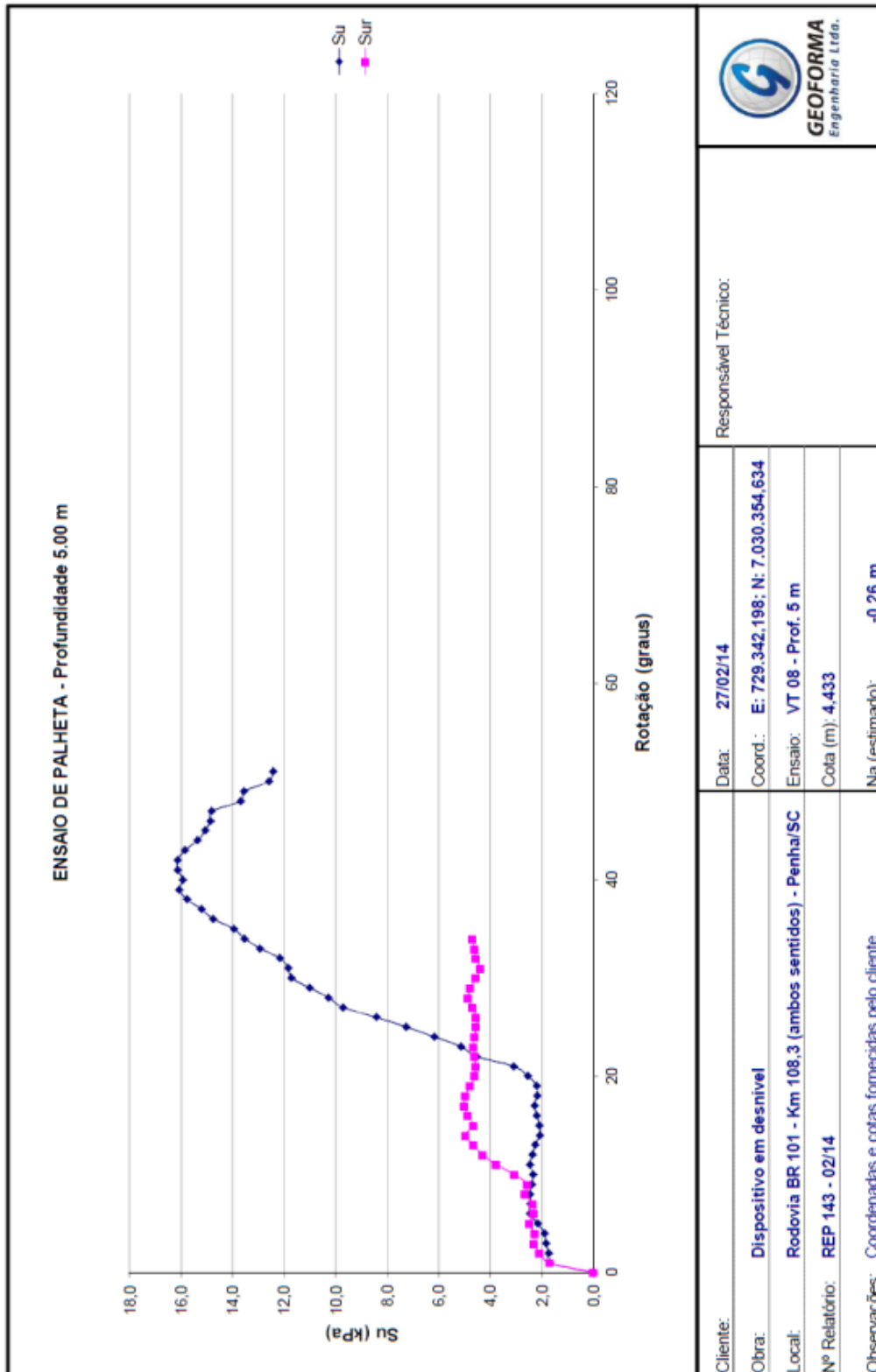
ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



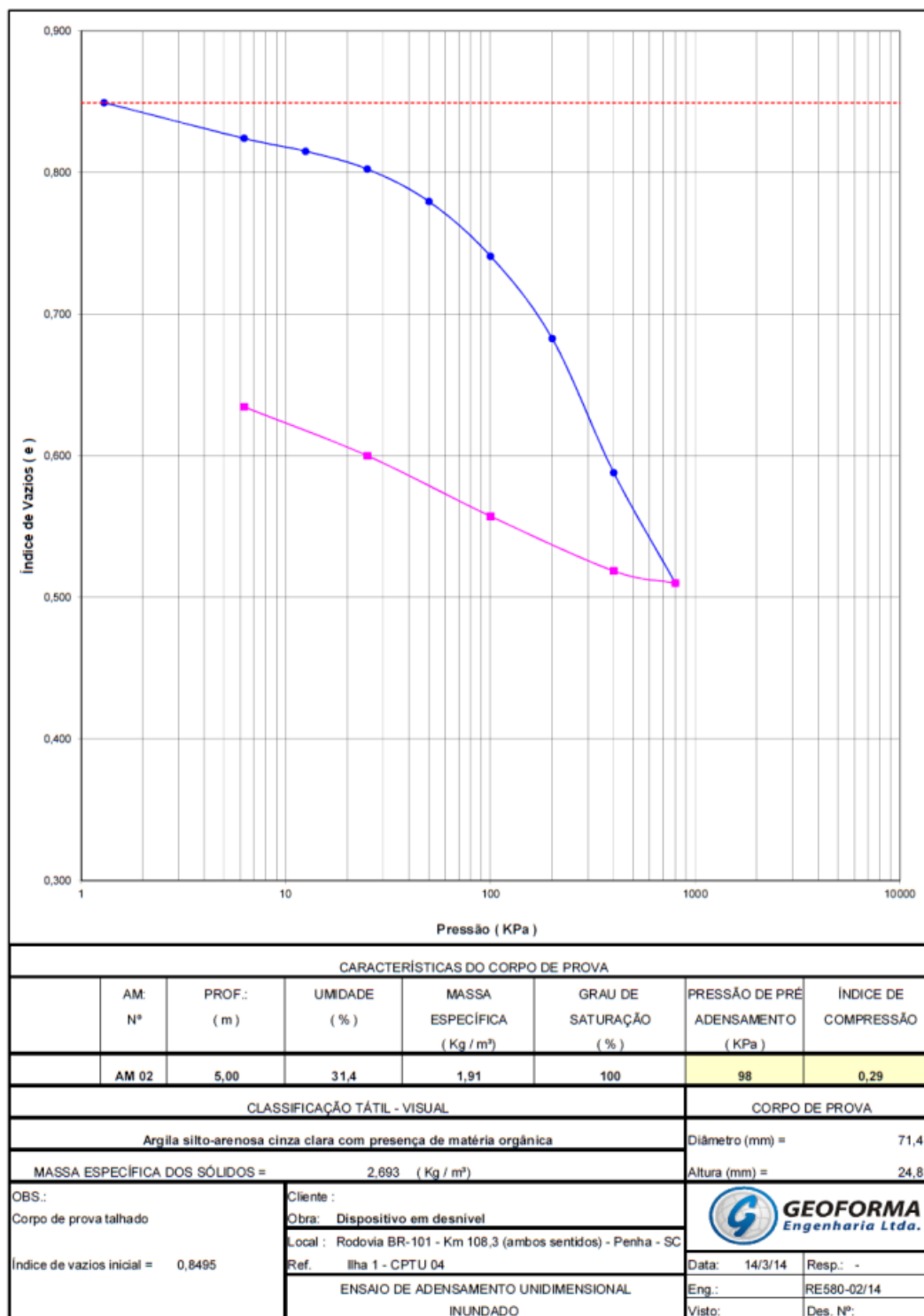
ENSAIO DE PALHETA *IN SITU* - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)

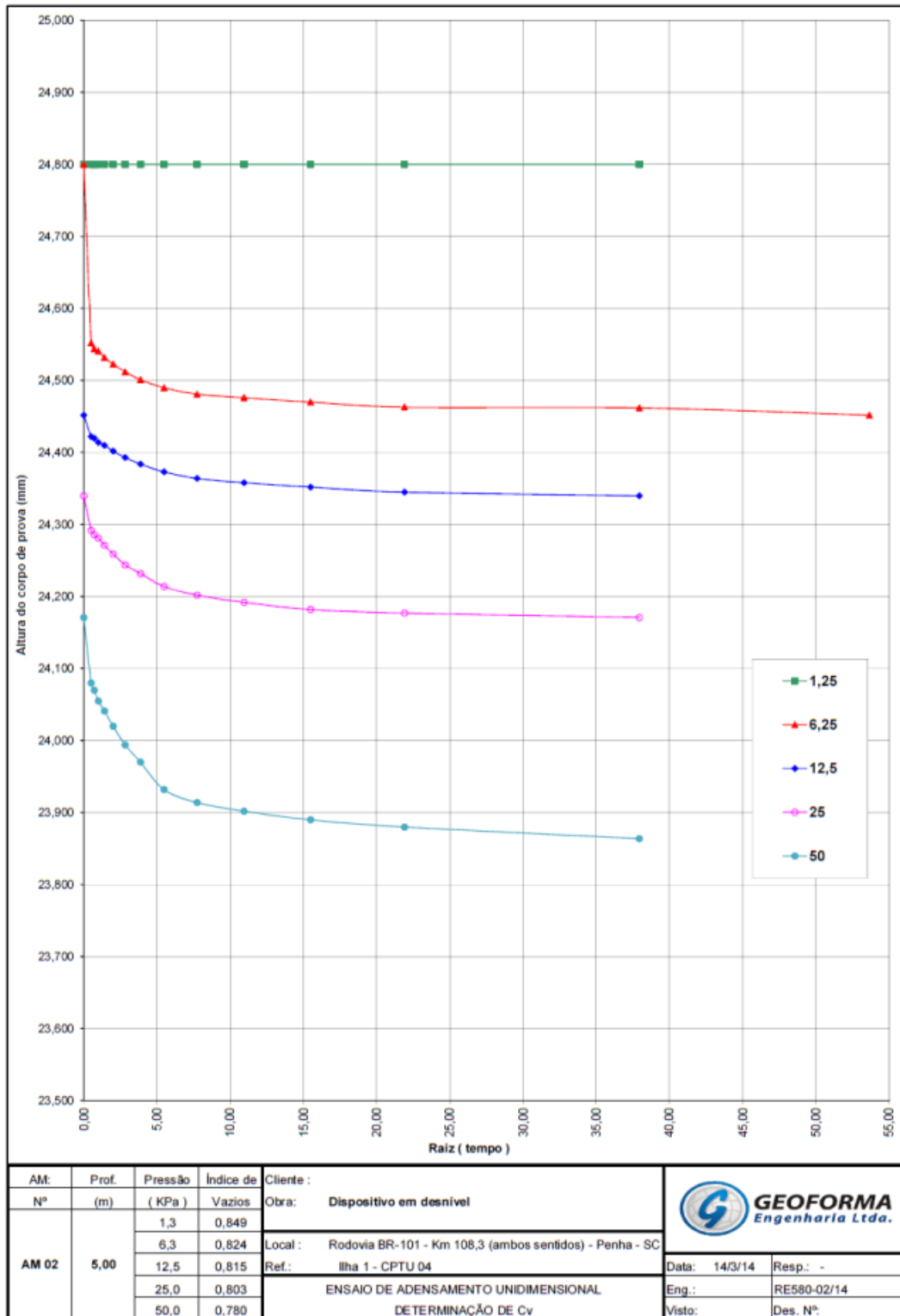



ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)

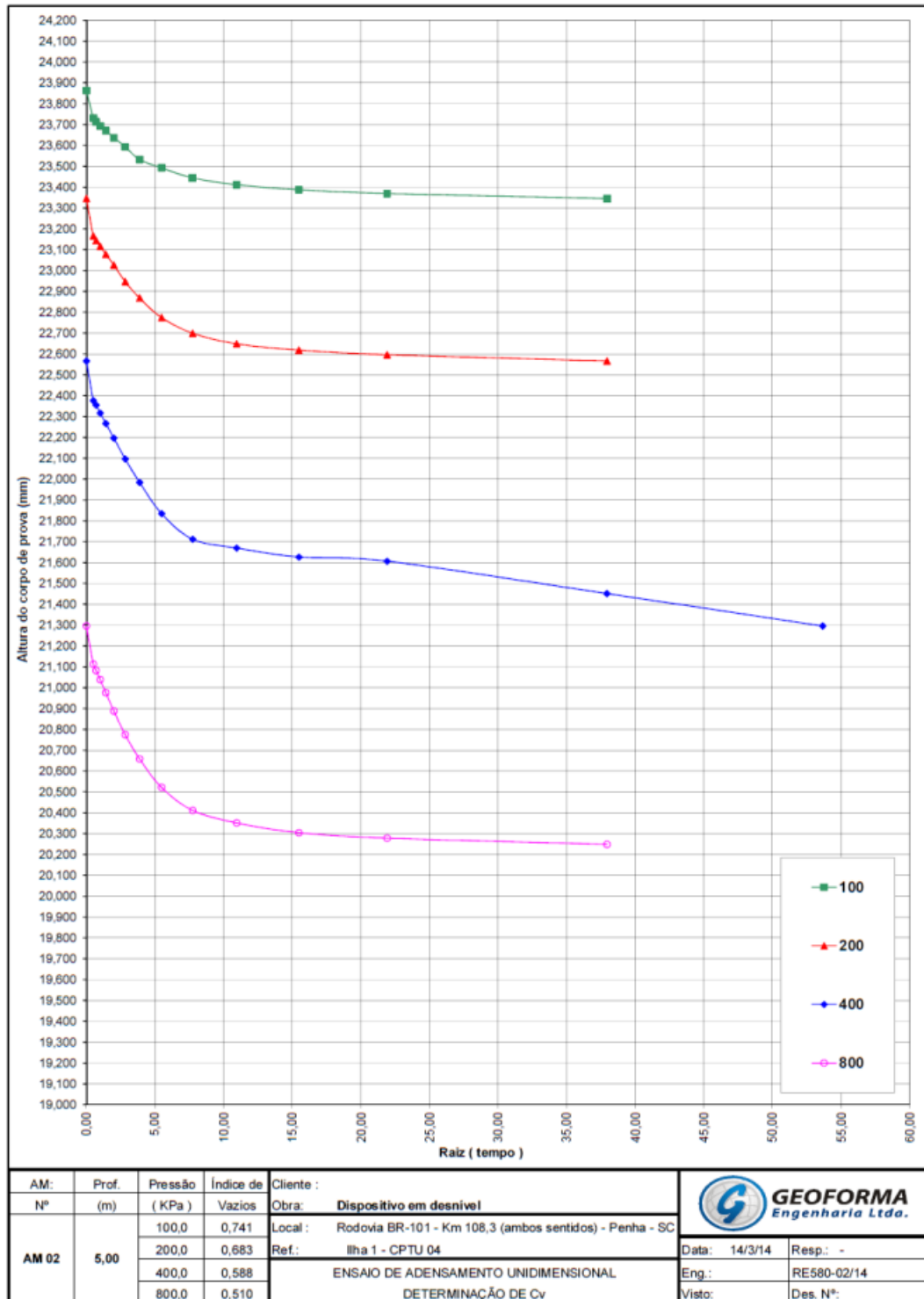


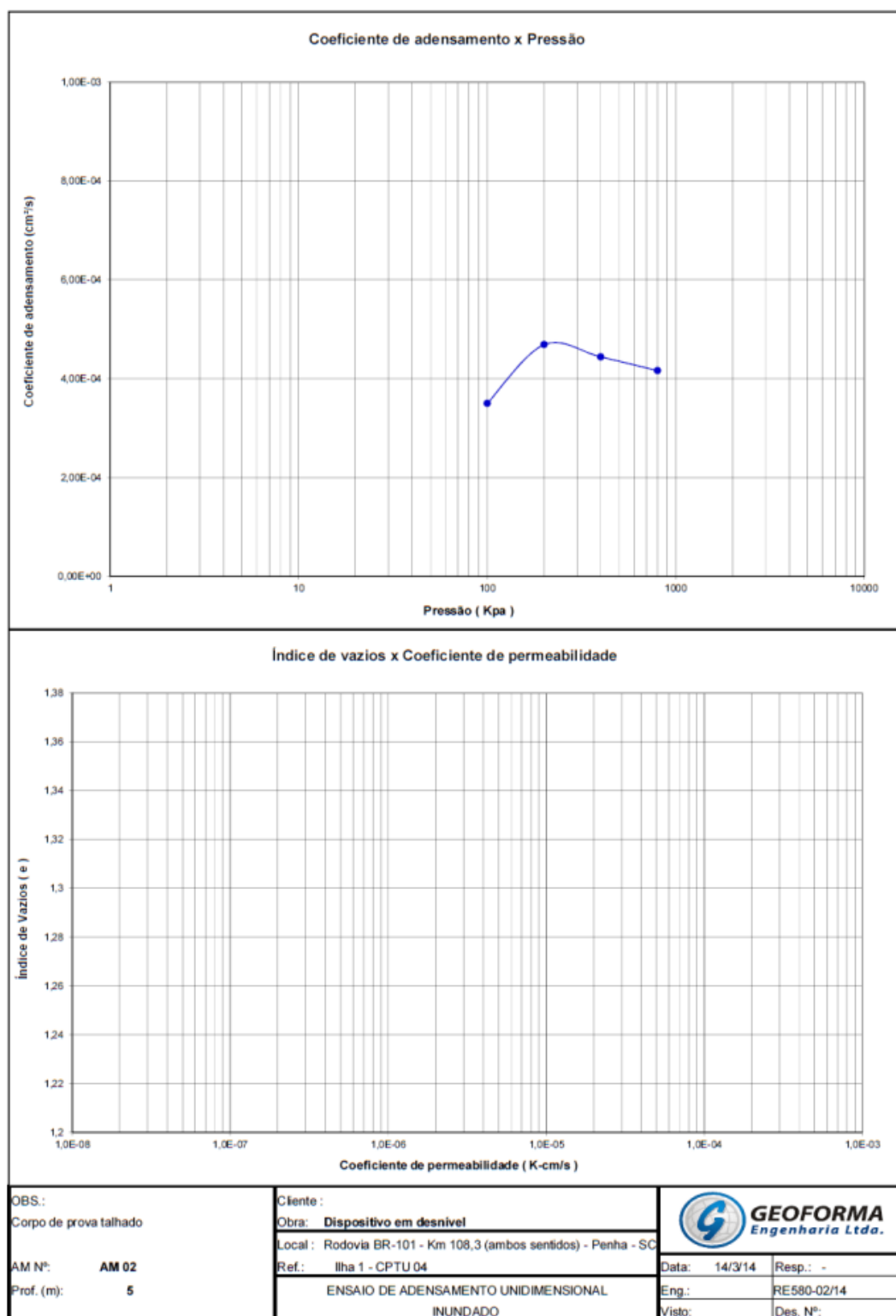
ANEXO C – Ensaios de adensamento

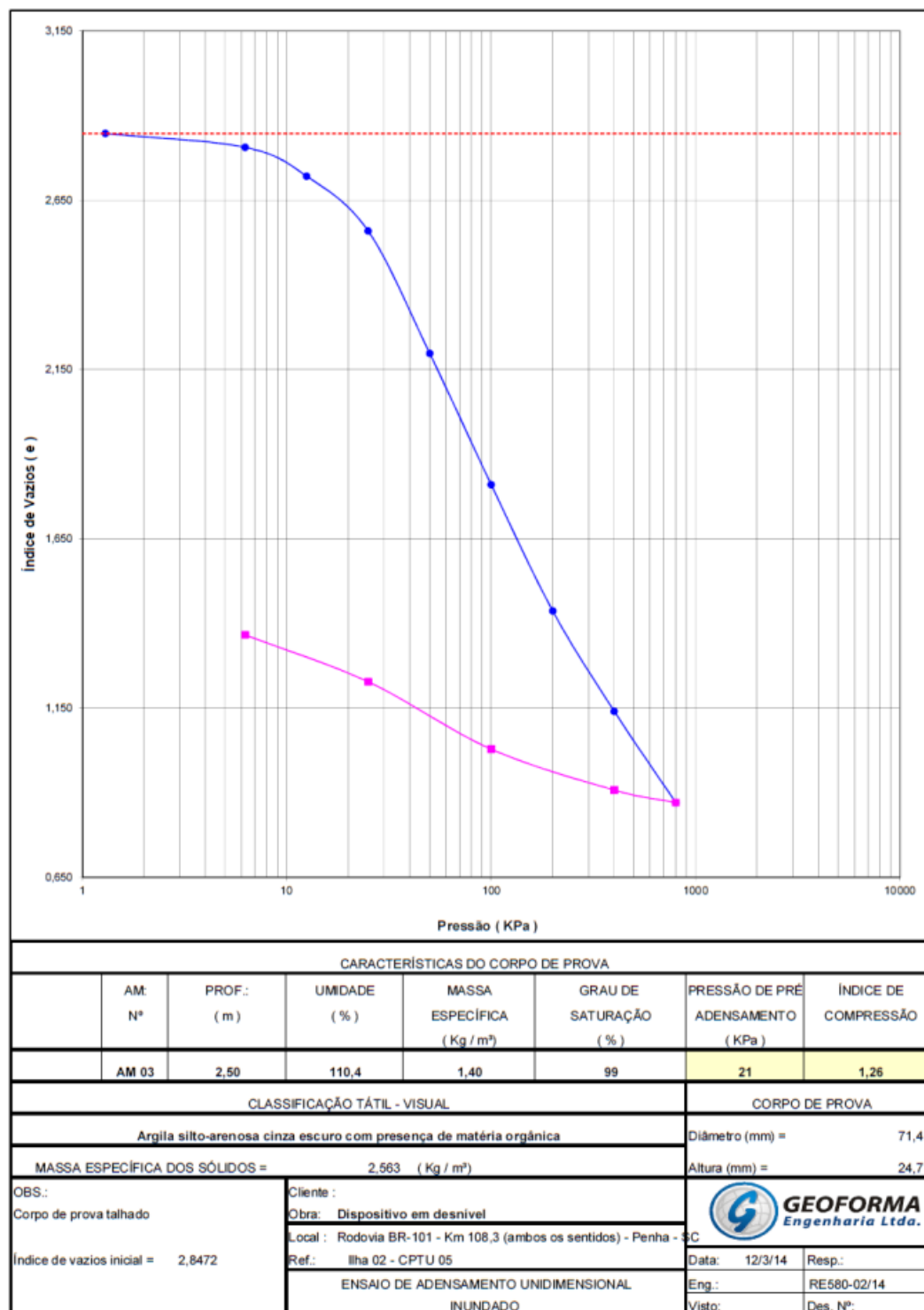


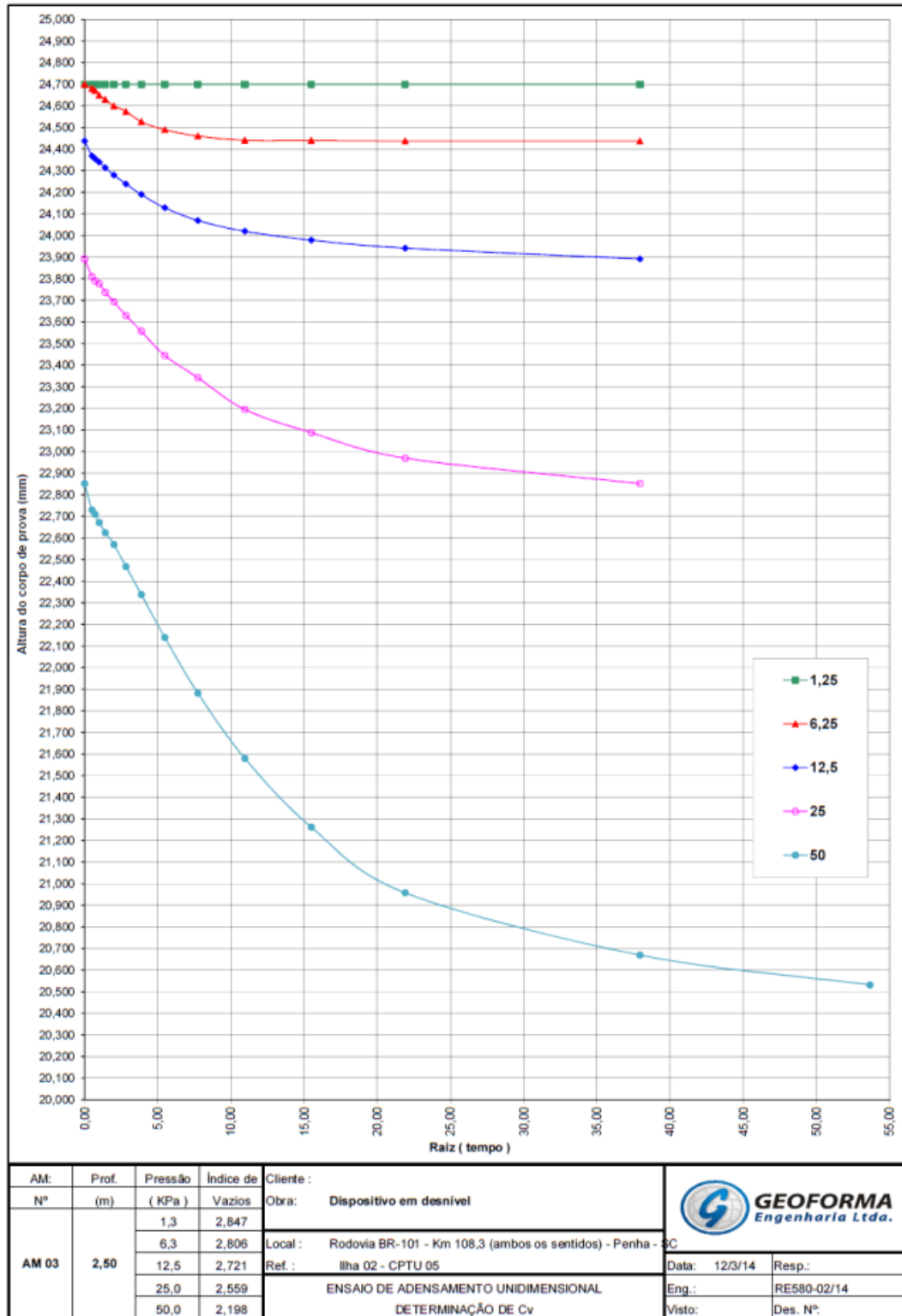



AM:	Prof.	Pressão	Índice de	Cliente :		
Nº	(m)	(KPa)	Vazios	Obra: Dispositivo em desnível		
AM 02	5,00	1,3	0,849	Local : Rodovia BR-101 - Km 108,3 (ambos sentidos) - Penha - SC	Data: 14/3/14 Resp.: -	
		6,3	0,824	Ref.: Ilha 1 - CPTU 04		Eng.: RE580-02/14
		12,5	0,815	ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DETERMINAÇÃO DE Cv		Visto: Des. Nº:
		25,0	0,803			
		50,0	0,780			

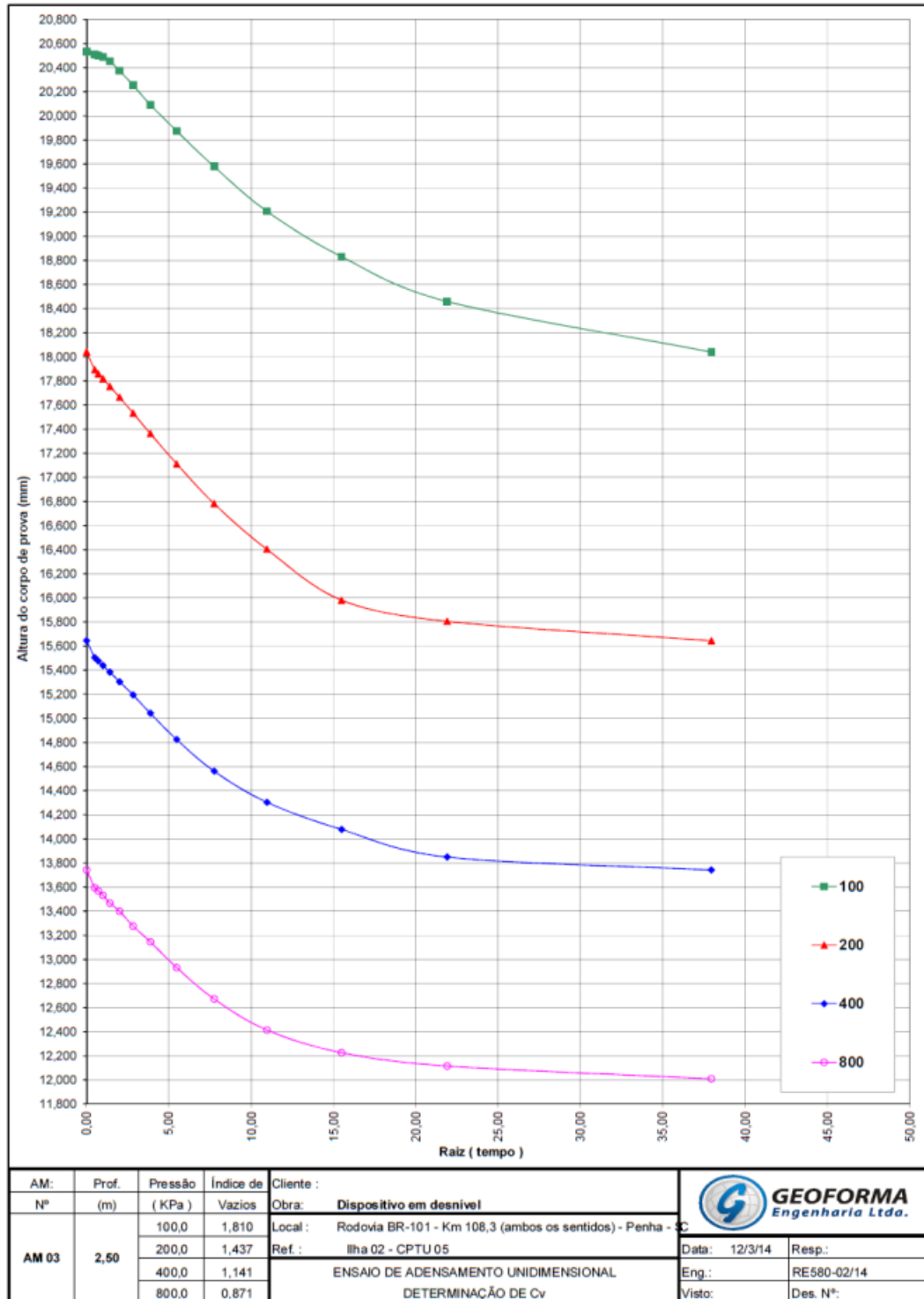





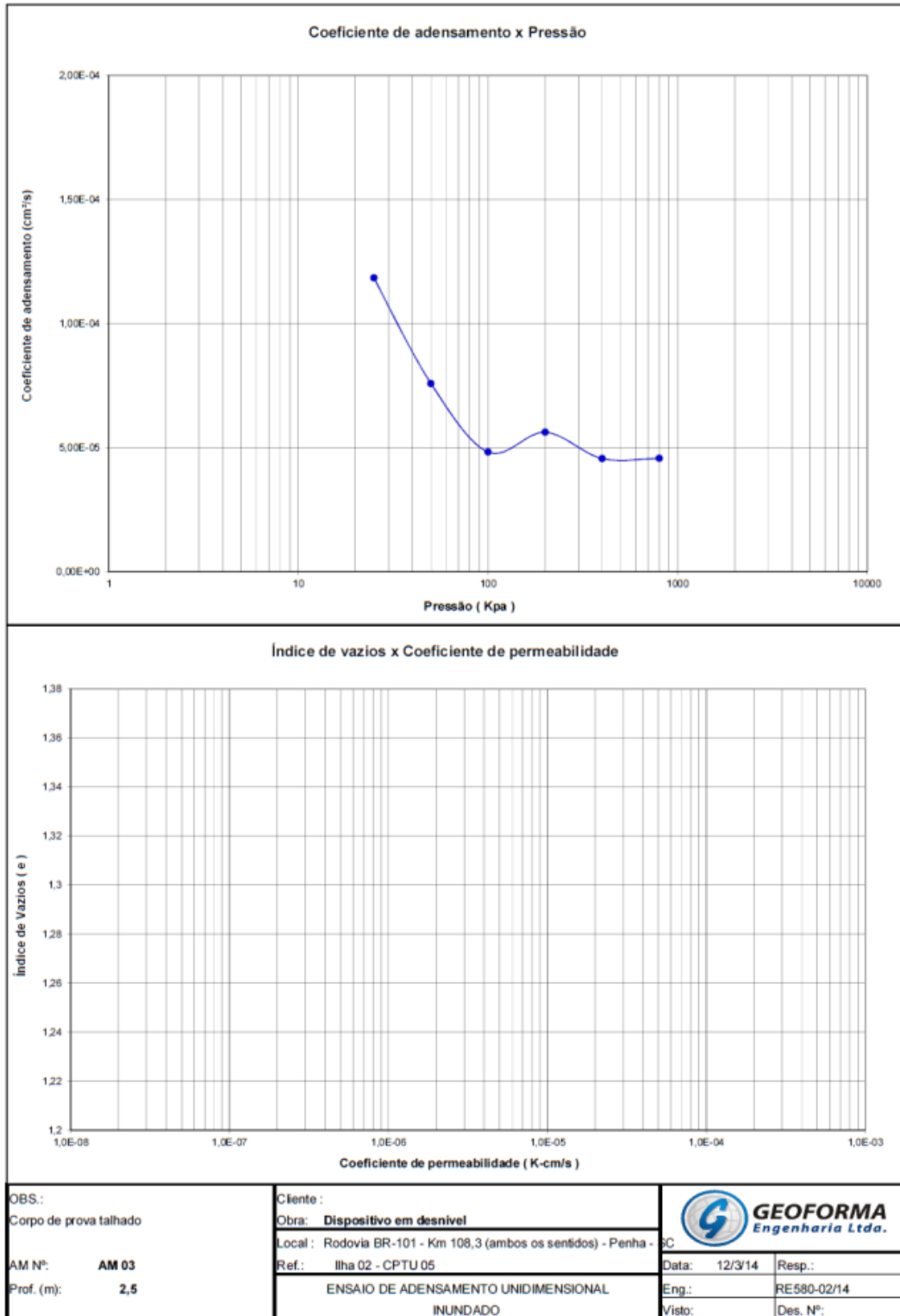


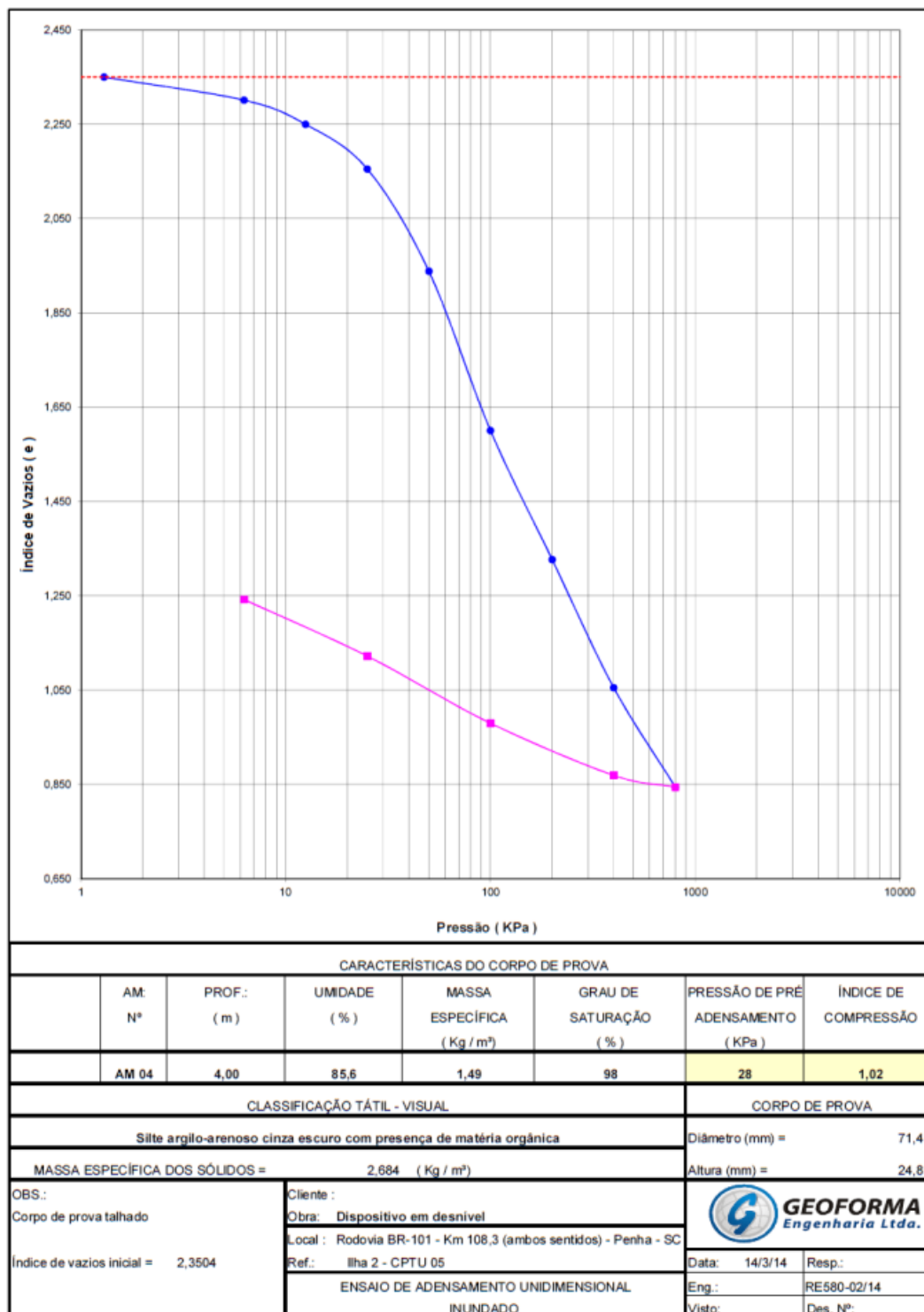


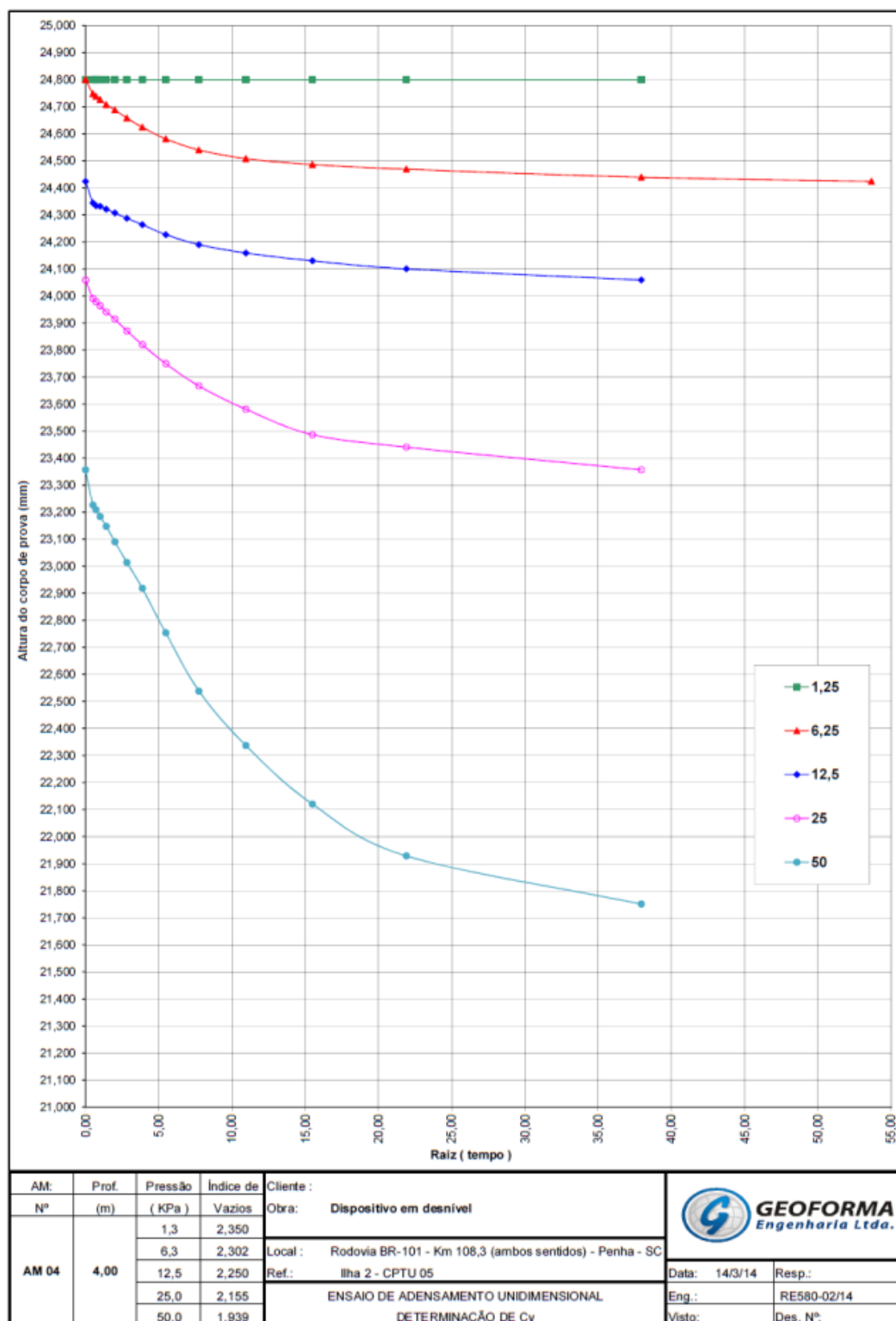
AM:	Prof.	Pressão	Índice de	Cliente :			
Nº	(m)	(KPa)	Vazios	Obra: Dispositivo em desnível			
AM 03	2,50	1,3	2,847	Local : Rodovia BR-101 - Km 108,3 (ambos os sentidos) - Penha - SC	Data: 12/3/14	Resp.:	
		6,3	2,806	Ref. : Ilha 02 - CPTU 05	Eng.:	RE580-02/14	
		12,5	2,721	ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DETERMINAÇÃO DE Cv		Visto:	Des. Nº
		25,0	2,559				
		50,0	2,198				

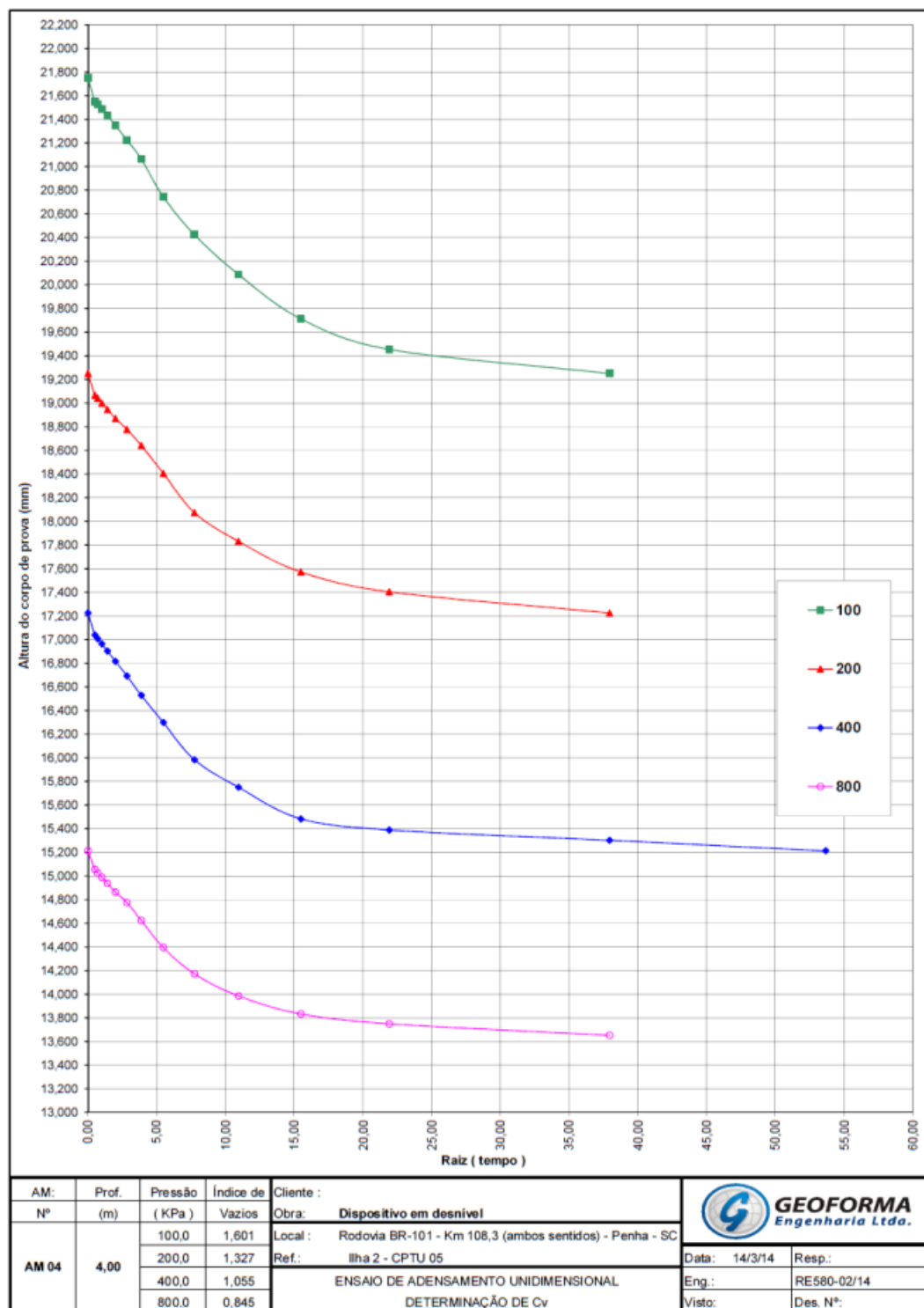


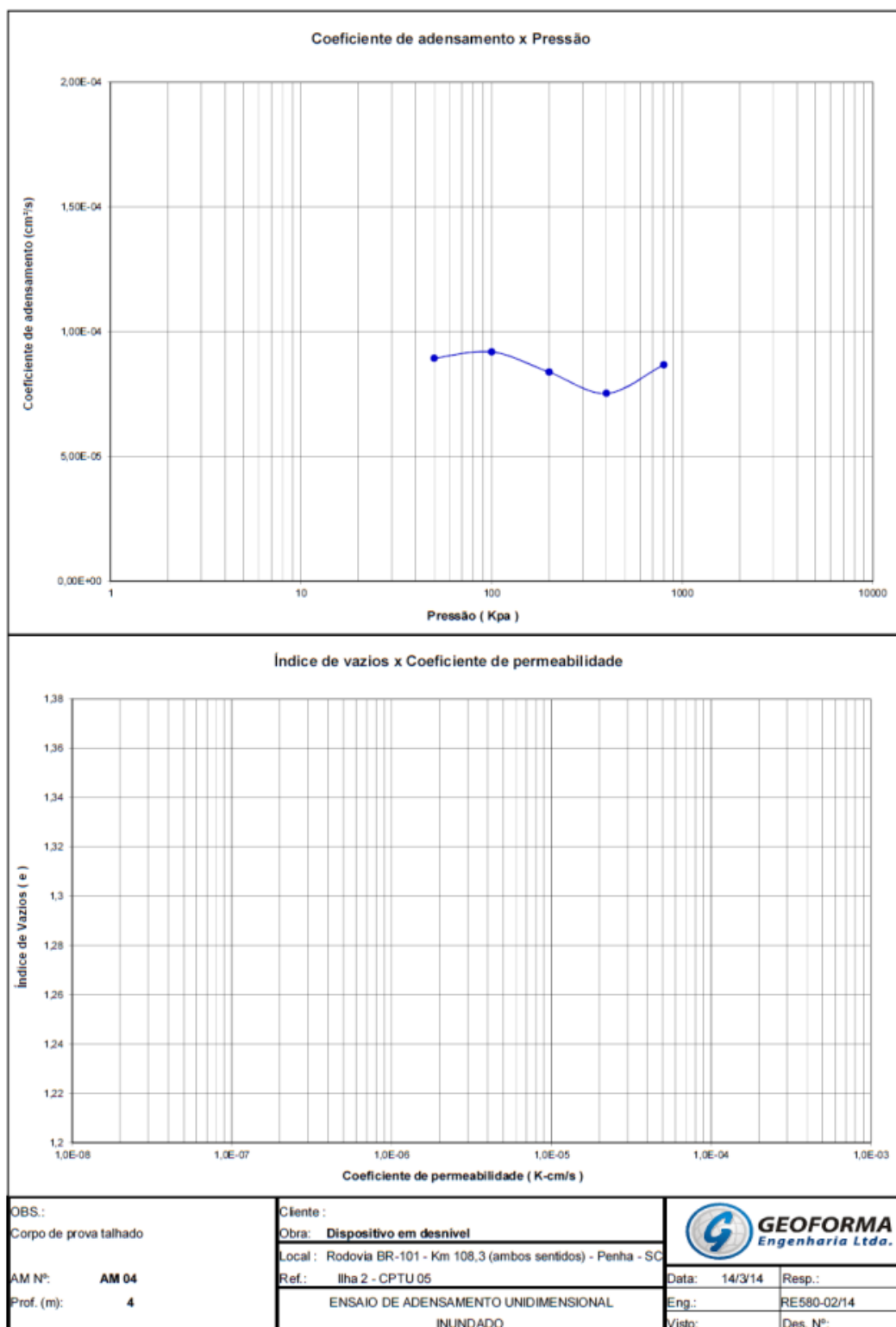
AM:	Prof.	Pressão	Índice de	Cliente :		
Nº	(m)	(KPa)	Vazios	Obra: Dispositivo em desnível		
AM 03	2,50	100,0	1,810	Local : Rodovia BR-101 - Km 108,3 (ambos os sentidos) - Penha - SC	Data: 12/3/14	
		200,0	1,437	Ref. : Ilha 02 - CPTU 05		Eng.: RE580-02/14
		400,0	1,141	ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL DETERMINAÇÃO DE Cv		Visto:
		800,0	0,871			Des. N°:











ANEXO D – Ensaios de caracterização da amostra

UMIDADE NATURAL

RE 580 - 02/14

Cliente:

Obra:

Data:

*Dispositivo em desnível**15/3/14*

Local AM01 - ILHA 01 - 3,50 M				Local AM02 - ILHA 01 - 5,00 M			
Material	Argila orgânica (turfa)			Material	Argila arenosa cinza clara com presença de mat. Orgânica		
Prof.	3,50 m			Prof.	5,00 m		
Cápsula nº	51	56	59	Cápsula nº	41	53	67
Tara + Solo + Água (g)	65,05	59,06	71,50	Tara + Solo + Água (g)	46,04	51,39	58,30
Tara + Solo (g)	46,27	41,73	49,58	Tara + Solo (g)	42,07	45,80	51,56
Tara (g)	29,07	26,63	29,10	Tara (g)	29,99	27,63	29,59
Massa Água (g)	18,78	17,33	21,92	Massa Água (g)	3,97	5,59	6,74
Massa Solo (g)	17,20	15,10	20,48	Massa Solo (g)	12,08	18,17	21,97
Umidade (%)	109,19	114,77	107,03	Umidade (%)	32,86	30,76	30,68
Umidade Média (%)	110,33			Umidade Média (%)	31,44		
Observações				Observações			

Local AM03 - ILHA 2 - 2,50 M				Local AM04 - ILHA 2 - 4,00 M			
Material	Argila cinza escuro com presença de matéria orgânica			Material	Argila cinza escuro com presença de matéria orgânica		
Prof.	2,50 m			Prof.	4,00 m		
Cápsula nº	71	28	89	Cápsula nº	32	89	29
Tara + Solo + Água (g)	50,82	49,34	62,39	Tara + Solo + Água (g)	54,22	59,00	61,18
Tara + Solo (g)	39,30	38,58	45,01	Tara + Solo (g)	42,62	44,98	46,50
Tara (g)	28,97	28,91	28,99	Tara (g)	29,10	29,00	28,84
Massa Água (g)	11,52	10,76	17,38	Massa Água (g)	11,60	14,02	14,68
Massa Solo (g)	10,33	9,67	16,02	Massa Solo (g)	13,52	15,98	17,66
Umidade (%)	111,52	111,27	108,49	Umidade (%)	85,80	87,73	83,13
Umidade Média (%)	110,43			Umidade Média (%)	85,55		
Observações				Observações			

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM SEDIMENTAÇÃO - NBR 7181

RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra: AM01 (ILHA 01 - 3,50M)- Argila orgânica (turfa)

Meio dispersor: Solução de hexametáfosfato de sódio

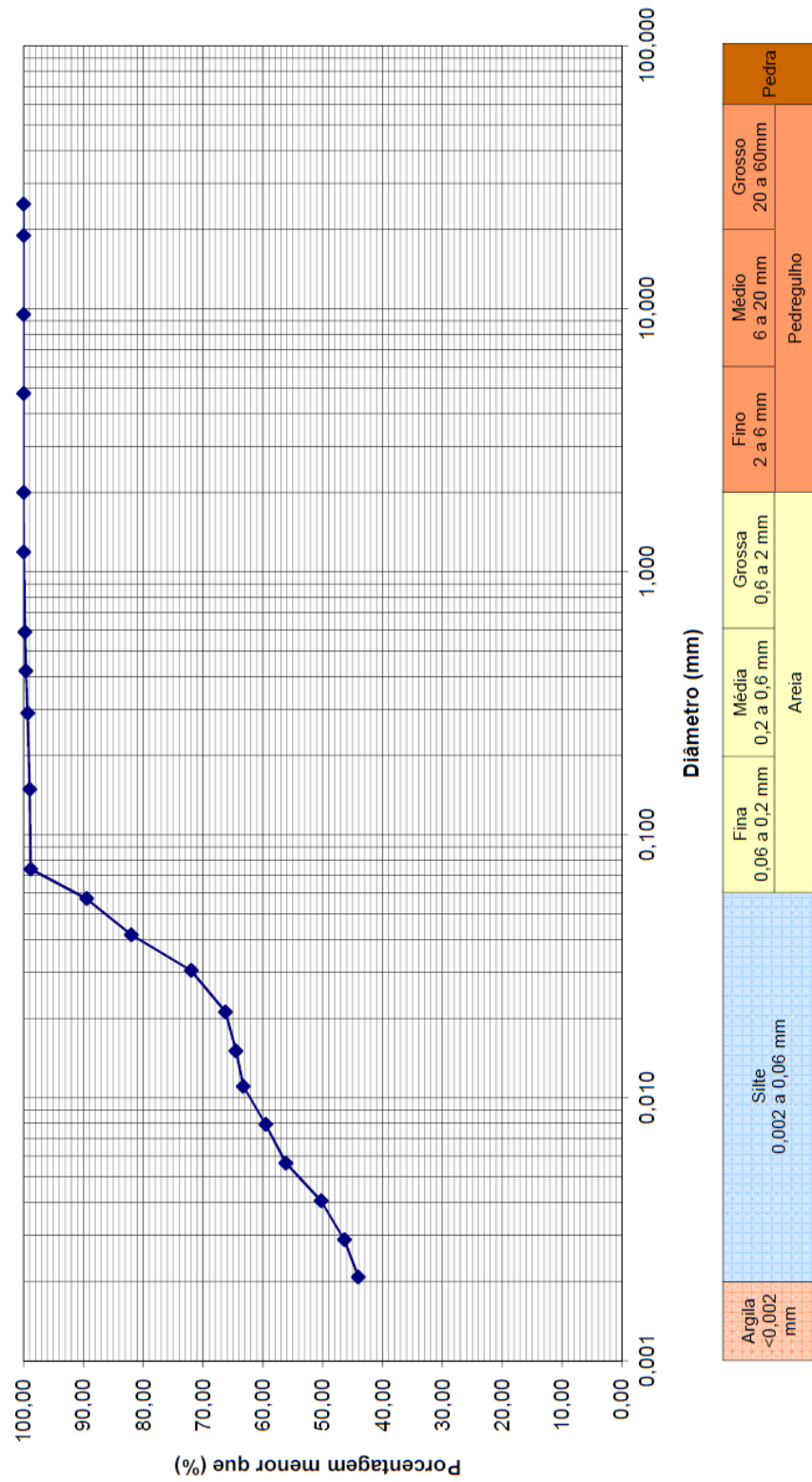
OBS:

Data: 18/03/14

Análise Granulométrica					Peneiramento Grosso				
					Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa
		Pol.	mm						
Massa Total da Amostra Seca ao Ar (Mt):		1000,00			25,000	0,00	0,00	100,00	
Massa Total da Amostra Seca (Ms):		948,59			19,000	0,00	0,00	100,00	
Massa de Material Seco Retido na 2,0 mm (Ml):		0,00			3/8"	9,520	0,00	0,00	100,00
Massa de Material Seco ao Ar que Passa na 2,0 mm (Mh):		70,19			4	4,760	0,00	0,00	100,00
					10	2,000	0,00	0,00	100,00
Umidade Higroscópica					Peneiramento Fino				
Cápsula nº	1	2	7	Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa	
				Pol.	mm				
Tara (g)	8,46	7,93	8,19	16	1,190	0,03	0,03	99,95	
Tara + Solo + Água (g)	20,49	20,20	20,46	30	0,590	0,13	0,16	99,76	
Tara + Solo (g)	19,87	19,57	19,83	40	0,420	0,10	0,26	99,61	
Massa Água (g)	0,62	0,63	0,63	50	0,290	0,20	0,46	99,31	
Massa Solo (g)	11,41	11,64	11,64	100	0,149	0,23	0,69	98,96	
Umidade (%)	5,43	5,41	5,41	200	0,074	0,11	0,80	98,80	
Umidade Média (%)	5,42								
Ensaio de Sedimentação			Data iniciat:	18/03/14		Densímetro nº:	01		
			Hora iniciat:	10:55:00		Proveta nº:	01		
Data	Hora	Tempo (s)	Temp (°C)	Leitura	Id	Alt. queda (cm)	viscosidade	φ grão	% em suspensão
18/03/14	10:55:30	30	27,5	1,0430	1,0072	9,53	8,65E-06	0,057	89,47
18/03/14	10:56:00	60	27,5	1,0400	1,0072	10,09	8,65E-06	0,042	81,98
18/03/14	10:57:00	120	27,5	1,0360	1,0072	10,84	8,65E-06	0,031	72,00
18/03/14	10:59:00	240	27,5	1,0337	1,0072	10,47	8,65E-06	0,021	66,26
18/03/14	11:03:00	480	27,5	1,0330	1,0072	10,60	8,65E-06	0,015	64,51
18/03/14	11:10:00	900	27,5	1,0325	1,0072	10,69	8,65E-06	0,011	63,26
18/03/14	11:25:00	1800	27,5	1,0310	1,0072	10,97	8,65E-06	0,008	59,52
18/03/14	11:55:00	3600	28,0	1,0295	1,0070	11,25	8,57E-06	0,006	56,15
18/03/14	12:55:00	7200	28,5	1,0270	1,0069	11,72	8,48E-06	0,004	50,29
18/03/14	14:55:00	14400	29,3	1,0252	1,0066	12,05	8,35E-06	0,003	46,39
18/03/14	18:55:00	28800	27,5	1,0248	1,0072	12,13	8,65E-06	0,002	44,05
19/03/14	10:55:00	86400	26,0	1,0230	1,0076	12,47	8,92E-06	0,001	
Obs:									
Umidade Higroscópica				Massa Específica Real dos Grãos					
Cápsula nº	11	13	16	nº do Picnômetro	120	150	140		
Tara (g)	8,03	7,87	7,74	Massa Solo + Água (g)	50,14	50,11	50,05		
Tara + Solo + Água (g)	30,75	30,32	30,11	Massa do Solo Seco (g) (Ws)	44,07	44,05	44,00		
Tara + Solo (g)	28,01	27,60	27,40	Massa Pic+Solo+Água (g) (W2)	652,62	645,61	647,92		
Massa Água (g)	2,74	2,72	2,71	Massa Pic+Água(g) (W1)	626,04	619,09	621,45		
Massa Solo (g)	19,98	19,73	19,66	Temperatura (°C)	25	25	25		
Umidade (%)	13,71	13,79	13,78	γ_{m1}^1	0,9971	0,9971	0,9971		
Umidade Média (%)	13,76			Massa esp. dos grãos-ões (g/cm³)	2,512	2,506	2,503	-	-
				G (médio)	2,511				

CURVA GRANULOMÉTRICA

AM01 (ILHA 01 - 3,50M)- Argila orgânica (turfa)



SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180
SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459
RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra:

AM01 (ILHA 01 - 3,50M) - Argila orgânica (turfa)

Data:

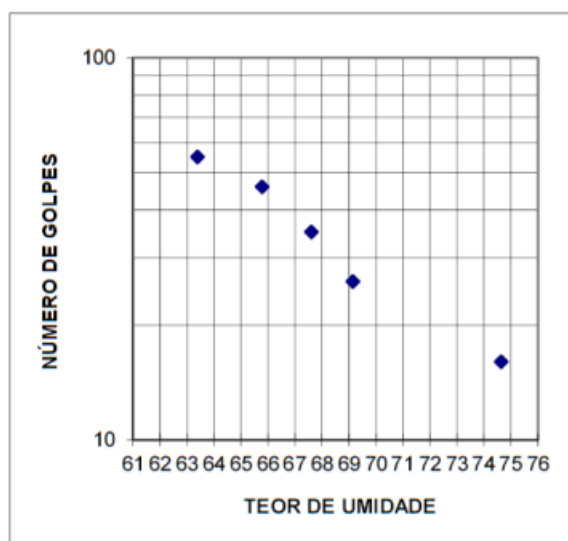
24/03/2014

ENSAIOS FÍSICOS

Cápsula nº	LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE				
	28	29	30	31	33	01	03	05	07	11
Cápsula + Solo Úmido (g)	16,81	17,23	15,62	15,77	18,05	13,28	13,50	13,24	13,71	12,96
Cápsula + Solo Seco (g)	13,33	13,75	12,51	12,61	13,96	12,89	13,12	12,88	13,38	12,59
Massa da Cápsula (g)	7,84	8,46	7,91	8,04	8,48	11,74	12,03	11,83	12,44	11,53
Massa da Água (g)	3,48	3,48	3,11	3,16	4,09	0,39	0,38	0,36	0,33	0,37
Massa do Solo Seco (g)	5,49	5,29	4,60	4,57	5,48	1,15	1,09	1,05	0,94	1,06
Teor de Umidade (%)	63,39	65,78	67,61	69,15	74,64	33,91	34,86	34,29	35,11	34,91
Número de Golpes	55	46	35	26	16					

RESUMO DOS ENSAIOS

LL	LP	IP
69	35	34



MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS - "G" - NBR 6508

RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra:

AM01 (ILHA 01 - 2,50 m) - Argila orgânica (turfa)

Data:

31/3/14

Método de remoção de Ar:

Bomba de vácuo

G					
Picnômetro N°	110	120	130		
Massa Solo + Água (g)	65,14	62,86	62,69		
Massa do Solo Seco (g) (Ws)	65,05	62,77	62,60		
Massa Picnômetro+Solo+Água (g) (W2)	666,13	666,45	668,78		
624,39	624,39	626,15	628,54		
Temperatura (°C)	24,5	24,5	24,5		
Massa espec. da água na temp. do ensaio	0,9972	0,9972	0,9972		
Massa espec. dos grãos - δs (g/cm ³)	2,783	2,785	2,792	-	-
Massa espec. dos grãos médio - δs (g/cm ³)	2,787				
Densidade dos grãos - G	2,792				

UMIDADE HIGROSCÓPICA			
Cápsula n°	12	44	65
Tara (g)	8,010	7,990	8,080
Tara + Solo + Água (g)	41,850	38,190	45,030
Tara + Solo (g)	41,800	38,150	44,980
Massa Água (g)	0,050	0,040	0,050
Massa Solo (g)	33,790	30,160	36,900
Umidade (%)	0,1480	0,1326	0,1355
Umidade Média (%)	0,14		

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM SEDIMENTAÇÃO - NBR 7181

RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra:

AM02 (ILHA 01 - 5,00M) - Argila silto-arenosa cinza clara c/ presença de mat. Orgânica

Meio dispersor:

Solução de hexametáfosfato de sódio

OBS:

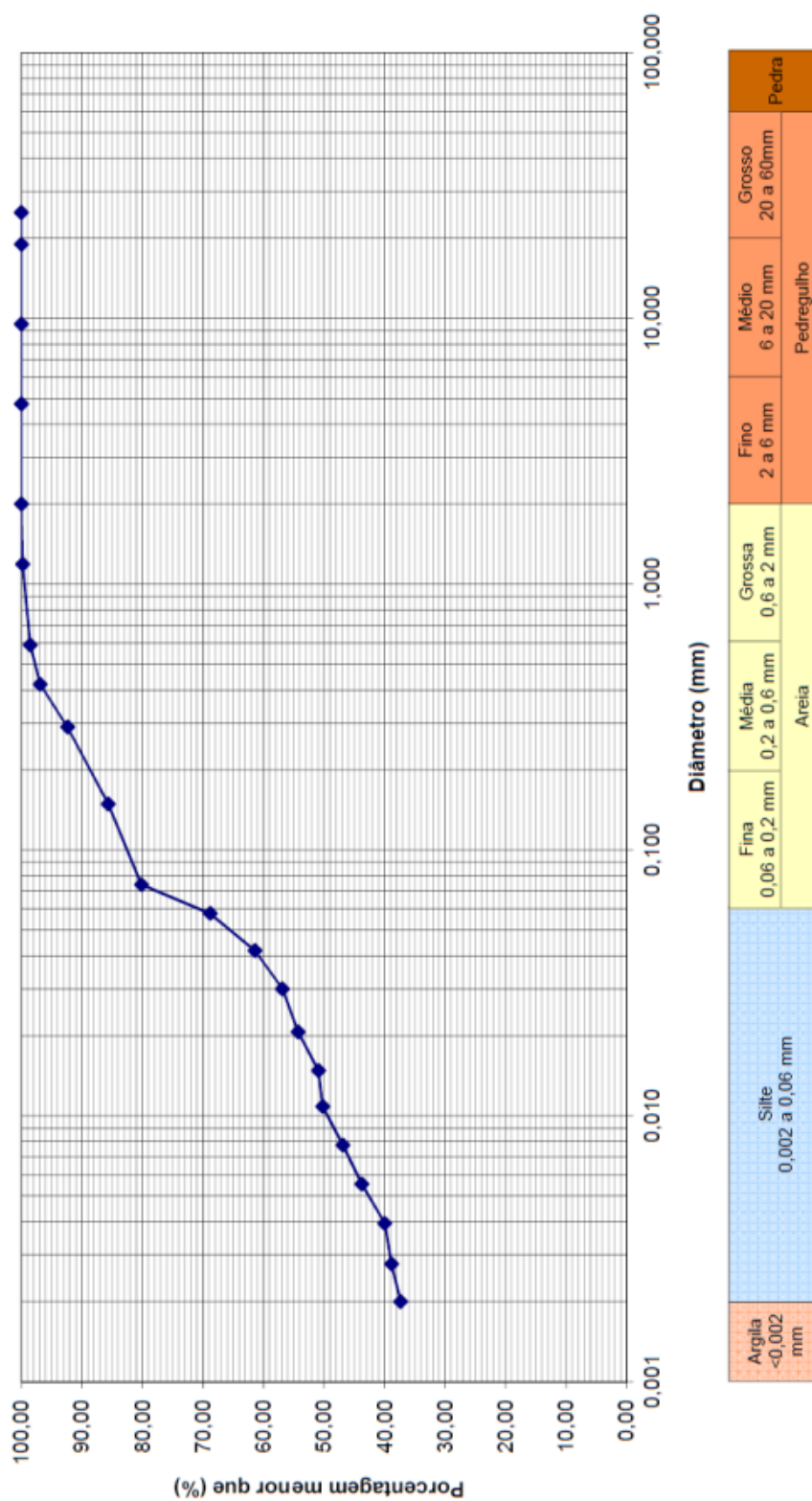
Data:

18/03/14

Análise Granulométrica					Peneiramento Grosso					
					Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa	
					Pol.	mm				
Massa Total da Amostra Seca ao Ar (Mt):		1000,00			25,000	0,00	0,00	100,00		
Massa Total da Amostra Seca (Ms):		947,64			19,000	0,00	0,00	100,00		
Massa de Material Seco Retido na 2,0 mm (Ml):		0,00			3/8"	9,520	0,00	100,00		
Massa de Material Seco ao Ar que Passa na 2,0 mm (Mh):		70,38			4	4,760	0,00	100,00		
					10	2,000	0,00	100,00		
Umidade Higroscópica					Peneiramento Fino					
Cápsula nº		41	44	48	Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa	
Tara (g)		7,79	7,47	7,55	Pol.	mm				
Tara + Solo + Água (g)		20,48	20,88	20,19	16	1,190	0,15	0,15	99,78	
Tara + Solo (g)		19,83	20,15	19,54	30	0,590	0,84	0,99	98,52	
Massa Água (g)		0,65	0,73	0,65	40	0,420	1,10	2,09	96,87	
Massa Solo (g)		12,04	12,68	11,99	50	0,290	3,01	5,10	92,35	
Umidade (%)		5,40	5,76	5,42	100	0,149	4,48	9,58	85,64	
Umidade Média (%)		5,53			200	0,074	3,66	13,24	80,15	
Ensaio de Sedimentação			Data inicial:	18/03/14		Densímetro nº:		01		
			Hora inicial:	10:10:00		Proveta nº:		01		
Data	Hora	Tempo (s)	Temp (°C)	Leitura	Id	Alt. queda (cm)	viscosidade	φ grão	% em suspensão	
18/03/14	10:10:30	30	27,5	1,0360	1,0072	10,84	8,65E-06	0,058	68,81	
18/03/14	10:11:00	60	27,5	1,0329	1,0072	11,42	8,65E-06	0,042	61,41	
18/03/14	10:12:00	120	27,5	1,0310	1,0072	11,77	8,65E-06	0,030	56,88	
18/03/14	10:14:00	240	27,5	1,0299	1,0072	11,18	8,65E-06	0,021	54,26	
18/03/14	10:18:00	480	27,5	1,0285	1,0072	11,44	8,65E-06	0,015	50,92	
18/03/14	10:25:00	900	27,5	1,0282	1,0072	11,49	8,65E-06	0,011	50,20	
18/03/14	10:40:00	1800	27,5	1,0268	1,0072	11,76	8,65E-06	0,008	46,86	
18/03/14	11:10:00	3600	27,5	1,0255	1,0072	12,00	8,65E-06	0,006	43,76	
18/03/14	12:10:00	7200	28,2	1,0237	1,0069	12,33	8,53E-06	0,004	39,97	
18/03/14	14:10:00	14400	29,3	1,0229	1,0066	12,48	8,35E-06	0,003	38,85	
18/03/14	18:10:00	28800	27,5	1,0228	1,0072	12,50	8,65E-06	0,002	37,32	
19/03/14	10:10:00	86400	26,0	1,0221	1,0076	12,63	8,92E-06	0,001		
Obs:										
Umidade Higroscópica				Massa Específica Real dos Grãos						
Cápsula nº		44	47	49	nº do Picnômetro		120	140	150	
Tara (g)		7,97	8,24	7,98	Massa Solo + Água (g)		60,65	60,62	60,61	
Tara + Solo + Água (g)		35,29	35,39	35,19	Massa do Solo Seco (g) (Ws)		58,40	58,37	58,36	
Tara + Solo (g)		34,28	34,38	34,18	Massa Pic+Solo+Água (g) (W2)		662,07	658,20	655,83	
Massa Água (g)		1,01	1,01	1,01	Massa Pic+Água(g) (W1)		626,01	621,45	619,16	
Massa Solo (g)		26,31	26,14	26,20	Temperatura (°C)		23	23	24	
Umidade (%)		3,84	3,86	3,85	γ_{so}^+		0,9973	0,9973	0,9976	
Umidade Média (%)		3,85			Massa esp. dos grãos-ões (g/cm³)		2,607	2,692	2,684	
					G (médio)		2,693			

CURVA GRANULOMÉTRICA

AM02 (ILHA 01 - 5,00M) - Argila silto-arenosa cinza clara c/ presença de mat. Orgânica



SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180
SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459
RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra:

AM02 (ILHA 01 - 5,00M) - Argila silto-arenosa cinza clara com presença de mat. Orgânica

Data:

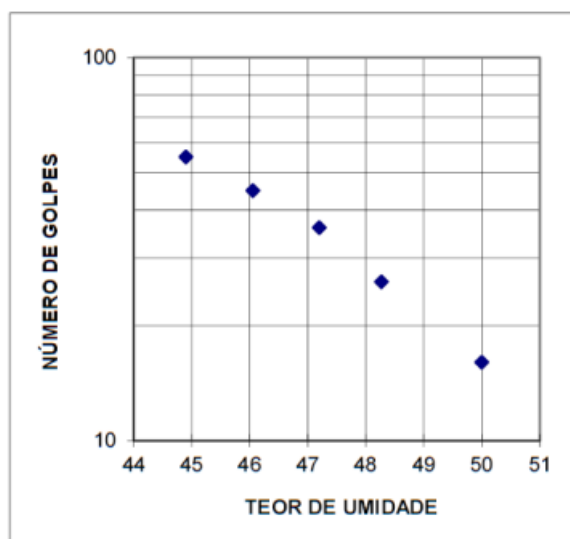
24/03/2014

ENSAIOS FÍSICOS

	LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE				
	82	90	94	99	85	69	74	78	82	85
Cápsula nº	82	90	94	99	85	69	74	78	82	85
Cápsula + Solo Úmido (g)	18,16	21,53	20,46	19,25	18,89	13,35	12,81	13,06	13,25	12,89
Cápsula + Solo Seco (g)	14,99	17,27	16,50	15,63	15,23	13,09	12,60	12,86	12,99	12,67
Massa da Cápsula (g)	7,93	8,02	8,11	8,13	7,91	11,85	11,62	11,97	11,71	11,55
Massa da Água (g)	3,17	4,26	3,96	3,62	3,66	0,26	0,21	0,20	0,26	0,22
Massa do Solo Seco (g)	7,06	9,25	8,39	7,50	7,32	1,24	0,98	0,89	1,28	1,12
Teor de Umidade (%)	44,90	46,05	47,20	48,27	50,00	20,97	21,43	22,47	20,31	19,64
Número de Golpes	55	45	36	26	16					

RESUMO DOS ENSAIOS

LL	LP	IP
48	21	28



MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS - "G" - NBR 6508
RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra:

AM02 (ILHA 01 - 5,00 M) - Argila silto-arenosa cinza claro com presença de mat. Orgânica

Data:

26/3/14

Método de remoção de Ar:

Bomba de vácuo

G					
Picnômetro Nº	120	140	150		
Massa Solo + Água (g)	60,65	60,62	60,61		
Massa do Solo Seco (g) (Ws)	58,40	58,37	58,36		
Massa Picnômetro+Solo+Água (g) (W2)	662,07	658,20	655,83		
624,39	626,01	621,45	619,16		
Temperatura (°C)	23	23	24		
Massa espec. da água na temp. do ensaio	0,9973	0,9973	0,9976		
Massa espec. dos grãos - δs (g/cm ³)	2,607	2,692	2,684	-	-
Massa espec. dos grãos médio - δs (g/cm ³)				2,688	
Densidade dos grãos - G				2,693	

UMIDADE HIGROSCÓPICA			
Cápsula nº	44	47	49
Tara (g)	7,970	8,240	7,980
Tara + Solo + Água (g)	35,290	35,390	35,190
Tara + Solo (g)	34,280	34,380	34,180
Massa Água (g)	1,010	1,010	1,010
Massa Solo (g)	26,310	26,140	26,200
Umidade (%)	3,8388	3,8638	3,8550
Umidade Média (%)	3,85		

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM SEDIMENTAÇÃO - NBR 7181

RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra: AM03 (ILHA 02-2,50M) - Argila silto-arenosa cinza escuro com presença de matéria orgânica

Meio dispersor: Solução de hexametáfosfato de sódio

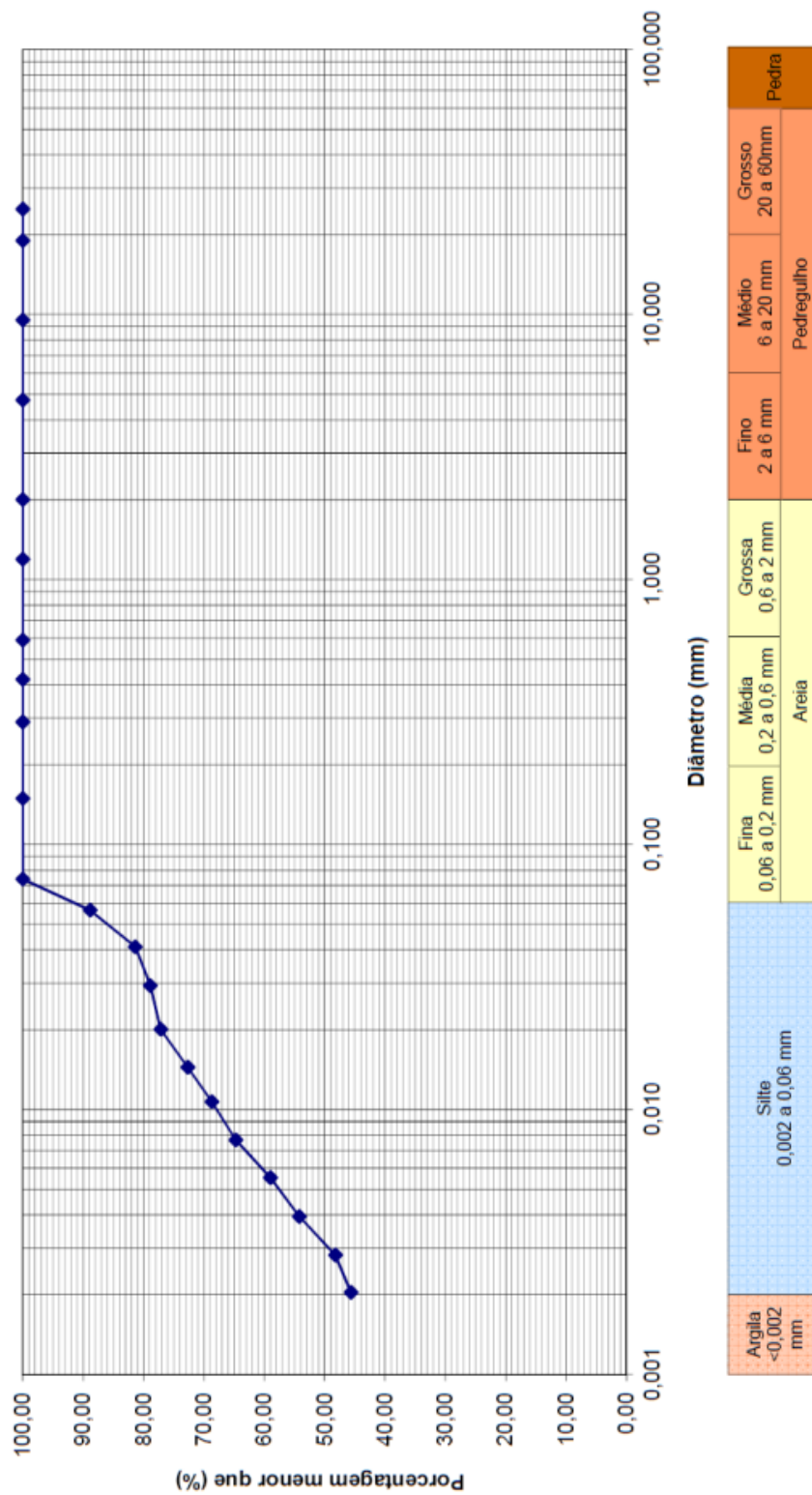
OBS:

Data: 18/03/14

Análise Granulométrica				Peneiramento Grosso					
				Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa	
				Pol.	mm				
Massa Total da Amostra Seca ao Ar (Mt):	1000,00			25,000	0,00	0,00	100,00		
Massa Total da Amostra Seca (Ms):	941,08			19,000	0,00	0,00	100,00		
Massa de Material Seco Retido na 2,0 mm (Ml):	0,00			3/8"	9,520	0,00	100,00		
Massa de Material Seco ao Ar que Passa na 2,0 mm (Mh):	70,09			4	4,760	0,00	100,00		
				10	2,000	0,00	100,00		
Umidade Higroscópica				Peneiramento Fino					
Cápsula nº	8	10	16	Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa	
				Pol.	mm				
Tara (g)	7,95	7,84	7,75	16	1,190	0,00	0,00	100,00	
Tara + Solo + Água (g)	20,88	20,85	20,15	30	0,590	0,00	0,00	100,00	
Tara + Solo (g)	20,13	20,05	19,44	40	0,420	0,00	0,00	100,00	
Massa Água (g)	0,75	0,80	0,71	50	0,290	0,00	0,00	100,00	
Massa Solo (g)	12,18	12,21	11,69	100	0,149	0,00	0,00	100,00	
Umidade (%)	6,16	6,55	6,07	200	0,074	0,01	0,01	99,98	
Umidade Média (%)	6,26								
Ensaio de Sedimentação		Data inicial:	18/03/14		Densímetro nº:	01			
		Hora inicial:	9:53:00		Proveta nº:	01			
Data	Hora	Tempo (s)	Temp (°C)	Leitura	Id	Alt. queda (cm)	viscosidade	φ grão	% em suspensão
18/03/14	9:53:30	30	27,1	1,0430	1,0073	9,53	8,72E-06	0,056	88,83
18/03/14	9:54:00	60	27,1	1,0400	1,0073	10,09	8,72E-06	0,041	81,37
18/03/14	9:55:00	120	27,1	1,0390	1,0073	10,28	8,72E-06	0,029	78,88
18/03/14	9:57:00	240	27,1	1,0383	1,0073	9,61	8,72E-06	0,020	77,14
18/03/14	10:01:00	480	27,1	1,0365	1,0073	9,95	8,72E-06	0,014	72,67
18/03/14	10:08:00	900	27,1	1,0349	1,0073	10,24	8,72E-06	0,011	68,69
18/03/14	10:23:00	1800	27,1	1,0333	1,0073	10,54	8,72E-06	0,008	64,71
18/03/14	10:53:00	3600	27,1	1,0310	1,0073	10,97	8,72E-06	0,006	58,99
18/03/14	11:53:00	7200	28,0	1,0288	1,0070	11,38	8,57E-06	0,004	54,20
18/03/14	13:53:00	14400	29,3	1,0260	1,0066	11,91	8,35E-06	0,003	48,20
18/03/14	17:53:00	28800	27,5	1,0255	1,0072	12,00	8,65E-06	0,002	45,62
19/03/14	9:53:00	86400	26,0	1,0231	1,0076	12,45	8,92E-06	0,001	
Obs:									
Umidade Higroscópica				Massa Específica Real dos Grãos					
Cápsula nº	99	94	96	nº do Picnômetro	120	140	150		
Tara (g)	8,14	8,13	8,01	Massa Solo + Água (g)	60,19	60,13	60,19		
Tara + Solo + Água (g)	32,42	32,22	32,68	Massa do Solo Seco (g) (Ws)	56,72	56,66	56,72		
Tara + Solo (g)	31,05	30,84	31,22	Massa Pic+Solo+Água (g) (W2)	660,73	655,94	653,73		
Massa Água (g)	1,37	1,38	1,46	Massa Pic+Água(g) (W1)	626,03	621,45	619,12		
Massa Solo (g)	22,91	22,71	23,21	Temperatura (°C)	24	24	24		
Umidade (%)	5,98	6,08	6,29	γ_{so}^{-1}	0,9973	0,9973	0,9971		
Umidade Média (%)	6,12			Massa esp. dos grãos-ões (g/cm³)	2,569	2,548	2,558	-	-
				G (médio)	2,563				

CURVA GRANULOMÉTRICA

AM03 (ILHA 02-2,50M) - Argila silto-arenosa cinza escuro com presença de matéria orgânica



MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS - "G" - NBR 6508

RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra:

AM03 (ILHA 02 - 2,50 M) - Argila silto-arenosa cinza escuro com presença de mat. Orgânica

Data:

26/3/14

Método de remoção de Ar:

Bomba de vácuo

G					
Picnômetro N°	120	140	150		
Massa Solo + Água (g)	60,19	60,13	60,19		
Massa do Solo Seco (g) (Ws)	56,72	56,66	56,72		
Massa Picnômetro+Solo+Água (g) (W2)	660,73	655,94	653,73		
624,39	626,03	621,45	619,12		
Temperatura (°C)	24	24	25		
Massa espec. da água na temp. do ensaio	0,9973	0,9973	0,9971		
Massa espec. dos grãos - δs (g/cm ³)	2,569	2,548	2,558	-	-
Massa espec. dos grãos médio - δs (g/cm ³)	2,558				
Densidade dos grãos - G	2,563				

UMIDADE HIGROSCÓPICA			
Cápsula n°	99	94	96
Tara (g)	8,140	8,130	8,010
Tara + Solo + Água (g)	32,420	32,220	32,680
Tara + Solo (g)	31,050	30,840	31,220
Massa Água (g)	1,370	1,380	1,460
Massa Solo (g)	22,910	22,710	23,210
Umidade (%)	5,9799	6,0766	6,2904
Umidade Média (%)	6,12		

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM SEDIMENTAÇÃO - NBR 7181

RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra: AM04 - (ILHA 02-4,00M) - Silte argilo-arenoso cinza escuro com presença de mat. orgânica

Meio dispersor: Solução de hexametáfosfato de sódio

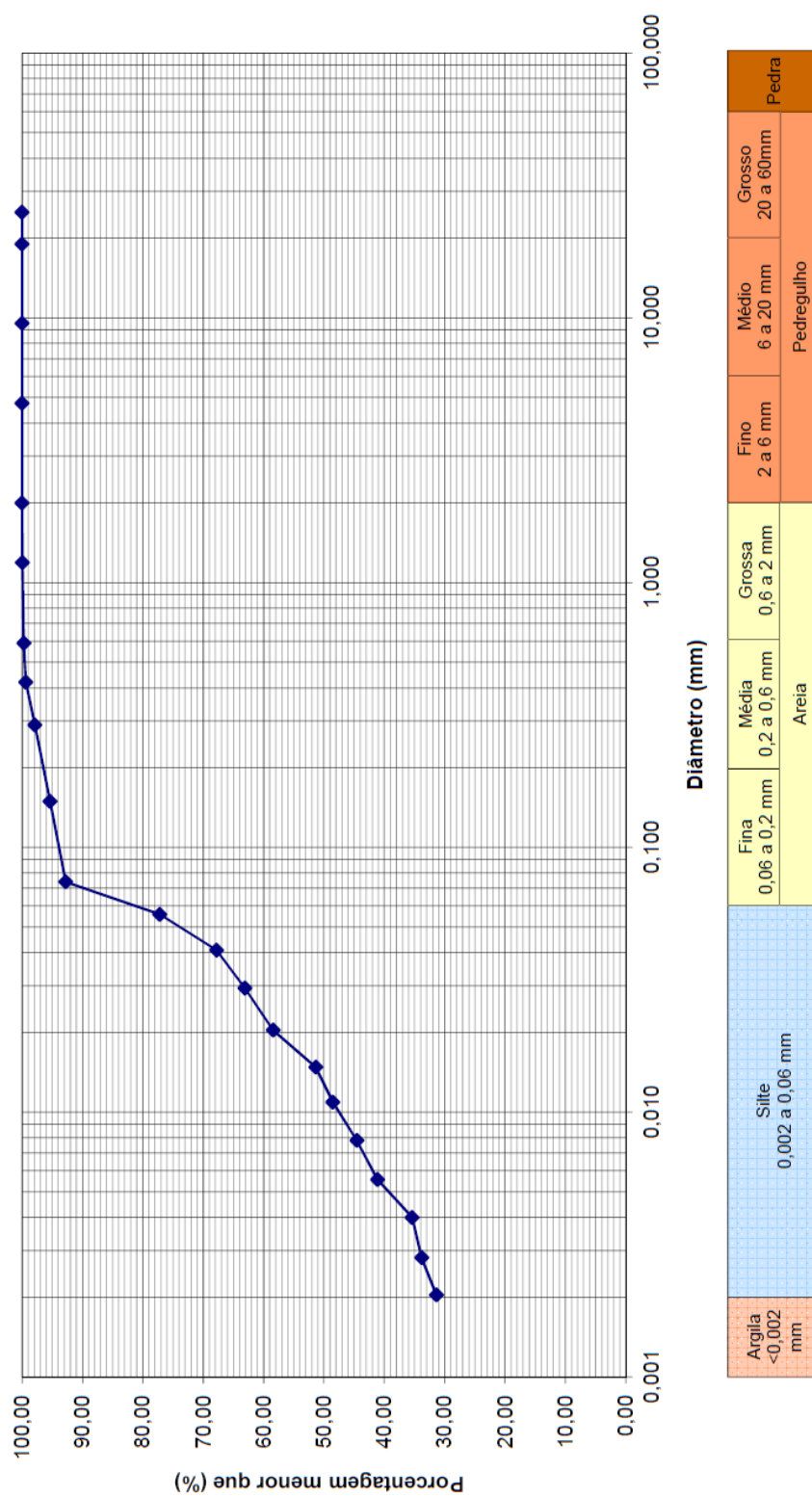
OBS:

Data: 18/03/14

Análise Granulométrica					Peneiramento Grosso				
					Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa
					Pol.	mm			
Massa Total da Amostra Seca ao Ar (Mt):						25,000	0,00	0,00	100,00
Massa Total da Amostra Seca (Ms):						19,000	0,00	0,00	100,00
Massa de Material Seco Retido na 2.0 mm (Ml):					3/8"	9,520	0,00	0,00	100,00
Massa de Material Seco ao Ar que Passa na 2.0 mm (Mh):					4	4,760	0,00	0,00	100,00
					10	2,000	0,00	0,00	100,00
Umidade Higroscópica					Peneiramento Fino				
Cápsula nº	90	94	99		Peneiras		Retido (g)	Acumulado (g)	% que passa
					Pol.	mm			
Tara (g)	8,02	8,13	8,13		16	1,190	0,03	0,03	99,96
Tara + Solo + Água (g)	20,55	20,19	20,75		30	0,590	0,16	0,19	99,72
Tara + Solo (g)	20,08	19,74	20,28		40	0,420	0,22	0,41	99,40
Massa Água (g)	0,47	0,45	0,47		50	0,290	1,03	1,44	97,88
Massa Solo (g)	12,06	11,61	12,15		100	0,149	1,70	3,14	95,37
Umidade (%)	3,90	3,88	3,87		200	0,074	1,76	4,90	92,77
Umidade Média (%)	3,88								
Ensaio de Sedimentação		Data iniciat:	18/03/14		Densímetro nº:	01			
		Hora inicial:	10:32:00		Proveta nº:	01			
Data	Hora	Tempo (s)	Temp (°C)	Leitura	Id	Alt. queda (cm)	viscosidade	φ grão	% em suspensão
18/03/14	10:32:30	30	27,5	1,0400	1,0072	10,09	8,65E-06	0,056	77,21
18/03/14	10:33:00	60	27,5	1,0360	1,0072	10,84	8,65E-06	0,041	67,81
18/03/14	10:34:00	120	27,5	1,0340	1,0072	11,21	8,65E-06	0,029	63,11
18/03/14	10:36:00	240	27,5	1,0320	1,0072	10,79	8,65E-06	0,020	58,41
18/03/14	10:40:00	480	27,5	1,0290	1,0072	11,35	8,65E-06	0,015	51,36
18/03/14	10:47:00	900	27,5	1,0278	1,0072	11,57	8,65E-06	0,011	48,54
18/03/14	11:02:00	1800	27,5	1,0261	1,0072	11,89	8,65E-06	0,008	44,54
18/03/14	11:32:00	3600	28,0	1,0245	1,0070	12,19	8,57E-06	0,006	41,13
18/03/14	12:32:00	7200	28,2	1,0220	1,0069	12,65	8,53E-06	0,004	35,40
18/03/14	14:32:00	14400	29,3	1,0210	1,0066	12,84	8,35E-06	0,003	33,82
18/03/14	18:32:00	28800	27,5	1,0205	1,0072	12,93	8,65E-06	0,002	31,38
19/03/14	10:32:00	86400	26,0	1,0195	1,0076	13,12	8,92E-06	0,001	
Obs:									
Umidade Higroscópica				Massa Específica Real dos Grãos					
Cápsula nº	81	82	85	nº do Picnômetro	120	140	150		
Tara (g)	8,05	7,94	7,93	Massa Solo + Água (g)	60,03	60,05	60,17		
Tara + Solo + Água (g)	24,34	24,34	24,83	Massa do Solo Seco (g) (Ws)	55,39	55,41	55,52		
Tara + Solo (g)	23,07	23,09	23,52	Massa Pic+Solo+Água (g) (W2)	660,72	656,50	654,04		
Massa Água (g)	1,27	1,25	1,31	Massa Pic+Água(g) (W1)	626,01	621,46	619,12		
Massa Solo (g)	15,02	15,15	15,59	Temperatura (°C)	24	24	24		
Umidade (%)	8,46	8,25	8,40	γ_{so}^{-1}	0,9973	0,9973	0,9973		
Umidade Média (%)	8,37			Massa esp. dos grãos-ões (g/cm³)	2,671	2,713	2,688	-	-
				G (médio)	2,684				

CURVA GRANULOMÉTRICA

AM04 - (ILHA 02-4,00M) - Silte argilo-arenoso cinza escuro com presença de mat. orgânica



SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR 7180
SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR 6459
RE 580 - 02/14

Cliente:

Amostra: *AM04 (ILHA 02 - 4,00M) - Silte argilo-arenoso cinza escuro com presença de matéria orgânica*

Data:

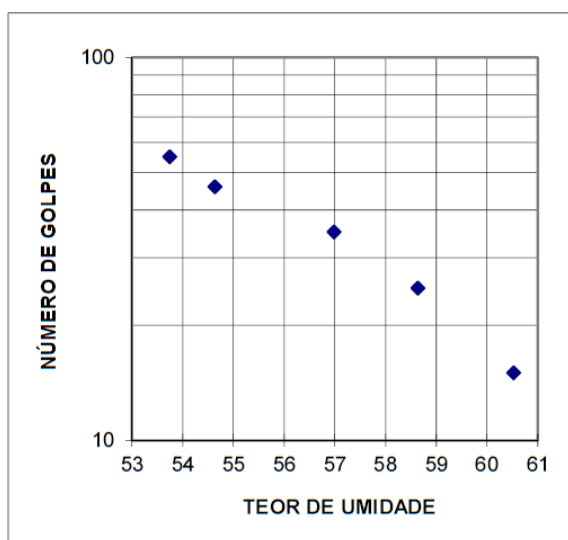
24/03/2014

ENSAIOS FÍSICOS

Cápsula nº	LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE				
	41	49	50	52	56	10	11	17	23	20
Cápsula + Solo Úmido (g)	17,23	15,47	16,60	16,08	16,76	9,38	9,34	9,06	9,30	9,40
Cápsula + Solo Seco (g)	13,93	12,82	13,50	13,06	13,54	9,01	9,01	8,76	9,00	9,09
Massa da Cápsula (g)	7,79	7,97	8,06	7,91	8,22	7,83	8,02	7,83	8,09	8,07
Massa da Água (g)	3,30	2,65	3,10	3,02	3,22	0,37	0,33	0,30	0,30	0,31
Massa do Solo Seco (g)	6,14	4,85	5,44	5,15	5,32	1,18	0,99	0,93	0,91	1,02
Teor de Umidade (%)	53,75	54,64	56,99	58,64	60,53	31,36	33,33	32,26	32,97	30,39
Número de Golpes	55	46	35	25	15					

RESUMO DOS ENSAIOS

LL	LP	IP
59	32	26



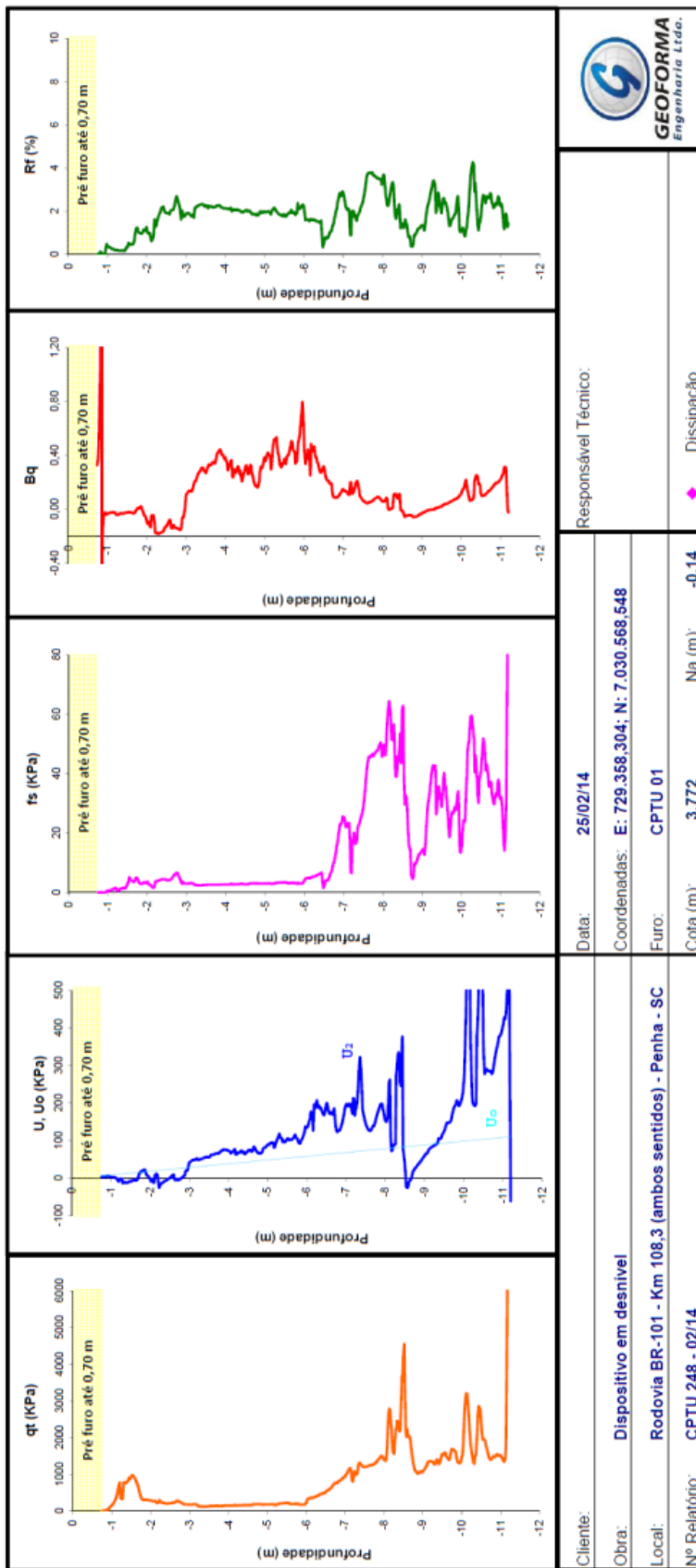
MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS - "G" - NBR 6508**RE 580 - 02/14****Cliente:****Amostra:***AM04 (ILHA 02 - 4,00M) - Silte argilo-arenoso cinza escuro c/ presença de mat. Orgânica***Data:****26/3/14****Método de remoção de Ar:****Bomba de vácuo**

G					
Picnômetro N°	120	140	150		
Massa Solo + Água (g)	60,03	60,05	60,17		
Massa do Solo Seco (g) (Ws)	55,39	55,41	55,52		
Massa Picnômetro+Solo+Água (g) (W2)	660,72	656,50	654,04		
624,39	626,01	621,46	619,12		
Temperatura (°C)	24	24	24		
Massa espec. da água na temp. do ensaio	0,9973	0,9973	0,9973		
Massa espec. dos grãos - δ_s (g/cm ³)	2,671	2,713	2,688	-	-
Massa espec. dos grãos médio - δ_s (g/cm ³)	2,679				
Densidade dos grãos - G	2,684				

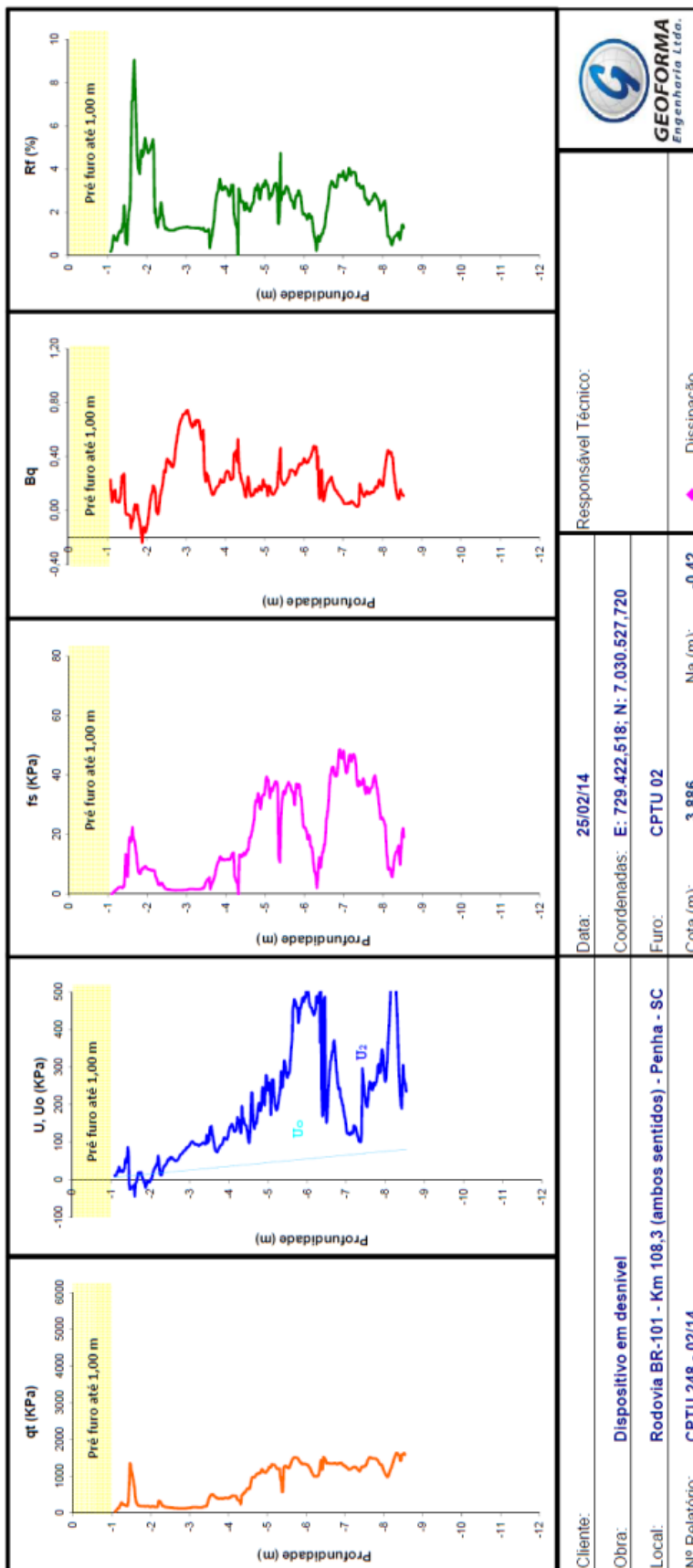
UMIDADE HIGROSCÓPICA			
Cápsula n°	81	82	85
Tara (g)	8,050	7,940	7,930
Tara + Solo + Água (g)	24,340	24,340	24,830
Tara + Solo (g)	23,070	23,090	23,520
Massa Água (g)	1,270	1,250	1,310
Massa Solo (g)	15,020	15,150	15,590
Umidade (%)	8,4554	8,2508	8,4028
Umidade Média (%)	8,37		

ANEXO E – Ensaio de CPTU

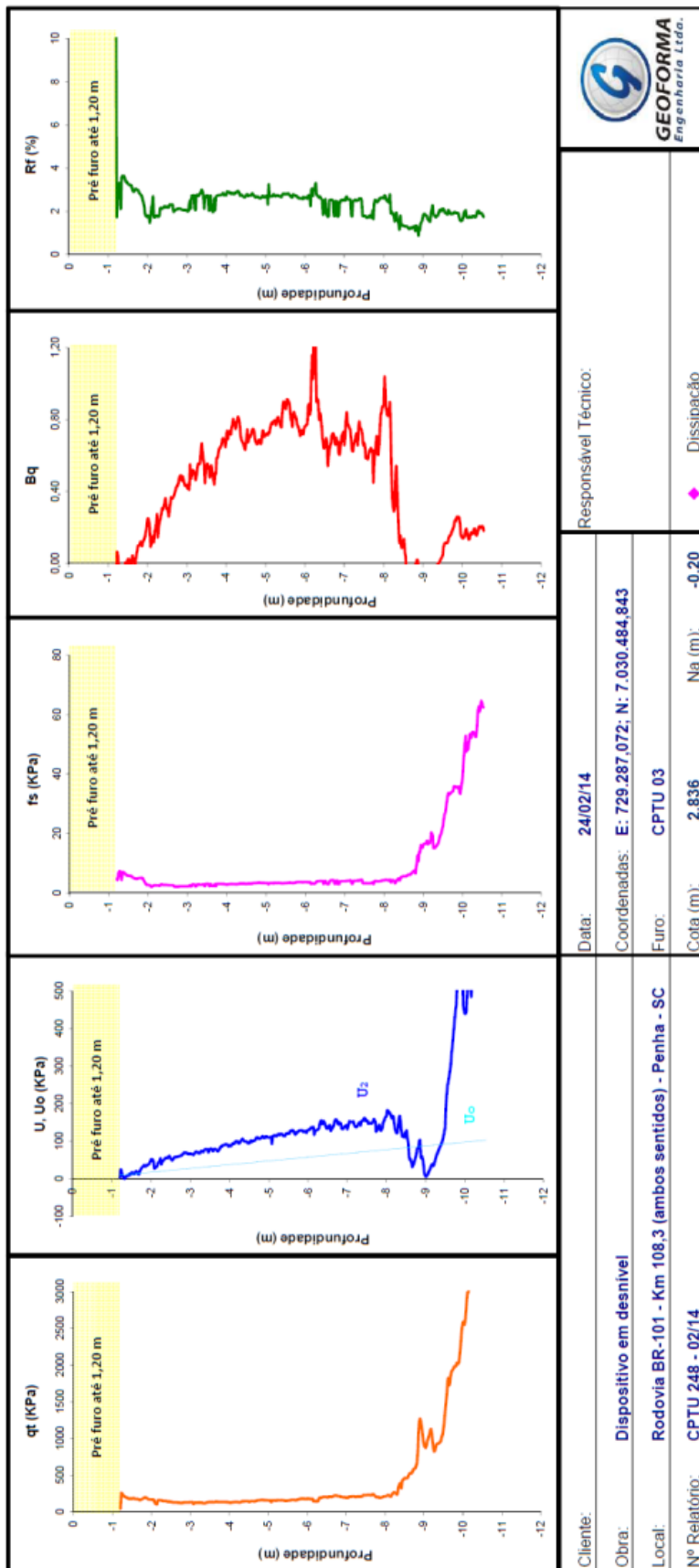
BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406



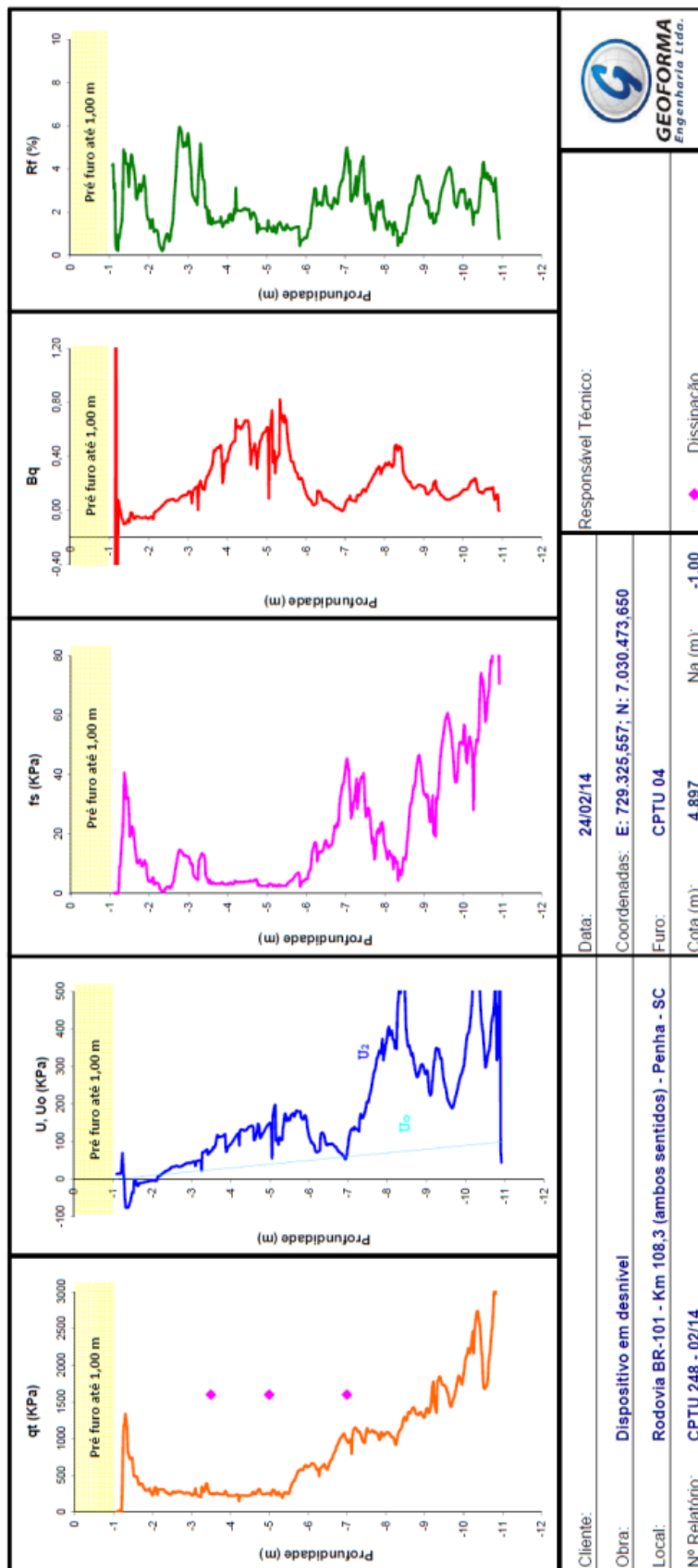
BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406



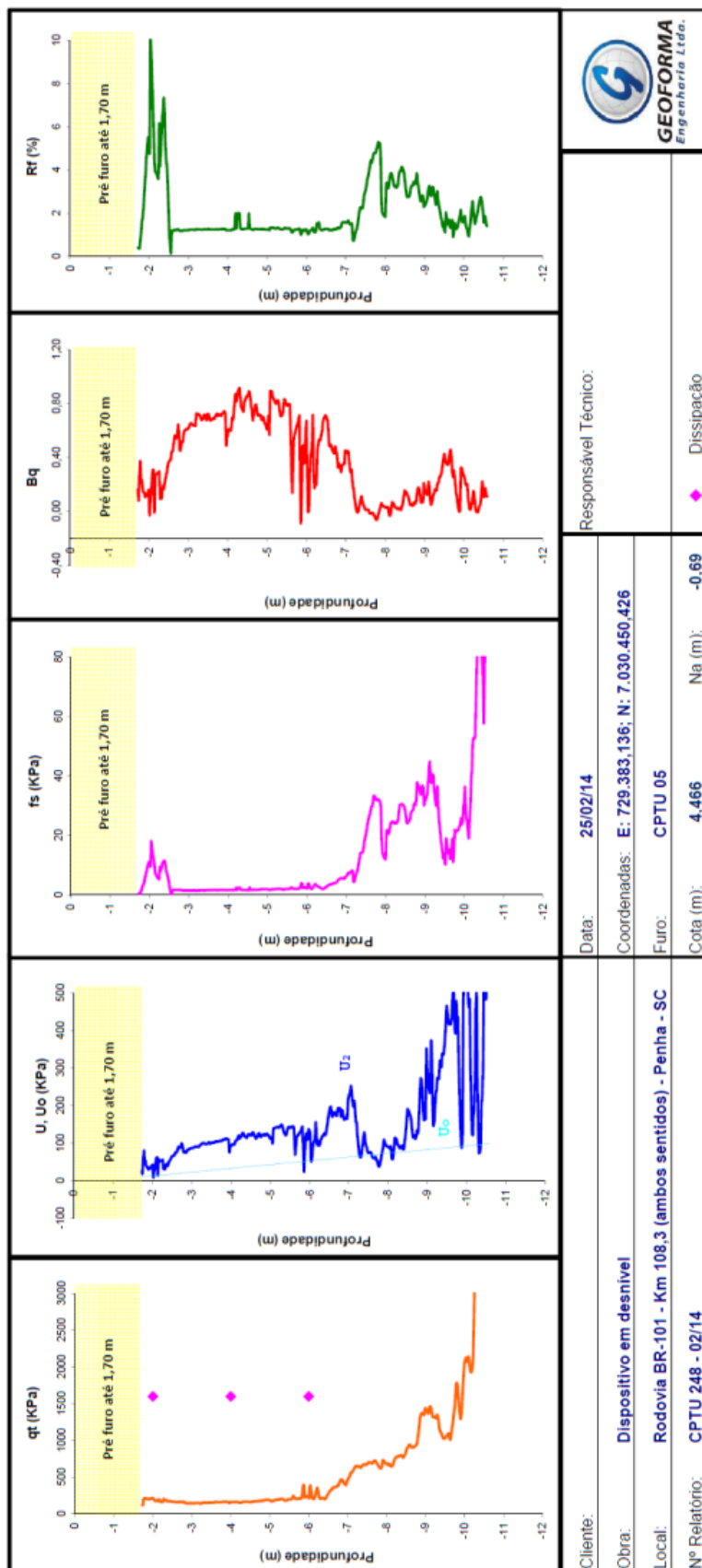
BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406



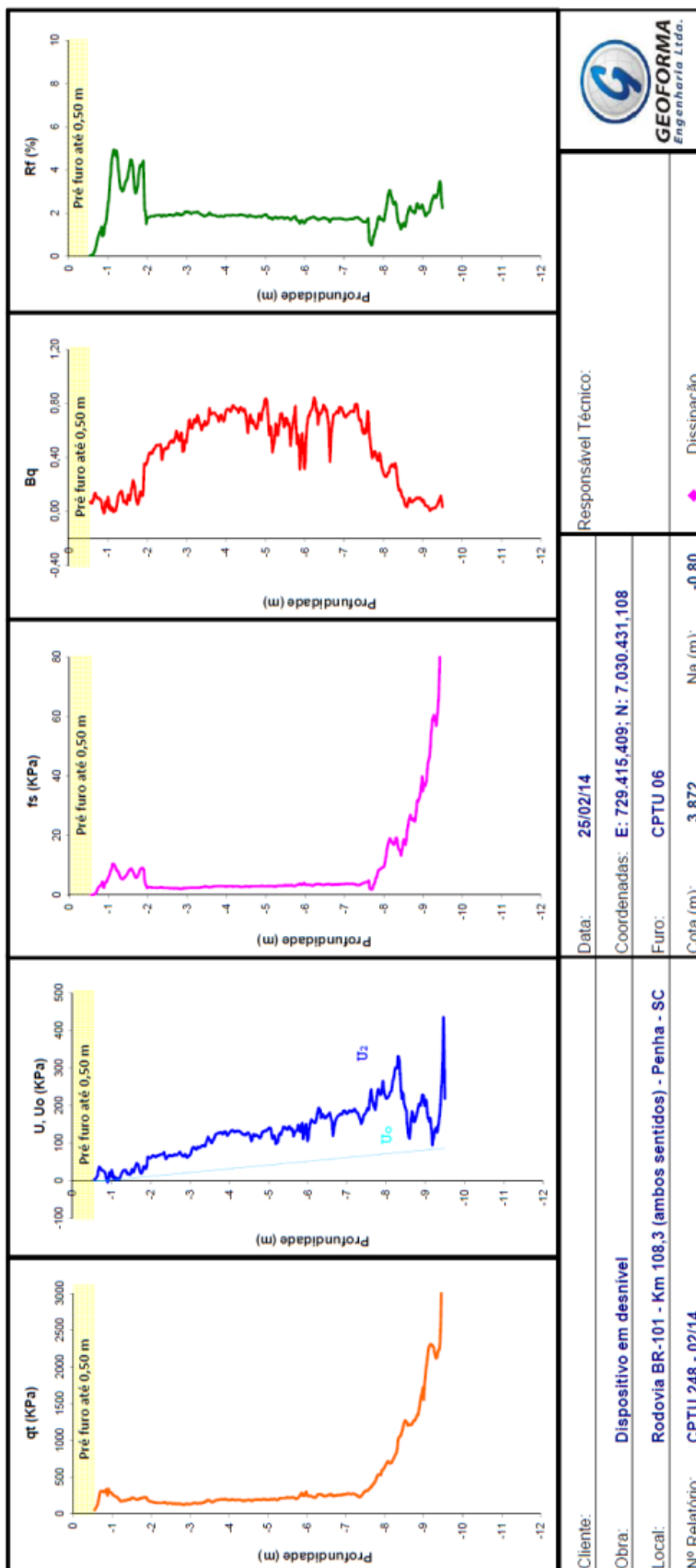
BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406



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



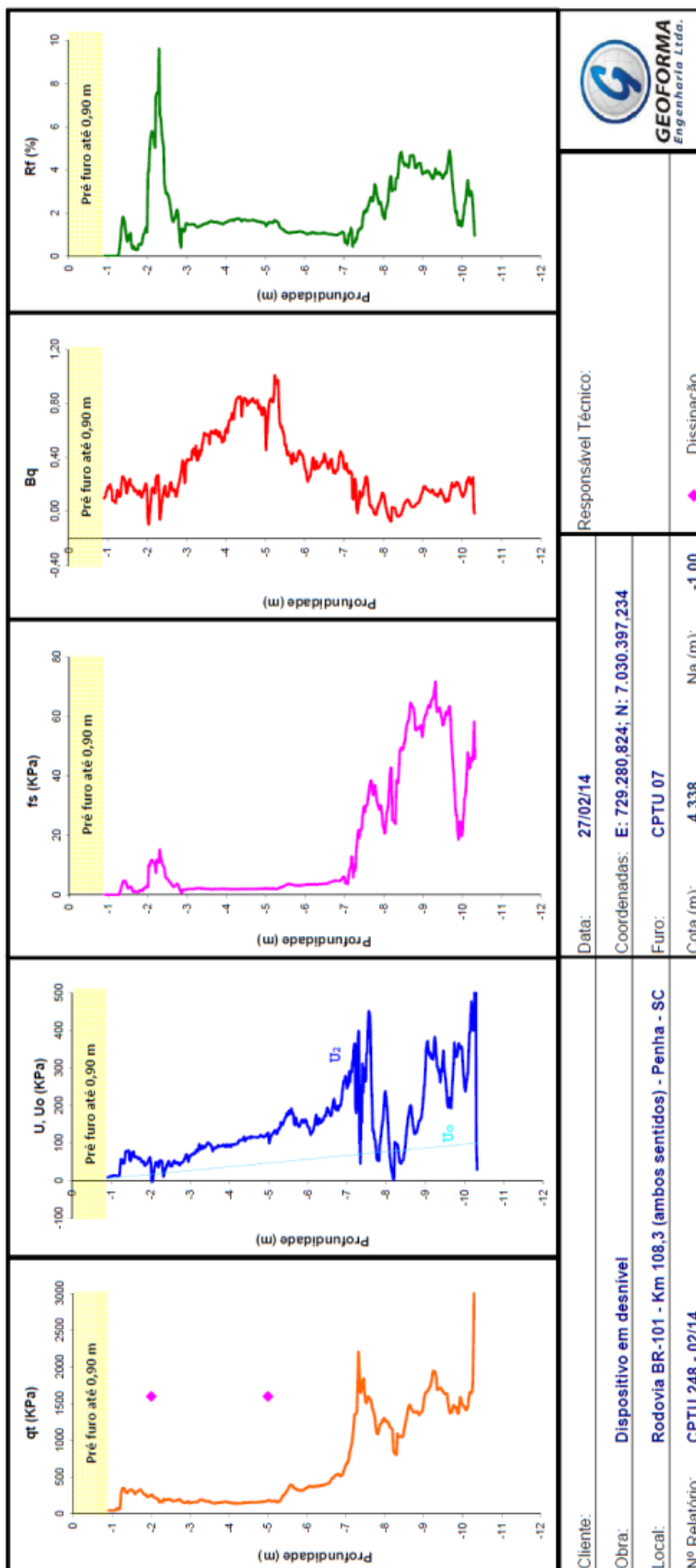
BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406



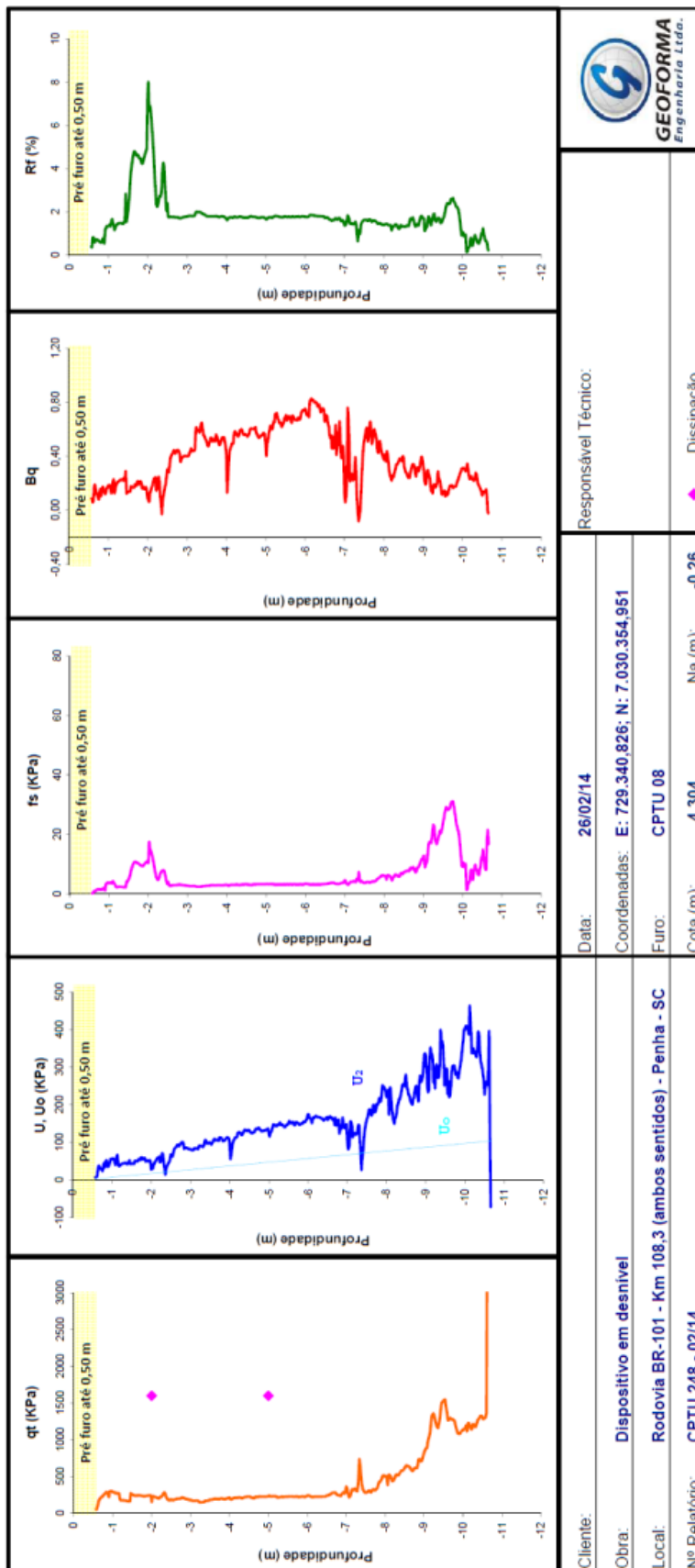
Cliente:	Data: 25/02/14		Responsável Técnico:
Obra:	Dispositivo em desnível		
Local:	Rodovia BR-101 - Km 108,3 (ambos sentidos) - Penha - SC	Coordenadas: E: 729.415,409; N: 7.030.431,108	Dissipação
Nº Relatório:	CPTU 248 - 02/14	Furo: CPTU 06	
		Cota (m): 3,872	Na (m): -0,80



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



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

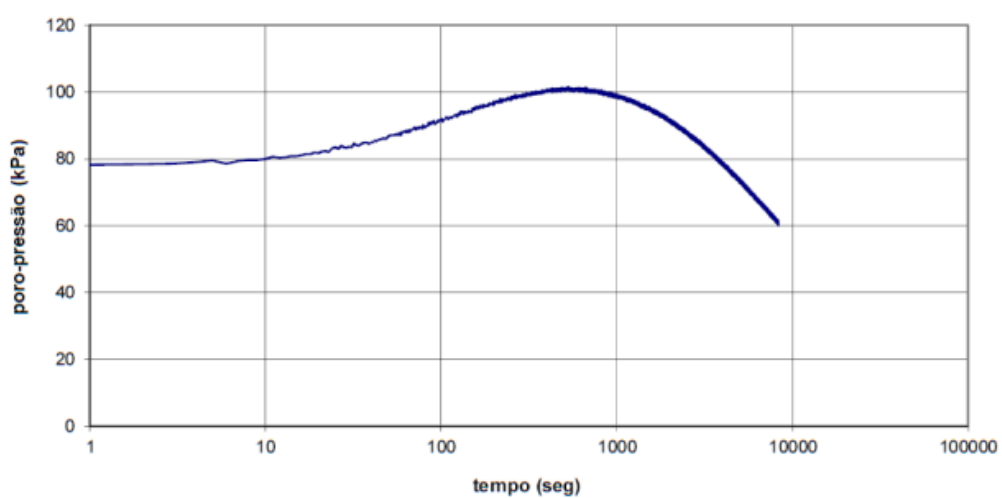


ANEXO F – Ensaio de dissipação

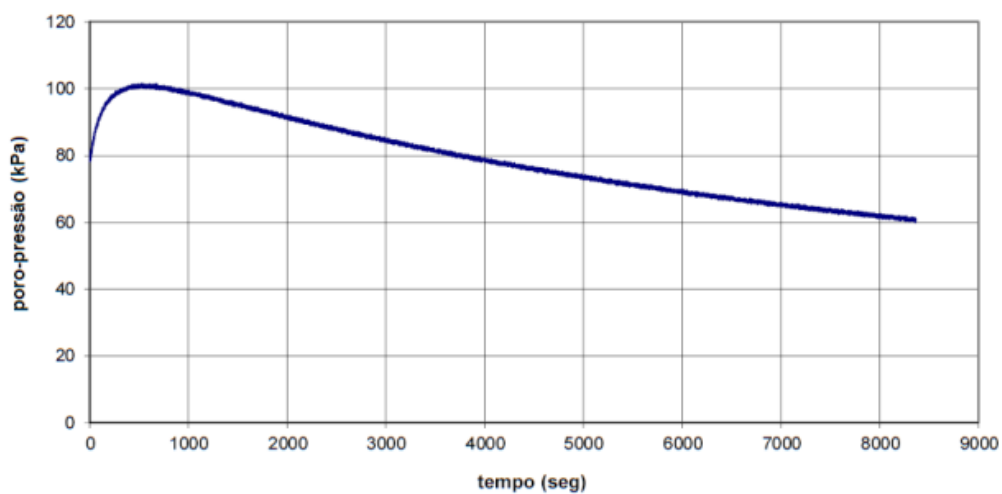


GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-04 - Profundidade - 3,50 m



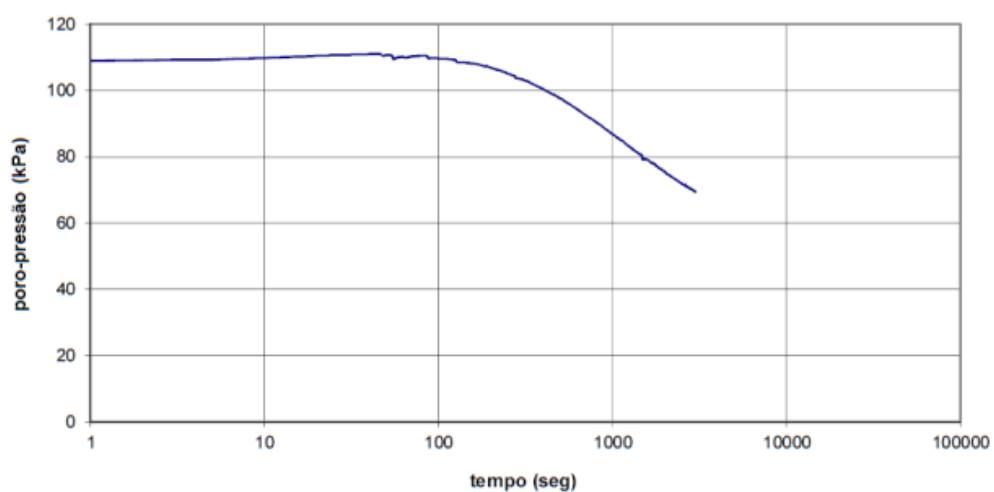
CPTU 2486-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-04 - Profundidade - 3,50 m



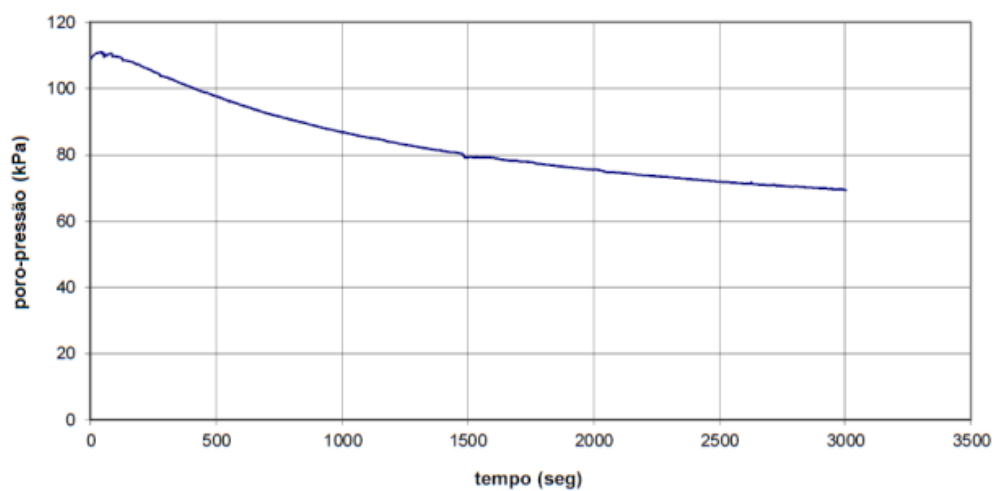


GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-04 - Profundidade - 5,00 m



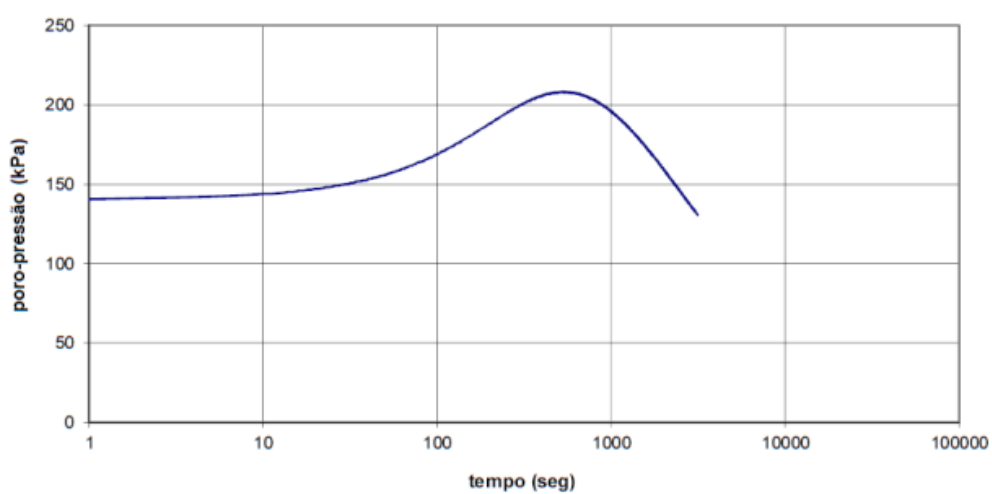
CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-04 - Profundidade - 5,00 m



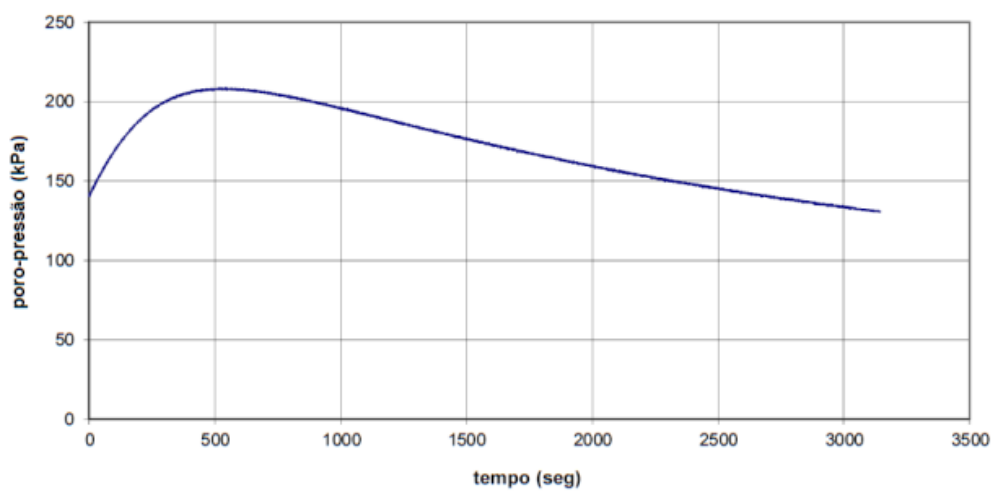


GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-04 - Profundidade - 7,00 m

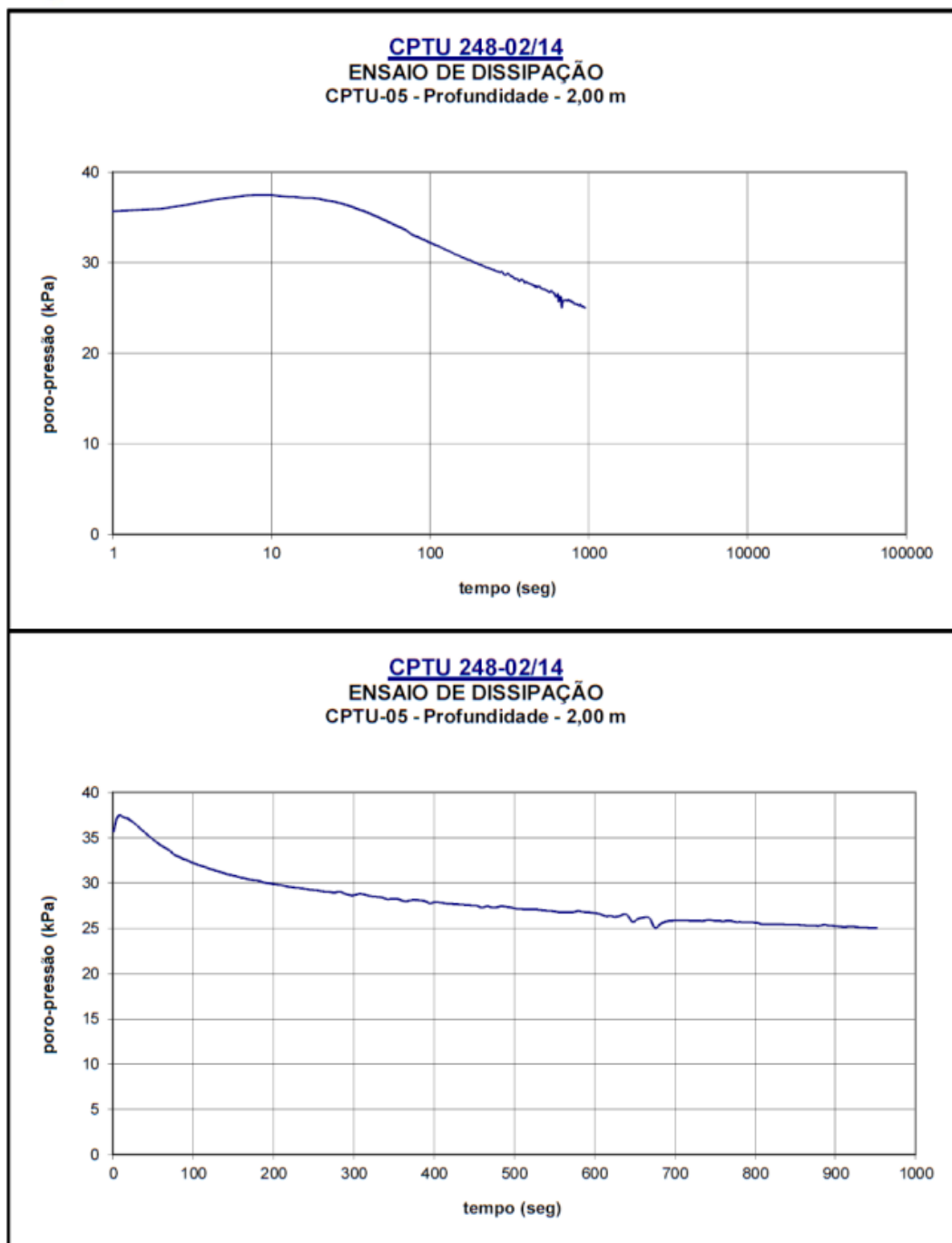


CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-04 - Profundidade - 7,00 m



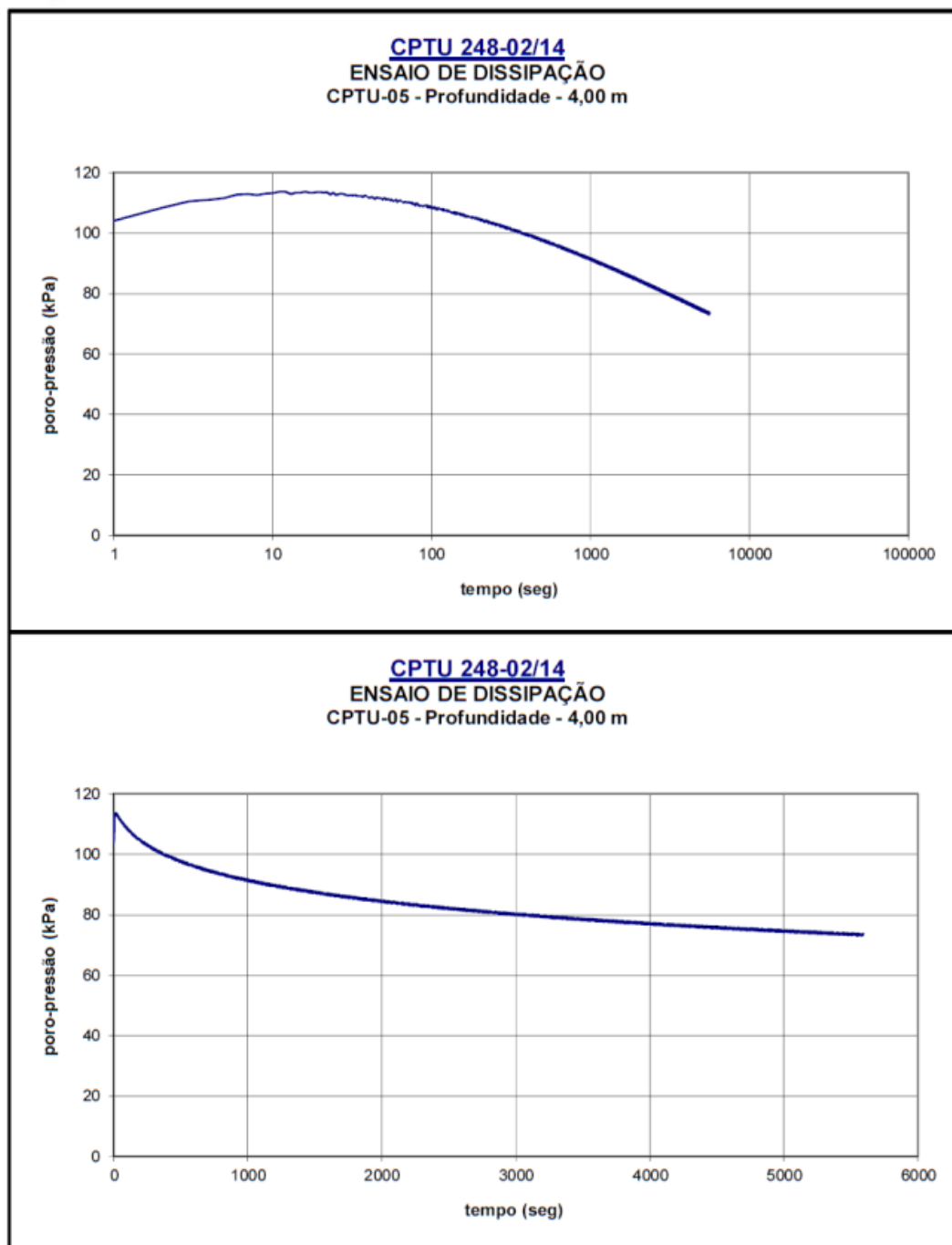


GEOFORMA
Engenharia Ltda.





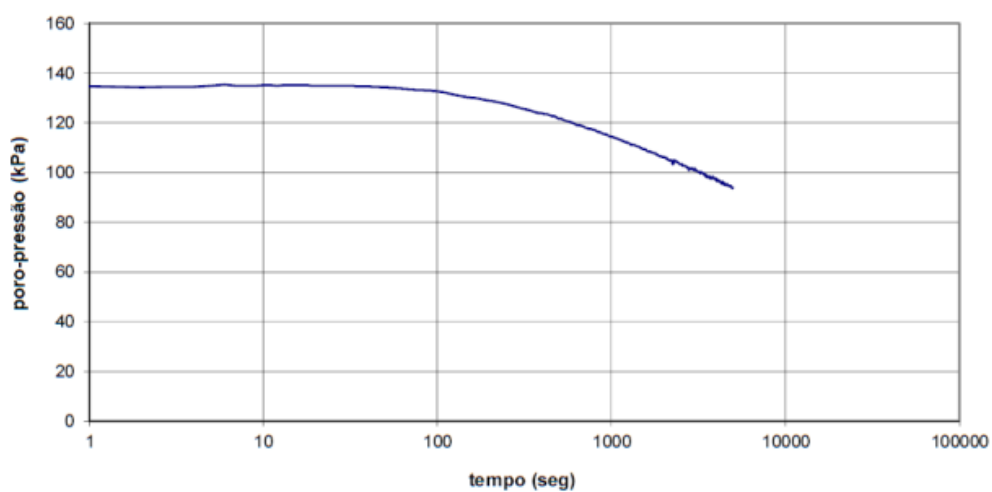
GEOFORMA
Engenharia Ltda.



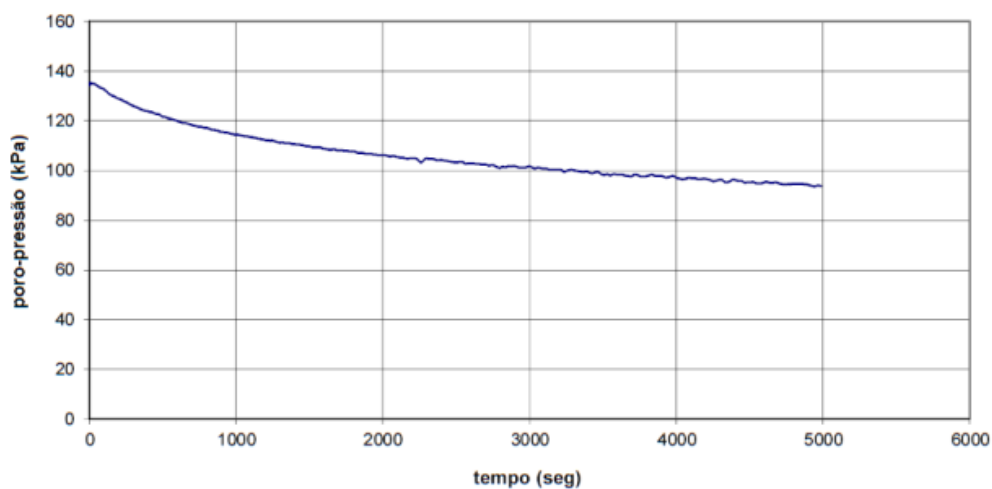


GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-05 - Profundidade - 6,00 m



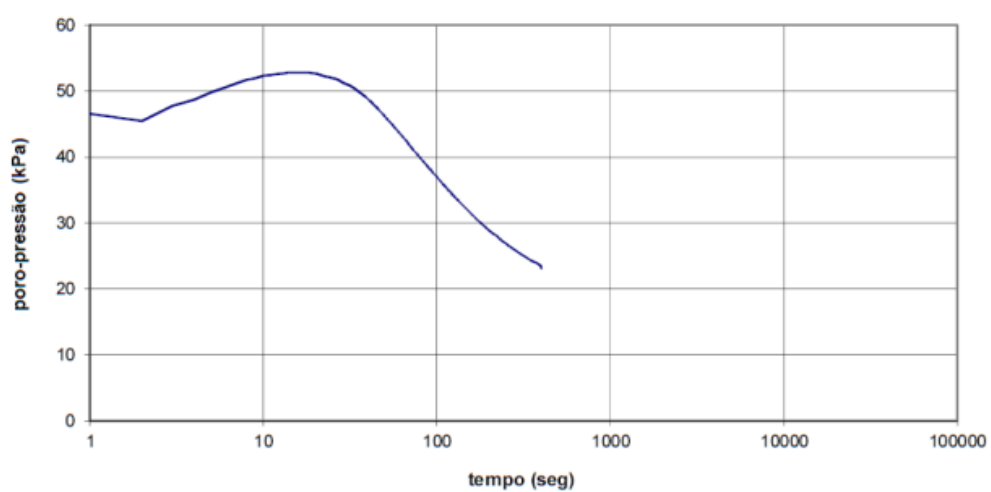
CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-05 - Profundidade - 6,00 m



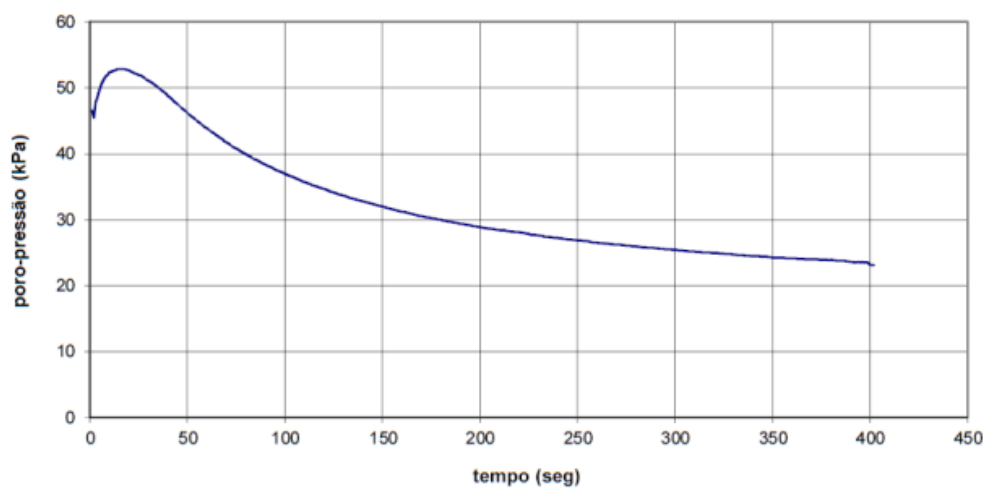


GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-07 - Profundidade - 2,00 m

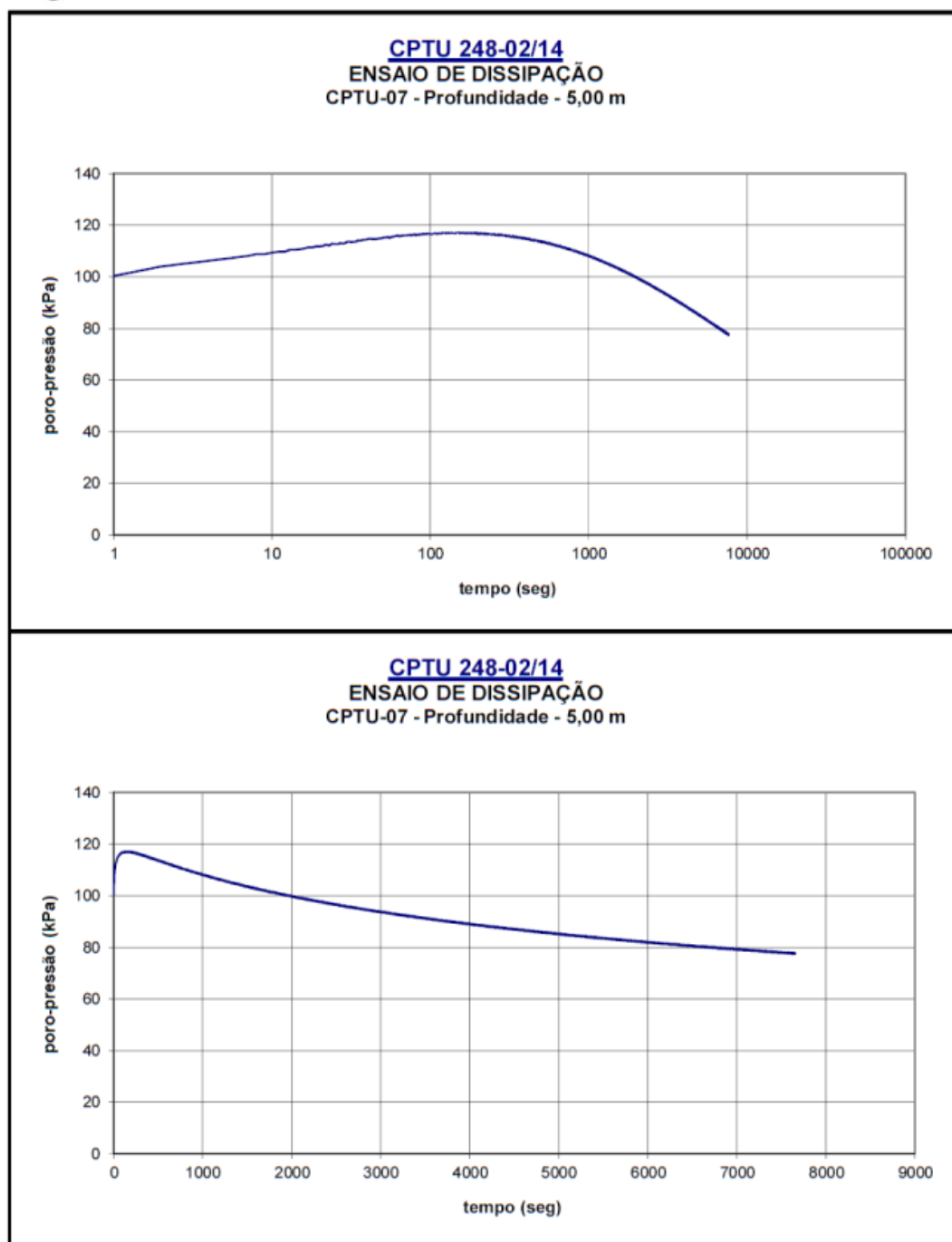


CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-07 - Profundidade - 2,00 m





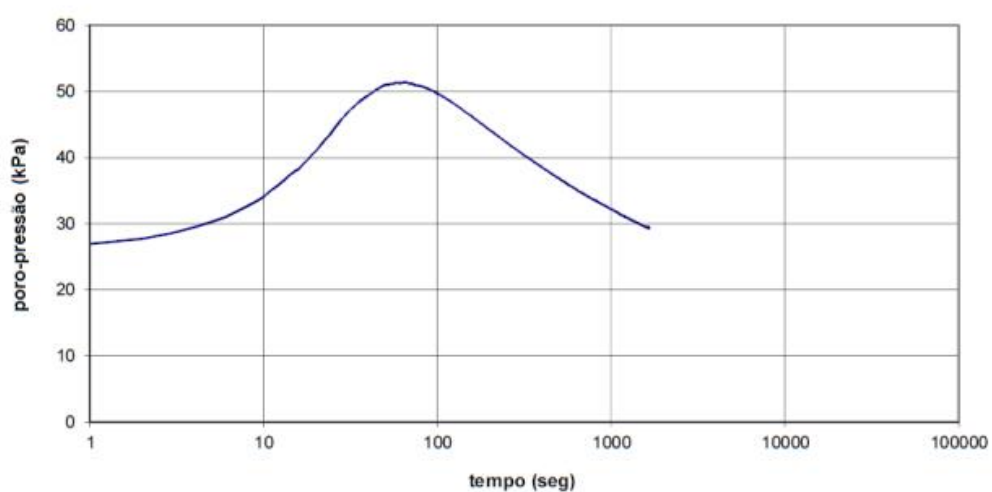
GEOFORMA
Engenharia Ltda.



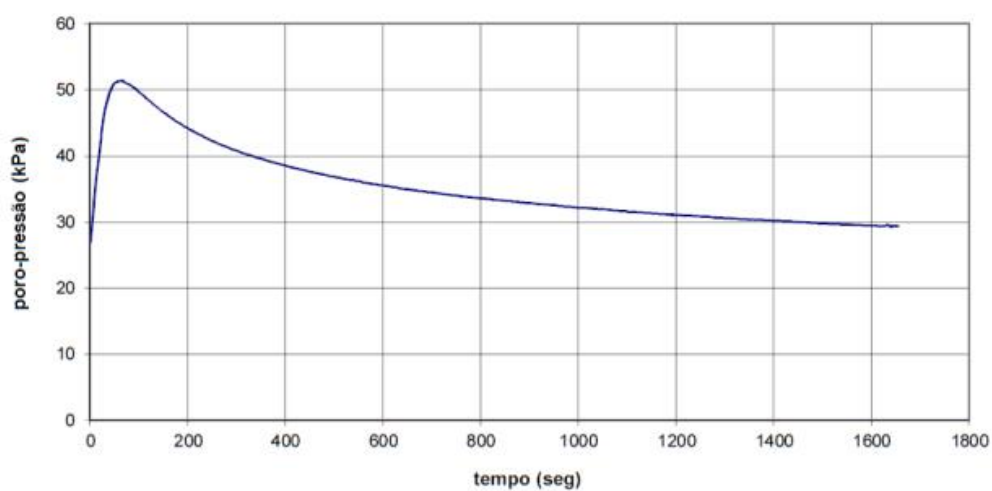


GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-08 - Profundidade - 2,00 m



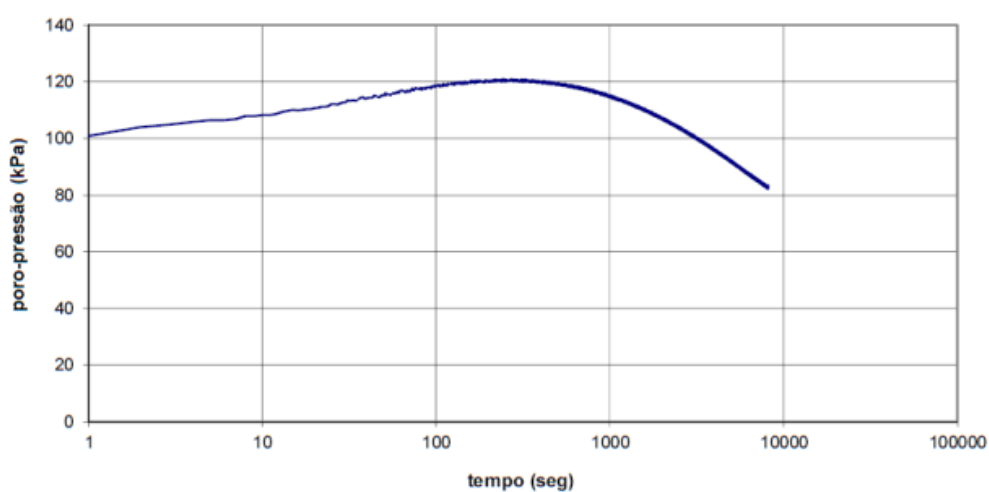
CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-08 - Profundidade - 2,00 m





GEOFORMA
Engenharia Ltda.

CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-08 - Profundidade - 5,00 m



CPTU 248-02/14
ENSAIO DE DISSIPACÃO
CPTU-08 - Profundidade - 5,00 m

