



COMPORTAMENTO DE ATERRO EXPERIMENTAL SOBRE SOLO MOLE  
TRATADO COM COLUNAS DE BRITA

Liliana Gonçalves Simões Pires

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Rio de Janeiro

Junho de 2017

COMPORTAMENTO DE ATERRO EXPERIMENTAL SOBRE SOLO MOLE  
TRATADO COM COLUNAS DE BRITA

Liliana Gonçalves Simões Pires

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

---

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, Ph.D.

---

Prof. Bruno Teixeira Lima, D.Sc.

---

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.

---

Prof. Mário Vicente Riccio Filho, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2017

Pires, Liliana Gonçalves Simões

Comportamento de aterro experimental sobre solo mole tratado com colunas de brita/ Liliana Gonçalves Simões Pires. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XIX, 143 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 123-126.

1. Instrumentação. 2. Monitoramento 3. Modelagem Numérica. 4. Solos Moles. 5. Colunas de Brita. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedico este trabalho à minha mãe, Beatriz.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família, em especial minha mãe, Beatriz, e meu irmão, Pedro, por todo o apoio e incentivo proporcionado e por estarem sempre presentes na minha vida. Agradeço ao meu pai que sempre me proporcionou as melhores condições para que eu realizasse meus sonhos e alcançasse meus objetivos.

Ao professor Márcio de Souza Soares de Almeida, orientador deste trabalho, pela oportunidade e pelos conhecimentos passados durante o transcorrer do curso e especialmente deste trabalho. Agradeço ao professor Márcio que contribuiu em atender a minha vontade de realizar parte do trabalho de pesquisa em campo na área de solos moles. Aos demais professores do curso, pelo estímulo à busca do saber.

Ao Lucas pelo carinho, compreensão e apoio durante estes dois anos de ponte aérea Rio de Janeiro – Porto Alegre.

Aos meus amigos e colegas de mestrado pela parceria nas aulas, nos dias de estudos e resumos e também pelos dias de praia, de trilha, de cinema, *happy hour*, de almoços e de chimarrão. Aos colegas do doutorado e iniciação científica que muito contribuíram para as análises dos dados neste trabalho apresentados. E aos amigos de Porto Alegre, que mesmo longe me apoiaram e incentivaram a enfrentar este desafio.

Aos membros da banca, por terem aceitado o convite de examinar este trabalho.

A toda equipe do laboratório de Geotecnia.

A CAPES pelo apoio financeiro.

A todos os envolvidos na obra da E.T.E. de São Gonçalo, que fizeram parte do meu dia-a-dia de obra e muito contribuíram para as atividades de campo e me permitiram a obter os dados que deram origem a esse estudo.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

## COMPORTAMENTO DE ATERRO EXPERIMENTAL SOBRE SOLO MOLE TRATADO COM COLUNAS DE BRITA

Liliana Gonçalves Simões Pires

Junho/2017

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

A execução de um aterro sobre colunas de brita em uma região de solos moles foi a alternativa escolhida para o tratamento do solo mole na região estudada. Com a finalidade de avaliar previamente o comportamento do conjunto aterro-fundação na região da Estação de Tratamento de Esgoto Alcântara (E.T.E), em São Gonçalo – RJ, foi selecionada a região com a maior espessura de solo mole. Esta região foi denominada de Aterro Experimental, o qual é o principal objeto do presente estudo. Esta área experimental foi monitorada desde a execução do aterro compactado com piezômetros e placas de recalque. Apresenta-se a descrição da sequência executiva do aterro e os resultados da investigação geotécnica realizada para o solo da região. Para avaliar os dados obtidos com a instrumentação foram utilizados métodos de análises: métodos analíticos, numéricos e de previsão de desempenho, que são apresentados na forma de sequência de cálculo. São apresentados e discutidos os valores de recalque, fator de melhoramento do solo e tempo de estabilização. Esses valores foram obtidos com os resultados dos métodos de análise e comparados com os resultados de instrumentação obtidos em campo.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

BEHAVIOUR OF A TEST EMBANKMENT ON SOFT SOIL TREATED WITH  
STONE COLUMNS

Liliana Gonçalves Simões Pires

June/2017

Advisor: Márcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

This work will present the execution of an embankment on stone columns as the alternative chosen for soil ground treatment in a soft soil region. In order to evaluate the behavior of the foundation and the embankment of this region, which is designed to be the Sewage Treatment Plant in São Gonçalo - RJ, a smaller area with the greatest thickness of soft soil was selected. This area was named: test-landfill, which is the main objective of this study. This experimental area was monitored with piezometers and settling plates since the beginning of the execution of the compacted landfill. This thesis presents a description of the execution sequence of this embankment and the results of the geotechnical investigation made for the soil of this region. To evaluate the data obtained from the instrumentation, a series of methods of analysis were used: analytical, numerical and performance prediction methods, which are all presented in a calculation sequence format. This work will present and discuss values obtained for settlement, improvement factor and stabilization time. All of these values were obtained through analytical methods and compared with the results seen in the field from instrumentation.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2 OBJETIVOS .....	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	3
<b>2 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO DE COLUNAS DE BRITA</b> .....	4
2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES .....	4
2.2 SOLO NÃO MELHORADO .....	5
2.3 MÉTODO DE PRIEBE .....	8
2.4 MÉTODO DE RAITHEL E KEMPFERT .....	16
2.5 TEORIA DE BARRON .....	20
2.6 MÉTODO DE HAN E YE .....	22
2.7 ESTABILIDADE .....	25
<b>2.7.1 Compósito solo mole – coluna</b> .....	<b>25</b>
<b>2.7.2 Método da trincheira</b> .....	<b>27</b>
2.8 ANÁLISE NUMÉRICA AXI-SIMÉTRICA .....	29
2.9 COMENTÁRIOS FINAIS .....	35
<b>3 ATERRO EXPERIMENTAL</b> .....	37
3.1 EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL .....	37
3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	48
<b>3.2.1 Ensaio de palheta</b> .....	<b>49</b>
<b>3.2.2 Ensaio de piezocone</b> .....	<b>56</b>
<b>3.2.3 Ensaio de adensamento oedométrico</b> .....	<b>57</b>
3.3 RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO .....	67
<b>3.3.1 Piezômetros</b> .....	<b>68</b>
<b>3.3.2 Placas de recalque</b> .....	<b>72</b>
3.4 COMENTÁRIOS FINAIS .....	77
<b>4 ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	78
4.1 MÉTODO DE PRIEBE .....	78
<b>4.1.1 Fator de Melhoramento</b> .....	<b>78</b>
<b>4.1.2 Cálculo do recalque sem colunas</b> .....	<b>82</b>
4.2 MÉTODO DE RAITHEL E KEMPFERT .....	84
4.3 ANÁLISES NUMÉRICAS .....	85
4.4 MÉTODO DE ASAOKA .....	100



<b>4.4.1</b>	<b>Análise de recalques .....</b>	<b>102</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Análise de valores de coeficiente de adensamento radial .....</b>	<b>103</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Curvas recalque - tempo .....</b>	<b>105</b>
<b>4.5</b>	<b>TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO .....</b>	<b>108</b>
<b>4.5.1</b>	<b>Adensamento unidimensional – Terzaghi .....</b>	<b>108</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Teoria de Barron – Campo .....</b>	<b>108</b>
<b>4.5.3</b>	<b>Método de Han e Ye – Campo .....</b>	<b>111</b>
<b>4.6</b>	<b>COMENTÁRIOS FINAIS .....</b>	<b>114</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>118</b>
<b>5.1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>118</b>
<b>5.2</b>	<b>OBSERVAÇÕES DE CAMPO .....</b>	<b>119</b>
<b>5.3</b>	<b>RECALQUES .....</b>	<b>119</b>
<b>5.4</b>	<b>TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO .....</b>	<b>121</b>
<b>5.5</b>	<b>PORO PRESSÕES .....</b>	<b>121</b>
<b>5.6</b>	<b>SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>122</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>123</b>
	<b>ANEXO 1 – DADOS DE LABORATÓRIO .....</b>	<b>127</b>
	<b>ANEXO 2 – RESULTADOS MÉTODO DE ASAOKA .....</b>	<b>139</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Parâmetros do problema .....	6
Figura 2.2 – Fator de melhoramento do solo (PRIEBE, 1995) .....	10
Figura 2.3 – Relação entre carga aplicada na coluna, resistência não drenada e diâmetro da coluna (THORBURN, 1975) .....	11
Figura 2.4 – Diâmetro da coluna ( $d_c$ ), diâmetro de influência ( $d_e$ ) e espaçamento (s) .....	12
Figura 2.5 – Configuração final após a instalação das colunas .....	13
Figura 2.6 – Determinação do acréscimo de razão de áreas ( $\Delta A/A_c$ ) – Priebe .....	14
Figura 2.7 – Determinação do fator de melhoramento ( $n_1$ ) – Priebe .....	15
Figura 2.8 – Determinação do fator de fluência ( $y$ ) – Priebe .....	16
Figura 2.9 – Porcentagem de adensamento vs tempo – método de Han e Ye .....	25
Figura 2.10 – Análise de estabilidade - método de Morgenstern e Price .....	27
Figura 2.11 – Proposta de TAN et al. (2008) para transformação geométrica de colunas de brita em parede equivalente .....	28
Figura 2.12 – Análise estabilidade – método de trincheira .....	29
Figura 2.13 – Modelo para análise axi simétrica .....	31
Figura 2.14 – Recalque vs tempo para o ângulo de dilatância variando de 0 a 20° .....	32
Figura 2.15 – Recalque vs ângulo de dilatância .....	33
Figura 2.16 – Recalque com e sem melhoria (colunas) .....	33
Figura 2.17 – Verificação dos valores de $K^*$ para resultados de recalque .....	34
Figura 3.1 – Áreas com e sem tratamento de coluna de brita (adaptado de Google Earth, 2017) .....	38
Figura 3.2 – Seção esquemática Aterro Experimental .....	39
Figura 3.3 – Geotêxtil entre o solo mole e o aterro de conquista .....	40
Figura 3.4 – (a) e (b) Execução de colunas de brita (c) finalização da coluna de brita e (d) colunas de brita finalizadas .....	41
Figura 3.5 – Relatório de cravação da coluna de brita 1739 da área experimental (KELLER, 2016b) .....	42
Figura 3.6 – Profundidade das colunas .....	44
Figura 3.7 – Instalação geotêxtil e geogrelha .....	45
Figura 3.8 – (a) e (b) Piezômetros e placas de recalque instaladas .....	45
Figura 3.9 – Execução da camada drenante de 0,40 m .....	46
Figura 3.10 – (a) Lançamento da primeira camada e (b) lançamento da quinta camada .	46
Figura 3.11 – Acompanhamento dos ensaios de (a) verificação de umidade e (b) de compactação .....	47
Figura 3.12 – Aterro experimental finalizado .....	47

Figura 3.13 – Localização investigação geotécnica .....	48
Figura 3.14 – Resultados típicos do ensaio de palheta (FUGRO, 2016) .....	51
Figura 3.15 – Dados dos ensaios de palheta .....	52
Figura 3.16 – Valores de $S_u$ obtidos a partir das correlações vs profundidade .....	54
Figura 3.17 – Resultados típicos do ensaio de dissipação (FUGRO, 2016) .....	57
Figura 3.18 – Índices de compressibilidade .....	59
Figura 3.19 – Determinação de $c_v$ para a amostra 4 .....	62
Figura 3.20 – Variação de OCR com a profundidade .....	66
Figura 3.21 – Localização dos instrumentos .....	68
Figura 3.22 – Acompanhamento da leitura dos piezômetros .....	70
Figura 3.23 – Dados de campo do piezômetro PZ-1A .....	71
Figura 3.24 – Dados de campo do piezômetro PZ-2A .....	71
Figura 3.25 – Dados de campo do piezômetro PZ-3A .....	72
Figura 3.26 – Dados de campo do piezômetro PZ-4A .....	72
Figura 3.27 – (a) Placa de recalque e (b) cercado de proteção .....	73
Figura 3.28 – Placas de recalque PR1 e PR2 .....	74
Figura 3.29 – Placas de recalque PR3 e PR4 .....	75
Figura 3.30 – Placas de recalque PR5 e PR6 .....	76
Figura 4.1 – Seção do aterro e das colunas de brita no centro da área experimental .....	87
Figura 4.2 – Modelo numérico axi-simétrico utilizado na análise numérica .....	90
Figura 4.3 – Comparação valores de $K^*$ para resultados de recalque .....	91
Figura 4.4 – Variação de $K^*$ com o espaçamento de colunas (ELSHAZLY et al., 2008) .....	92
Figura 4.5 – Curvas recalque vs tempo - comparação de três modelos constitutivos .....	93
Figura 4.6 – Curvas recalque vs tempo – valores medidos x modelo numérico .....	94
Figura 4.7 – Curva recalque vs tempo – resultado numérico para solo sem e com colunas de brita .....	95
Figura 4.8 – Curvas recalque vs tempo – previsões tipo A e tipo C1 .....	96
Figura 4.9 – Excesso de poro pressão: valores medidos vs modelo numérico .....	97
Figura 4.10 – Excesso de poro pressão vs tempo: resultados numéricos e medições de campo .....	98
Figura 4.11 – Comparativo entre recalque vs tempo e excesso de poro pressão vs tempo para resultados da análise numérica e campo .....	99
Figura 4.12 – Gráfico da PR-04 para o método de Asaoka .....	102
Figura 4.13 – Comparativo recalque vs tempo para dados de campo, análise numérica (E.F.) e previsão de recalques de Asaoka .....	106
Figura 4.14 – Resultados de coeficiente de adensamento horizontal vs profundidade ....	107

Figura 4.15 – Porcentagem de adensamento versus tempo para drenagem vertical (1D)	108
Figura 4.16 – Porcentagem de adensamento vs tempo para $n_s = 3$ – método de Han e Ye .....	113

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros geotécnicos das duas camadas .....	5
Tabela 2.2 – Diâmetro de influência .....	12
Tabela 2.3 – Propriedades do solo mole utilizadas na análise numérica no modelo <i>Soft Soil Model</i> (SSM) .....	30
Tabela 2.4 – Propriedades dos materiais utilizados na análise numérica .....	31
Tabela 2.5 – Variação do recalque com o ângulo de dilatância .....	32
Tabela 2.6 – Valores de recalque e fator de melhoramento do solo ( $n_0$ ) .....	35
Tabela 2.7 – Valores de tempo de estabilização .....	35
Tabela 3.1 – Obras com utilização de colunas de brita (FÉLIX, 2016) .....	43
Tabela 3.2 – Resultados ensaios de caracterização .....	49
Tabela 3.3 – Média dos valores de resistência não drenada .....	52
Tabela 3.4 – Valores de $S_u$ vs profundidade para cada correlação utilizada .....	55
Tabela 3.5 – Valores de tensões verticais efetivas nas amostras .....	60
Tabela 3.6 – Parâmetros de compressibilidade das amostras .....	61
Tabela 3.7 – Valores da razão de recompressão e compressão virgem .....	63
Tabela 3.8 – Determinação do $c_h$ – dados Terratek .....	64
Tabela 3.9 – Determinação do $c_h$ – dados Fugro .....	64
Tabela 3.10 – Parâmetros das amostras de solo mole .....	67
Tabela 4.1 – Recalque sem tratamento de cada camada .....	83
Tabela 4.2 – Propriedades do solo mole utilizadas na análise numérica no modelo <i>Soft Soil Model</i> (SSM) .....	87
Tabela 4.3 – Propriedades do solo mole utilizadas na análise numérica no modelo <i>Hardening Soil Model</i> (HSM) .....	88
Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais utilizados na análise numérica .....	88
Tabela 4.5 – Histórico de carregamento .....	89
Tabela 4.6 – Resultados de $K^*$ variando com espaçamento, diâmetro e $A_c/A$ .....	93
Tabela 4.7 – Classificação das previsões (adaptado de LAMBE, 1973) .....	96
Tabela 4.8 – Influência da malha nos resultados de recalque e tempo de estabilização ..	100
Tabela 4.9 – Resultados previsão de recalque pelo método de Asaoka .....	103
Tabela 4.10 – Resultados de $c_h$ para drenagem radial pura para cada placa de recalque pelo método de Asaoka .....	103
Tabela 4.11 – Resultados de recalque e $c_h$ pelo método de Asaoka com variação do intervalo de tempo .....	105
Tabela 4.12 – Valores de recalque e fator de melhoria do solo ( $n_0$ ) – aterro experimental .....	115

Tabela 4.13 – Valores de tempo de estabilização – aterro experimental ..... 115

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área total de influência da coluna
$A_c$	Área de coluna
$a_s$	Razão de substituição
B	Largura equivalente na condição de deformação plana (2D)
$b_c$	Largura (espessura) da parede equivalente
$C_c$	Índice de compressão
$c_c$	Coesão do material de preenchimento da coluna de brita
$c_h$	Coefficiente de adensamento horizontal
$c_m$	Coesão do material compósito
CP	Corpo de Prova
$C_r$	Índice de recompressão
CR	Razão de compressão virgem
$c_{rm}$	Coefficiente de adensamento horizontal modificado
$C_s$	Índice de expansão ou descompressão
$c_s$	Coesão do solo
$c_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$C_\alpha$	Coefficiente de compressão secundária
D	Diâmetro da palheta
$d_c$	Diâmetro da coluna
$D_{col}$	Módulo de deformabilidade da coluna granular
$d_e$	Diâmetro equivalente ou diâmetro de influência
$d_s$	Diâmetro da área afetada pelo amolgamento
$D_{sol}$	Módulo de deformabilidade do solo mole
$d_w$	Diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente do dreno
E	Módulo de elasticidade – Módulo de Young
e	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
$E_{col}$	Módulo de elasticidade da coluna granular
$e_f$	Índice de vazios final
$E_{oed}$	Módulo oedométrico do solo mole
$E_{oed,s,ref}$	Módulo oedométrico de referência do solo
$E_{ref,50}$	Módulo de deformabilidade secante de referência
$E_{ref,ur}$	Módulo de deformabilidade no descarregamento e recarregamento
F(n)	Função de densidade de drenos
$F'_m$	Função de adensamento

$f_d$	Fator de profundidade
$G_s$	Peso específico dos grãos
$h_0$	Altura inicial do CP
$h_{arg}$	Espessura da camada de argila
$h_{at}$	Altura do aterro
$h_{cdren}$	Espessura da camada drenante
$h_d$	Distância de drenagem;
$h_f$	Altura final do CP
$h_{plat}$	Espessura da plataforma de trabalho
$h_s$	Altura correspondente ao solo seco
$I_P$	Índice de plasticidade
$I_R$	Índice de rigidez
$J$	Módulo de rigidez do geossintético
$K^*_{0,s}$	Coefficiente de empuxo no repouso do solo majorado
$K_0$	Coefficiente de empuxo do solo
$K_{0,s}$	Coefficiente de empuxo no repouso do solo
$K_{0,C}$	Coefficiente de empuxo no repouso da coluna
$K_{a,c}$	Coefficiente de empuxo ativo da coluna
$k_c$	Coefficiente de permeabilidade do material da coluna
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal do solo
$K_{oc}$	Coefficiente de empuxo sobreadensado
$K_p$	Coefficiente de empuxo passivo
$k_s$	Coefficiente de permeabilidade do solo na zona amolgada
$K_s$	Coefficiente de empuxo do solo
$k_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical do solo
$l_0$	Leitura inicial do extensômetro
$L_c$	Comprimento da coluna de brita
$l_f$	Leitura final do extensômetro
$m$	Coefficiente de dependência de rigidez
$m^*$	Parâmetro de ponderação
$m_v$	Coefficiente de compressibilidade do solo
$m_{v,c}$	Coefficiente de compressibilidade volumétrica da coluna
$m_{v,s}$	Coefficiente de compressibilidade do solo circundante
N.A.	Nível d'água
N.T.	Nível do terreno
$n_0$	Fator de melhoramento do solo
$n_s$	Fator de concentração de tensões



OCR	Razão de pré-adensamento ( <i>Over Consolidation Ratio</i> )
$p$	Tensão vertical aplicada na superfície
$p_c$	Carga externa na coluna
$p_{ref}$	Tensão média de referência
$P_s$	Peso do solo seco
$p_s$	Carga externa no solo
$q_t$	Resistência de ponta corrigida
$R$	Raio do círculo da área de influência
$r_c$	Raio da coluna
$r_{geo}$	Raio da coluna com geossintético
$R_p$	Raio do piezocone
RR	Razão de recompressão
$s$	Espaçamento entre centro das colunas
$S$	Razão entre o diâmetro da zona amolgada ( $d_s$ ) e o diâmetro da coluna ( $d_c$ )
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$S_{u(corr)}$	Resistência ao cisalhamento não drenada corrigida
$t$	Tempo
$T$	Fator tempo
$T_h$	Fator de tempo para drenagem horizontal
$T_{hm}$	Fator tempo modificado
$T_{máx}$	Torque máximo medido (ensaio de palheta)
$U_h$	Grau de adensamento devido ao fluxo radial
$V_s$	Volume dos sólidos
$V_v$	Volume de vazios
$W_c$	Peso da coluna
$w_L$	Limite de liquidez
$w_n$	Teor médio de umidade natural
$w_P$	Limite de plasticidade
$W_s$	Peso do solo
$y$	Fator de influência
$\beta$	Coefficiente angular
$\gamma$	Peso específico do solo mole
$\gamma_{at}$	Peso específico do material de aterro
$\gamma_c$	Peso específico da coluna
$\gamma_{c,sub}$	Peso específico submerso da coluna
$\gamma_{cdren}$	Peso específico do material da camada drenante
$\gamma_m$	Peso específico do material compósito

$\gamma_{\text{plat}}$	Peso específico do material da plataforma de trabalho
$\gamma_s$	Peso específico do solo seco
$\gamma_{s,\text{sub}}$	Peso específico submerso do solo
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\Delta_d$	Espessura da camada de solo circundante à coluna
$\Delta e$	Variação do índice de vazios
$\Delta h$	Recalque do solo mole sem colunas
$\Delta h_s$	Recalque do solo tratado com colunas
$\Delta r_c$	Deformação radial da coluna
$\Delta \sigma$	Acréscimo de tensão vertical
$\Delta \sigma_0$	Acréscimo de tensão vertical devido ao carregamento do aterro
$\Delta \sigma_{h,c}$	Acréscimo de tensão horizontal na coluna
$\Delta \sigma_{h,s}$	Acréscimo de tensão horizontal no solo
$\Delta \sigma_{v,c}$	Acréscimo de tensão vertical na coluna
$\Delta \sigma_{v,s}$	Acréscimo de tensão vertical no solo
$\epsilon_v$	Deformação volumétrica
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson da coluna
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson do solo
$\sigma_{h,c}$	Tensão horizontal na coluna
$\sigma_{h,\text{geo}}$	Suporte radial da coluna de brita com encamisamento
$\sigma_{h,s}$	Tensão horizontal do solo mole
$\sigma_v$	Tensão vertical total
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\sigma_{v,0,c}$	Tensão vertical inicial na coluna
$\sigma_{v,0,s}$	Tensão vertical inicial no solo mole
$\sigma'_{v,f}$	Tensão vertical efetiva final
$\sigma'_{v,0}$	Tensão vertical efetiva inicial
$\sigma'_{vm}$	Tensão de sobreadensamento
$\mu$	Fator de correção da resistência não drenada no ensaio de palheta
$\phi_c$	Ângulo de atrito do material de enchimento da coluna de brita
$\phi_m$	Ângulo de atrito do material compósito
$\phi_s$	Ângulo de atrito do solo
$\psi'$	Ângulo de dilatância
$\delta_c$	Recalque na coluna
$\delta_n$	Deformação no estágio n de carregamento
$\delta_s$	Recalques no solo mole no entorno da coluna

## **LISTA DE SIGLAS**

COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

E.F. – Elementos Finitos

E.T.E – Estação de Tratamento de Esgoto

F.S. – Fator de Segurança

I.N.A. – Indicador de Nível d'Água

M.E.F. – Método de Elementos Finitos

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa de despoluição da Baía de Guanabara prevê a recuperação das bacias hidrográficas dos rios Alcântara e Mutondo. Dentre as diversas obras do programa de saneamento ressalta-se a construção da Estação de Tratamento de Esgoto (E.T.E.) Alcântara em São Gonçalo – RJ. Esta região se caracteriza por apresentar solo mole com baixa capacidade de suporte. O projeto descrito neste trabalho foi realizado pelo consórcio UEPSAM (Programa de Saneamento Ambiental dos Municípios do Entorno da Baía de Guanabara) e é uma das iniciativas do Governo do Estado do Rio de Janeiro voltada para o saneamento básico.

São vários os métodos utilizados para estabilizar o aterro, os clássicos estão descritos no livro Aterros Sobre Solos Moles (ALMEIDA E MARQUES, 2014). Para a realização da E.T.E. Alcântara foram estudadas diversas alternativas para determinar o melhor método construtivo para o aterro sobre solo mole. Os estudos realizados, dentre todas as alternativas disponíveis, resultaram na escolha de melhoria do solo mole com colunas de brita. Esta técnica além de aumentar a resistência da massa de solo de fundação, também favorece a dissipação da poro pressão através das colunas de brita. Basicamente, o método consiste de uma malha de colunas granulares compactadas de areia ou brita executadas na camada de argila.

Além dos métodos que suportam o aterro por colunas granulares, outra solução de melhoramento é o aterro estruturado ou estaqueado. Esta técnica consiste na transferência das cargas externas para as estacas pelo efeito de arqueamento e o de membrana (FAGUNDES, 2016). Assim como nas colunas de brita, a transferência de carga para as estacas reduz a carga no solo e as deformações, a diferença entre os métodos, de acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014), está na compressibilidade da coluna de brita, que se deforma verticalmente sob a ação do aterro enquanto que as estacas são elementos praticamente indeformáveis verticalmente.

Com a finalidade de avaliar previamente o comportamento do conjunto aterro-fundação na região da E.T.E. Alcântara, foi selecionada a região com a maior espessura de solo mole e esta região foi denominada de Aterro Experimental, onde foram executadas as colunas de brita e o alteamento apenas desta região antes da execução do aterro em toda a área da obra. O objetivo foi monitorar o Aterro Experimental com piezômetros e placas de recalque para verificar se as premissas de projeto acompanham os resultados esperados em campo. Dessa maneira será possível comparar os resultados realizados com os projetados, e caso necessário, ajustar a solução escolhida para evitar o mal desempenho.

Para a elaboração desta pesquisa foi realizado o acompanhamento da execução das colunas de brita e do alteamento do aterro experimental. Os dados utilizados para a realização da pesquisa foram obtidos a partir dos equipamentos de monitoramento instalados na área onde foi executado o aterro sobre colunas de brita em São Gonçalo – RJ.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar o comportamento de um aterro sobre colunas de brita em solos moles, a partir da análise dos dados obtidos na instrumentação da área experimental executada e comparar esses resultados com métodos analíticos e numéricos. Os objetivos específicos da pesquisa são:

- Apresentar um caso de obra de aterro sobre solos moles com melhoramento de colunas de brita;
- Apresentar resultados de ensaios de campo e laboratório;
- Comparar os dados obtidos da instrumentação do eixo (centro) do aterro com as premissas de projeto;
- Analisar os dados obtidos pelas placas de recalque e piezômetros Casagrande, para as medidas de deslocamento vertical e poro pressão, respectivamente;
- Interpretar os resultados da instrumentação com o auxílio de análise numérica axi-simétrica (Plaxis) e métodos analíticos.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O trabalho é apresentado em 5 capítulos e anexos. Assim, após esta introdução e definição dos objetivos da pesquisa (capítulo 1), o capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre os procedimentos de cálculo para colunas de brita na forma de sequência de cálculo para um problema a ser resolvido. São apresentados os principais métodos analíticos, numéricos e de previsão de desempenho utilizados para análise dos dados.

No capítulo 3, Aterro Experimental, é descrita a sequência construtiva do aterro experimental e são apresentados os resultados da investigação geotécnica realizada para o solo da região. São também apresentados os resultados da instrumentação com os dados de campo dos piezômetros Casagrande e placas de recalque.

No capítulo 4, Análise dos Resultados, são apresentados os dados obtidos com os métodos analíticos, numéricos e de previsão de desempenho. Com base nos resultados obtidos em campo, foram realizadas análises numéricas com a finalidade de validar um modelo numérico. E finalmente, no capítulo 5, Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras, são apresentadas as considerações finais e as sugestões para estudos futuros.

## 2 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO DE COLUNAS DE BRITA

Este capítulo apresentará a revisão bibliográfica sobre os procedimentos de cálculo de colunas na forma de sequência de cálculo realizada para um projeto. Dessa forma, será inicialmente apresentado um problema a ser resolvido e em seguida serão descritos os métodos de análise e suas aplicações, de forma a elucidar a sequência de cálculo.

### 2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A execução de colunas de brita é um dos procedimentos mais utilizados para a melhoria de solos moles. Um dos métodos de execução é pelo processo de vibro substituição, em que o solo mole é substituído, por deslocamento, pelo material da coluna em locais predeterminados, com o objetivo de diminuir e acelerar os recalques. Esta técnica permite que grande parte da carga do aterro seja transferida para as colunas de brita por efeito de arqueamento e então transferida para o solo competente. A parte da carga transferida para o solo mole entre colunas se beneficia do efeito drenante da brita, ocorrendo então a aceleração dos recalques (ALMEIDA E MARQUES, 2014). As colunas de brita podem ser executadas pelo método úmido, que jatos de água auxiliam a cravação, ou pelo método seco, que utiliza ar comprimido e o próprio peso do equipamento para cravação. A alimentação do material granular pode ser realizada pela superfície do terreno (*top feed*) ou no fundo, pela ponta do vibrador (*bottom feed*) (KELLER, 2016a).

Os métodos de dimensionamento dos recalque de fundações reforçadas com colunas de brita são divididos em empíricos (baseados na experiência comum e na observação), experimentais, analíticos e numéricos. Serão apresentados os principais métodos analíticos, o método de Priebe e de Raithel e Kempfert, originalmente desenvolvido para colunas granulares encamisadas, e para o método numérico, foi realizada a análise a partir do modelo *Soft Soil* com auxílio do *software* Plaxis. O tempo de estabilização de recalques foi calculado com a aplicação da teoria de Barron e do método de Han e Ye. A verificação da estabilidade global do problema foi realizada considerando um material compósito e pelo método das trincheiras equivalentes.

## 2.2 SOLO NÃO MELHORADO

O problema a ser resolvido é o dimensionamento de um aterro rodoviário sobre solo mole melhorado com colunas de brita, no qual deseja-se atingir a estabilização dos recalques em um prazo de até 12 meses com estabilidade global à ruptura satisfatória.

Para realização da sequência de cálculo, foi considerada uma região de solo mole com 10 m de espessura, dividido em duas camadas de 5,0 m (C1 e C2) e com nível d'água coincidente com o nível do terreno (N.A. = N.T.), como ilustrado na figura 2.1. O peso específico natural do solo mole ( $\gamma_{nat}$ ) foi adotado igual a 14 kN/m<sup>3</sup>, coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) igual ao horizontal ( $c_h$ ) com valor de 1,26 m<sup>2</sup>/ano ( $4,00 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s) e demais parâmetros apresentados na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Parâmetros geotécnicos das duas camadas

Camada	$e_0$	$C_c$	$C_s$	OCR	$S_u$ (kPa)
C1	2,70	0,570	0,086	1,30	15
C2	2,40	0,430	0,065	1,10	17

onde:

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$C_c$  = índice de compressão;

$C_s$  = índice de expansão ou recompressão;

OCR = razão de pré-adensamento (*Over Consolidation Ratio*);

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não drenada.

Antes de iniciar a execução das colunas de brita, foi executado sobre o solo mole um aterro de conquista (ou plataforma de trabalho), que consiste em uma camada arenosa drenante, construída com o objetivo de suportar o equipamento de execução das colunas de brita. Após o aterro de conquista, foi lançado o aterro maciço, cuja a altura final do aterro de conquista e aterro maciço totaliza 5,0 m. Por simplificação, foram adotados os parâmetros geotécnicos do aterro de conquista iguais ao do aterro maciço. O aterro tem inclinação de taludes igual a 1V:2H e no topo sua plataforma tem 30,0 m de largura.

Com o objetivo de melhorar o desempenho global neste caso de solo mole, foi utilizado um tecido geotêxtil bidirecional de resistência igual a 50 kN/m na interface entre o solo mole e o aterro. Este geotêxtil tem função principalmente construtiva e não será considerado com objetivo de reforço de solo, mas como função construtiva. A camada



competente subjacente ao solo mole é constituída de uma areia silto argilosa. Além disso foi executada uma camada adicional de 0,5 m para compensar futuros recalques, conforme ilustra a figura 2.1.

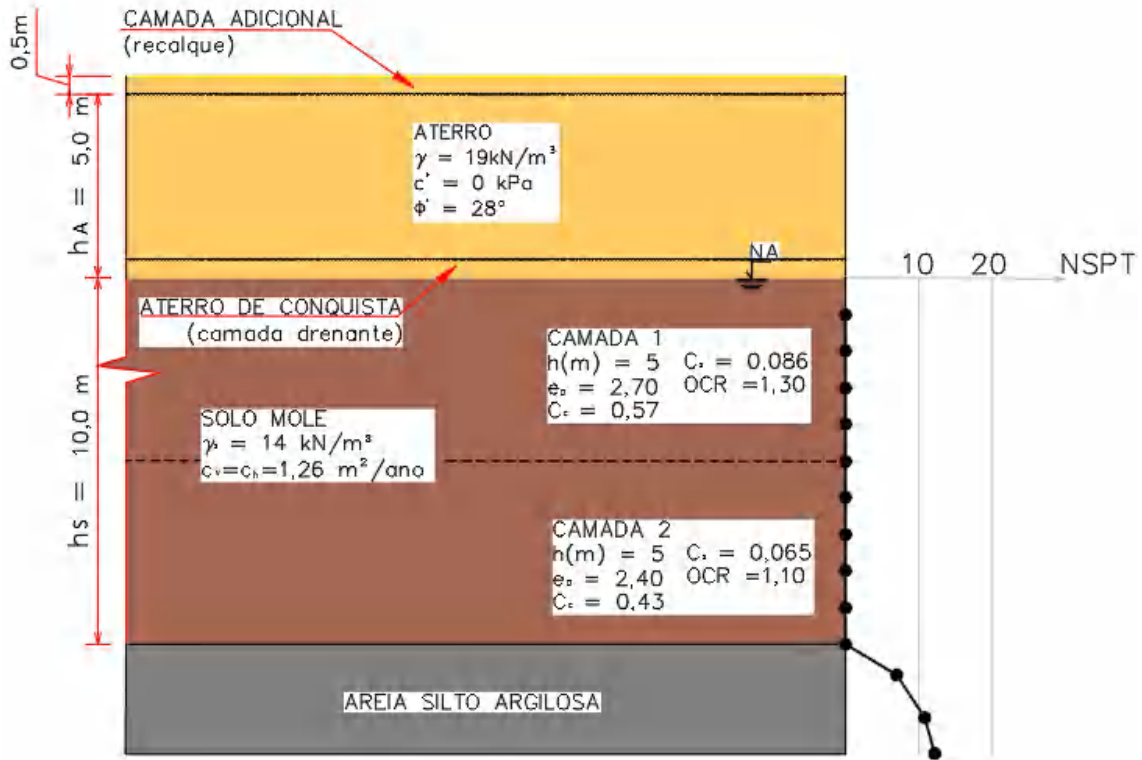


Figura 2.1 – Parâmetros do problema

A determinação do valor do recalque do solo mole sem colunas ( $\Delta h$ ), pode ser expressa pela equação 2.1, a partir dos valores da espessura da camada de argila ( $h_{arg}$ ), do coeficiente de compressibilidade do solo ( $m_v = 1/E_{oed}$ ) e do acréscimo de tensão vertical ( $\Delta\sigma$ ).

$$\Delta h = h_{arg} \times m_v \times \Delta\sigma \quad (2.1)$$

Para os dados do problema, realizando-se as iterações necessárias, e considerando a submersão, obteve-se o recalque conforme a sequência de cálculo a seguir.

$$\Delta h = h_{arg} \times \frac{1}{E_{oed}} \times \Delta\sigma$$

$$\Delta h = h_{arg} \times \frac{1}{E_{oed}} \times (((\gamma_{at} - \gamma_w) \times \Delta h) + \gamma_{at} \times (h_{at} - \Delta h))$$

$$\Delta h = 10 \times \frac{1}{872} \times (((19 - 10) \times 1,075) + 19 \times (5,5 - 1,075))$$

$$\Delta h = 1,075m$$

onde:

$\Delta h$  = recalque do solo mole sem colunas;

$h_{\text{arg}}$  = espessura da camada de argila;

$m_v$  = coeficiente de compressibilidade do solo;

$\Delta \sigma$  = acréscimo de tensão vertical;

$E_{\text{oed}}$  = módulo oedométrico do solo mole;

$\gamma_{\text{at}}$  = peso específico do material de aterro;

$\gamma_w$  = peso específico da água (10 kN/m<sup>3</sup>);

$h_{\text{at}}$  = altura do aterro.

Outra forma de determinar o recalque do solo mole sem tratamento ( $\Delta h$ ), é com o uso da equação 2.2.

$$\Delta h_i = \frac{h_{\text{arg}}}{1 + e_0} \times \left[ C_s \times \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \times \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + (\gamma_{\text{at}} \times (h_{\text{at}} - \Delta h)) + (\gamma_{\text{at}} - \gamma_w) \times \Delta h}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (2.2)$$

onde:

$\Delta h_i$  = recalque do solo mole sem colunas da camada i;

$h_{\text{arg}}$  = espessura da camada de argila;

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$C_s$  = índice de expansão ou recompressão;

$\sigma'_{vm}$  = tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{v0} \times \text{OCR}$ );

$\text{OCR}$  = razão de pré-adensamento (*Over Consolidation Ratio*);

$\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva inicial;

$C_c$  = índice de compressão;

$\gamma_{\text{at}}$  = peso específico do material de aterro (19 kN/m<sup>3</sup>);

$h_{\text{at}}$  = altura do aterro (5,5 m);

$\Delta h$  = recalque do solo mole sem colunas ( $\Delta h_1 + \Delta h_2$ );

$\gamma_w$  = peso específico da água (10 kN/m<sup>3</sup>).

Este cálculo, considerando a submersão, deve ser feito de forma iterativa, pois  $\Delta h$  entra nos dois lados da equação, sendo o recalque de cada camada i representado por  $\Delta h_i$  (ALMEIDA E MARQUES, 2014). Substituindo na equação 2.2 os valores de  $e_0$ ,  $C_c$ ,  $C_s$

apresentados na tabela 2.1 para cada uma das camadas, após as iterações necessárias obtém-se o valor do recalque sem tratamento. As equações a seguir apresentam a última iteração deste cálculo para a camada 1 ( $\Delta h_1$ ) e camada 2 ( $\Delta h_2$ ).

$$\begin{aligned}\Delta h_1 &= \frac{5}{1 + 2,70} \times \left[ 0,086 \log \left( \frac{2,5 \times (14 - 10) \times 1,30}{2,5 \times (14 - 10)} \right) \right. \\ &\quad \left. + 0,57 \log \left( \frac{(2,5 \times (14 - 10)) + (19 \times (5,5 - 1,075)) + ((19 - 10) \times 1,075)}{2,5 \times (14 - 10) \times 1,30} \right) \right] \\ &= 0,708m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta h_2 &= \frac{5}{1 + 2,40} \times \left[ 0,065 \log \left( \frac{7,5 \times (14 - 10) \times 1,10}{7,5 \times (14 - 10)} \right) \right. \\ &\quad \left. + 0,43 \log \left( \frac{(7,5 \times (14 - 10)) + (19 \times (5,5 - 1,075)) + ((19 - 10) \times 1,075)}{7,5 \times (14 - 10) \times 1,10} \right) \right] \\ &= 0,367m\end{aligned}$$

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,708 + 0,367 = 1,075m$$

### 2.3 MÉTODO DE PRIEBE

O método de Priebe foi desenvolvido em 1976 para determinar o fator de melhoria do solo com a execução de colunas com material granular pelo método de vibro substituição, em relação a condição inicial do solo (sem colunas). A vibro substituição consiste em executar colunas com materiais granulares de enchimento, como a brita, por meio de vibradores e desta forma substituir o solo de menor resistência pelas colunas com material de maior resistência.

O método, apesar de apresentado em 1976, sofreu adaptações e extensões ao longo do tempo que justificaram uma nova versão em 1995. Priebe utiliza o conceito de célula unitária e considera que as colunas estão fundadas em um estrato rígido, o material das colunas é incompressível (deformações volumétricas nulas), os recalques no solo e na coluna são iguais, o solo envolvente é homogêneo e possui comportamento elástico. Considera também que após a execução da coluna, a razão entre as tensões verticais e horizontais corresponde ao coeficiente de empuxo (K) igual a 1. PRIEBE (1995) admite que as colunas não tem recalque na ponta, e dessa forma qualquer recalque na área de carregamento resulta em um aumento constante do diâmetro em todo o comprimento da

coluna, causando portanto a deformação radial. Com o aumento da deformação radial na coluna de brita, o coeficiente de empuxo ativo é mobilizado na coluna ( $K_{ac}$ ) e o passivo no solo ( $K_p$ ).

PRIEBE (1995) propõe a determinação do fator de melhoramento do solo ( $n_0$ ) a partir das equações 2.3 a 2.5.

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \times \left[ \frac{0,5 + f(v_s, A_c/A)}{K_{a,c} \times f(v_s, A_c/A)} - 1 \right] \quad (2.3)$$

$$f(v_s, A_c/A) = \frac{(1 - v_s) \times (1 - A_c/A)}{1 - 2v_s + A_c/A} \quad (2.4)$$

$$K_{ac} = \tan^2(45 - \phi_c/2) \quad (2.5)$$

onde:

$n_0$  = fator de melhoramento do solo;

$A_c$  = área de coluna;

$A$  = área total de influência da coluna;

$K_{a,c}$  = coeficiente de empuxo ativo da coluna;

$v_s$  = coeficiente de Poisson do solo;

$\phi_c$  = ângulo de atrito do material de enchimento da coluna.

Considerando o coeficiente de Poisson do solo igual a 0,33 ( $v_s = 1/3$ ), simplifica-se a equação 2.3 para a equação 2.6:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \times \left[ \frac{5 - A_c/A}{4 \times K_{a,c} \times (1 - A_c/A)} - 1 \right] \quad (2.6)$$

A relação entre o fator de melhoramento ( $n_0$ ), a razão entre áreas ( $A/A_c$ ) e o ângulo de atrito do material de enchimento da coluna ( $\phi_c$  variando de 35° a 45°), é apresentada no gráfico da figura 2.2.

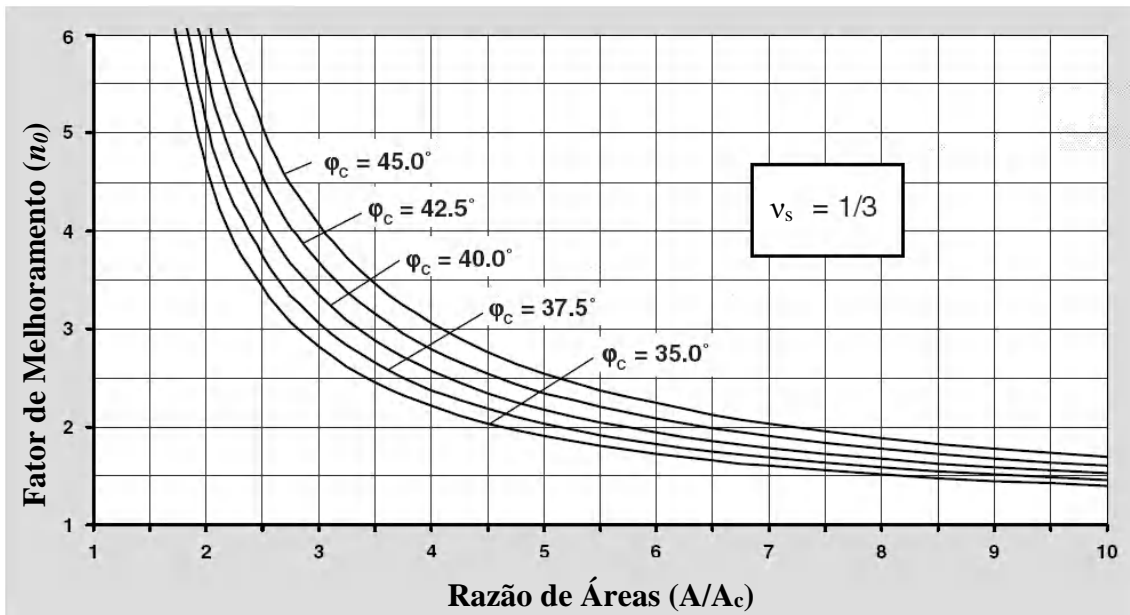


Figura 2.2 – Fator de melhoramento do solo (PRIEBE, 1995)

Na metodologia apresentada por THORBURN (1975) para colunas granulares sem encamisamento, ele propõe uma relação entre carga admissível aplicada na coluna, resistência não drenada e diâmetro da coluna. Esta regra se restringe a colunas executadas com vibradores do tipo “Keller”, é válida para colunas isoladas ou inseridas em grupos e carregadas no topo. A relação entre o diâmetro da coluna ( $d_c$ ) e a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) é obtida com o uso da equação 2.7 ou do gráfico apresentado na figura 2.3.

$$d_c = 1,13 - 0,0116 \times S_u \quad (2.7)$$

Para a estimativa do diâmetro da coluna ( $d_c$ ) para o problema em questão foi considerada a resistência não drenada da camada  $C_1$  igual a 15,0 kPa.

$$d_c = 1,13 - 0,0116 \times 15 = 0,956m$$

Para fins de simplificação foi adotado um diâmetro de 1,0 m. Considerando uma malha quadrada, o espaçamento das colunas ( $s$ ) foi determinado a partir do método de Priebe, admitindo um fator de melhoramento ( $n_0$ ) igual a 2,15 e o ângulo de atrito da coluna ( $\phi_c$ ) igual a 40°.

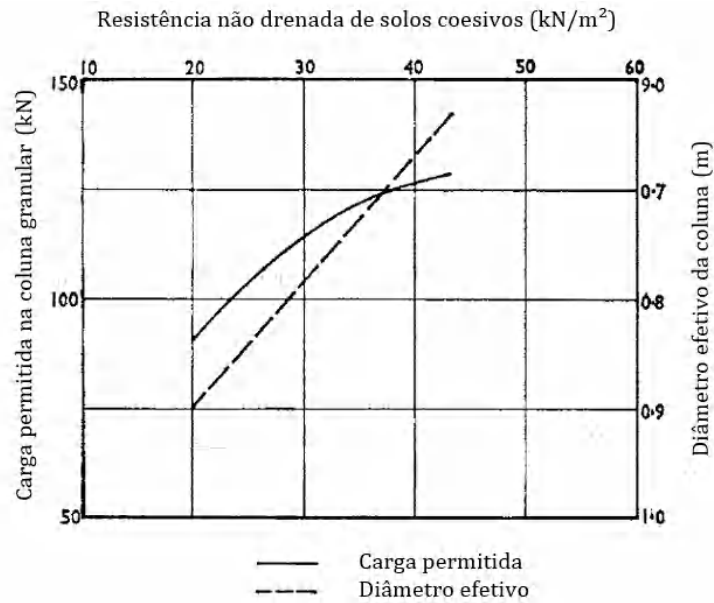


Figura 2.3 – Relação entre carga aplicada na coluna, resistência não drenada e diâmetro da coluna (THORBURN, 1975)

Plotando o valor de  $n_0$ , igual a 2,15, na figura 2.2, obtém-se a razão de áreas ( $A/A_c$ ) igual a 5,10. O cálculo da área da coluna ( $A_c$ ), área de influência da coluna ( $A$ ) e espaçamento ( $s$ ) estão apresentados a seguir e ilustrados da figura 2.4

$$A_c = \frac{\pi \times d_c^2}{4} = \frac{\pi \times 1^2}{4} \therefore A_c = 0,785m^2$$

$$\frac{A}{A_c} = 5,10 \therefore A = A_c \times 5,10 = 0,785 \times 5,10 = 4,00m^2$$

$$A = 4,00 = \frac{\pi \times d_e^2}{4} = \frac{\pi \times (1,13 \times s)^2}{4} \therefore s = 2,00m$$

Outra forma de determinar o espaçamento ( $s$ ) é:

$$s = \sqrt{A} = \sqrt{4} = 2,00 m$$

A razão de substituição ( $a_s$ ) é igual a:

$$a_s = \frac{A_c}{A} \therefore a_c = \frac{0,785}{4,00} \therefore a_c = 0,196 \text{ ou } 19,6\%$$

onde:

$A_c$  = área de coluna;

$d_c$  = diâmetro da coluna;

$A$  = área total de influência da coluna;

$d_e$  = diâmetro equivalente ou diâmetro de influência, que conforme a tabela 2.2, varia com o tipo de malha;

$s$  = espaçamento;

$a_s$  = razão de substituição.

Tabela 2.2 – Diâmetro de influência

	Malha triangular	Malha quadrada
Diâmetro de influência ( $d_e$ )	$1,05 \times s$	$1,13 \times s$

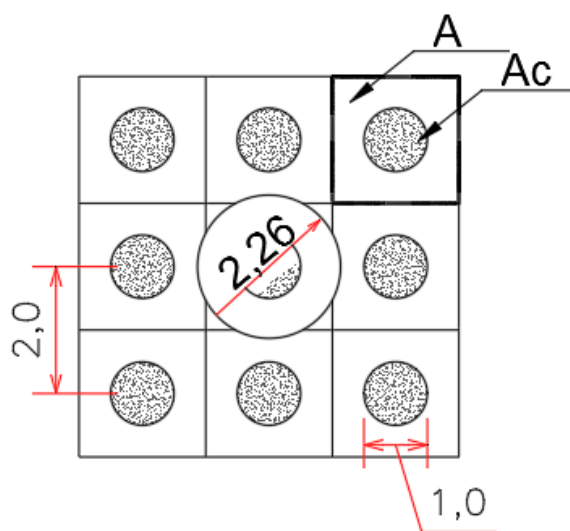


Figura 2.4 – Diâmetro da coluna ( $d_c$ ), diâmetro de influência ( $d_e$ ) e espaçamento ( $s$ )

Na figura 2.5 está ilustrada a configuração final após a instalação das colunas de brita. Apesar de rigorosamente a coluna atravessar o aterro de conquista, o topo da coluna foi considerado no topo da camada de solo mole, pois o método de Priebe considera a coluna imersa na camada de solo mole. A figura 2.5 também ilustra o embutimento das colunas em cerca de 1,0 m na camada competente inferior, totalizando o comprimento da coluna de brita igual a 11,0 m.

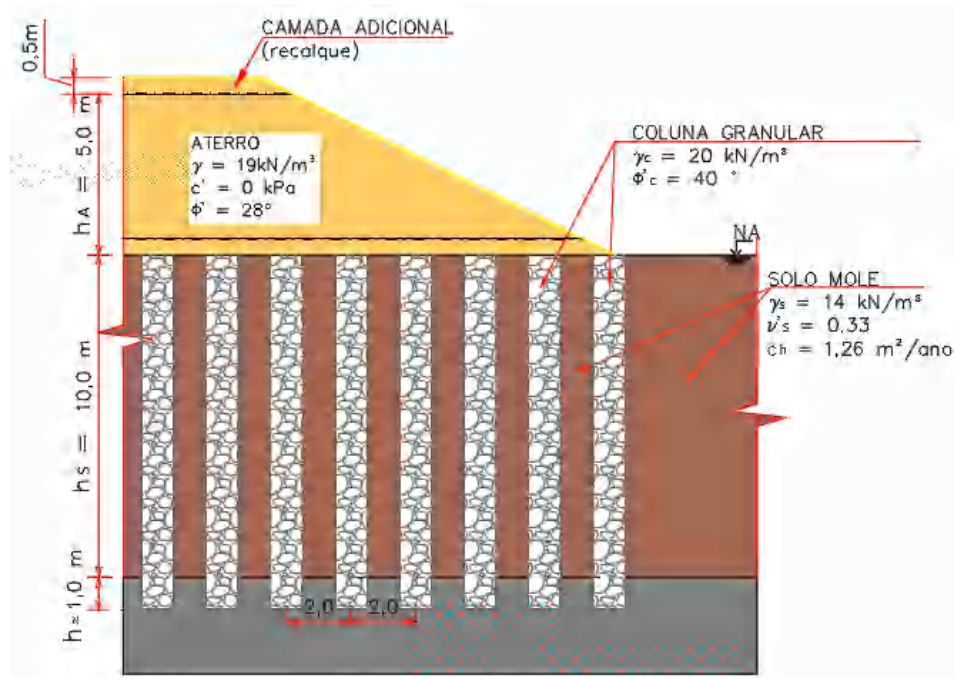


Figura 2.5 – Configuração final após a instalação das colunas

A partir do valor do fator de melhoramento do solo ( $n_0$ ), calcula-se o recalque do solo tratado com colunas de brita com base no recalque do solo em seu estado inicial, conforme a equação 2.8.

$$n_0 = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \quad (2.8)$$

onde:

$n_0$  = fator de melhoramento do solo;

$\Delta h$  = recalque do solo natural (sem colunas);

$\Delta h_s$  = recalque do solo tratado com colunas.

Para os dados do problema,  $\Delta h_s$  resulta em:

$$2,15 = \frac{1,075}{\Delta h_s} \therefore \Delta h_s = 0,50 \text{ m}$$

Em 1995, com as adaptações e melhorias de seu método, Priebe adicionou o fator de correção ( $n_1$ ) considerando a compressibilidade do material da coluna, para que no caso de substituição total do solo ( $A_c/A = 1$ ) o fator de melhoria não tenda para infinito. Outra melhoria do método foi a adoção do fator de profundidade ( $f_d$ ) que considera o peso da coluna e do solo envolvente, enfatizando a relação da profundidade com as deformações



radiais na coluna. A medida que a profundidade aumenta, maior será a capacidade de suporte lateral para as colunas devido ao aumento das tensões efetivas verticais e horizontais do solo, e assim menor será a deformação radial da coluna. O fator de correção ( $n_1$ ) multiplicado pelo fator de profundidade ( $f_d$ ) resulta no fator final de melhoramento do solo ( $n_2$ ).

Segundo MC CABE (2009) os resultados que apresentam melhor concordância com as medidas e retroanálise são os que consideram os valores de  $n_0$ . Estes resultados obtidos por Mc Cabe são oriundos de 20 projetos instrumentados em solos coesivos ou predominante coesivos, onde foram instaladas colunas de brita. No entanto, para apresentar de forma completa o método de Priebe, serão aqui apresentados os valores de  $n_1$  e  $n_2$ .

Considerando o módulo de deformabilidade da coluna granular ( $D_{col}$ ) da mesma ordem de grandeza do módulo de elasticidade da coluna granular ( $E_{col}$ ) igual a 80 MPa (80.000 kPa) e módulo de deformabilidade do solo mole ( $D_{sol}$ ) igual ao módulo oedométrico do solo mole ( $E_{oed}$ ) igual a 800 kPa, tem-se então  $D_{col}/D_{sol}$  igual a 100, e então obtém-se o acréscimo de razão de áreas ( $\Delta A/A_c$ ) igual a 0,08 conforme ilustra a figura 2.6.

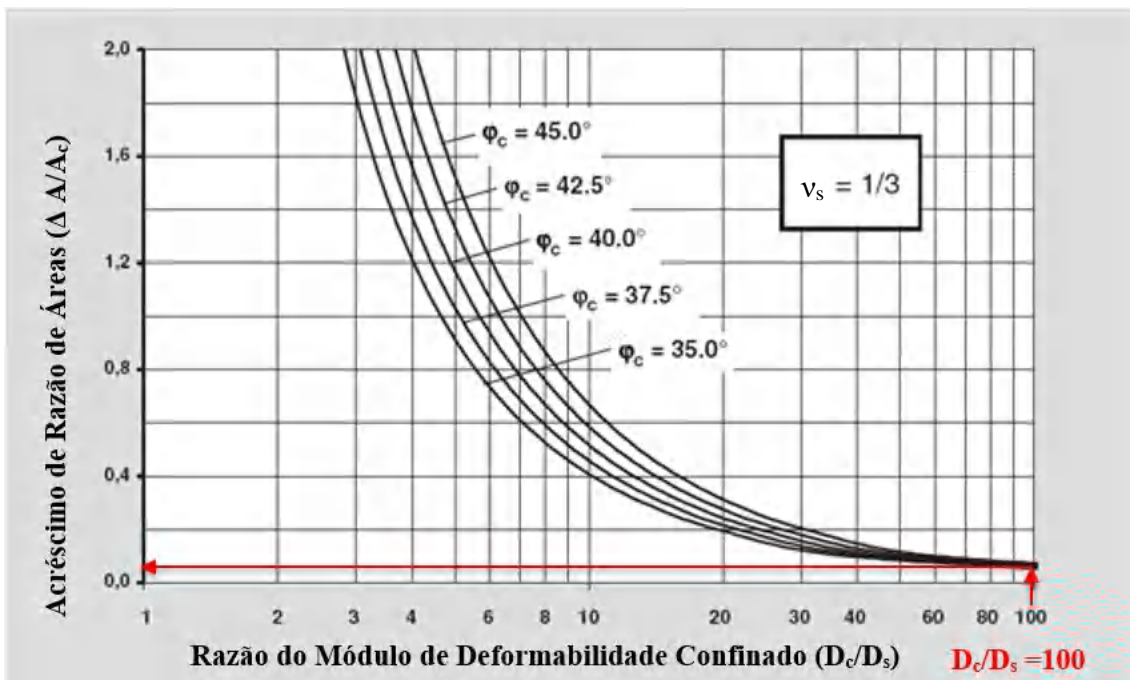


Figura 2.6 – Determinação do acréscimo de razão de áreas ( $\Delta A/A_c$ ) - Priebe

Com o novo valor de  $A/A_c$  igual a 5,18, plotando-o no ábaco de Priebe,  $n_1$  será de 2,15 conforme ilustra a figura 2.7. Outra maneira de determinar  $n_1$  é utilizando a equação 2.6 com o novo valor de  $A_c/A$ , que resulta em  $n_1$  igual a 2,13. Comparando  $n_1$  com  $n_0$ , verifica-se que este acréscimo de razão de áreas é desprezível.

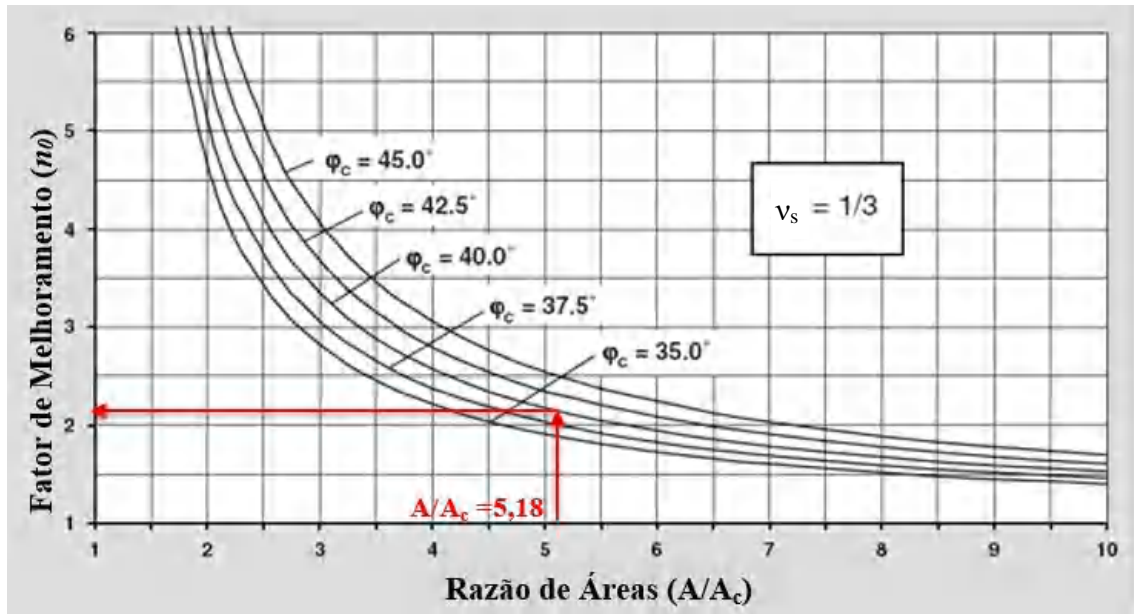


Figura 2.7 – Determinação do fator de melhoramento ( $n_1$ ) - Priebe

Outra melhoria do método foi a consideração do fator de profundidade ( $f_d$ ) que considera o peso da coluna e do solo envolvente. A multiplicação de  $f_d$  por  $n_1$  resulta no parâmetro de redução de recalques ( $n_2$ ).

Plotando-se o valor de  $A/A_c$  igual a 5,18 na figura 2.8, resulta no fator de influência ( $y$ ) igual a 0,57. A partir deste resultado, é possível calcular o fator de profundidade ( $f_d$ ) com o uso da equação 2.9.

$$f_d = \frac{1}{1 - \frac{y \times \sum(\gamma_{s,sub} \times \Delta d)}{p}} \quad (2.9)$$

onde:

$f_d$  = fator de profundidade;

$y$  = fator de influência;

$\gamma_{s,sub}$  = peso específico submerso do solo mole =  $14 - 10 = 4 \text{ kN/m}^3$ ;

$\Delta d$  = espessura da camada de solo circundante =  $10,0 \text{ m}$ ;

$p$  = tensão vertical aplicada na superfície = 104,5 kPa (= 19 kN/m<sup>3</sup> × 5,5m).

$$f_d = \frac{1}{1 - \frac{0,57 \times ((14 - 10) \times 10)}{5,5 \times 19}} = 1,279$$

Com o valor de  $f_d$ , determina-se  $n_2$  pela multiplicação de  $n_1$  e  $f_d$ .

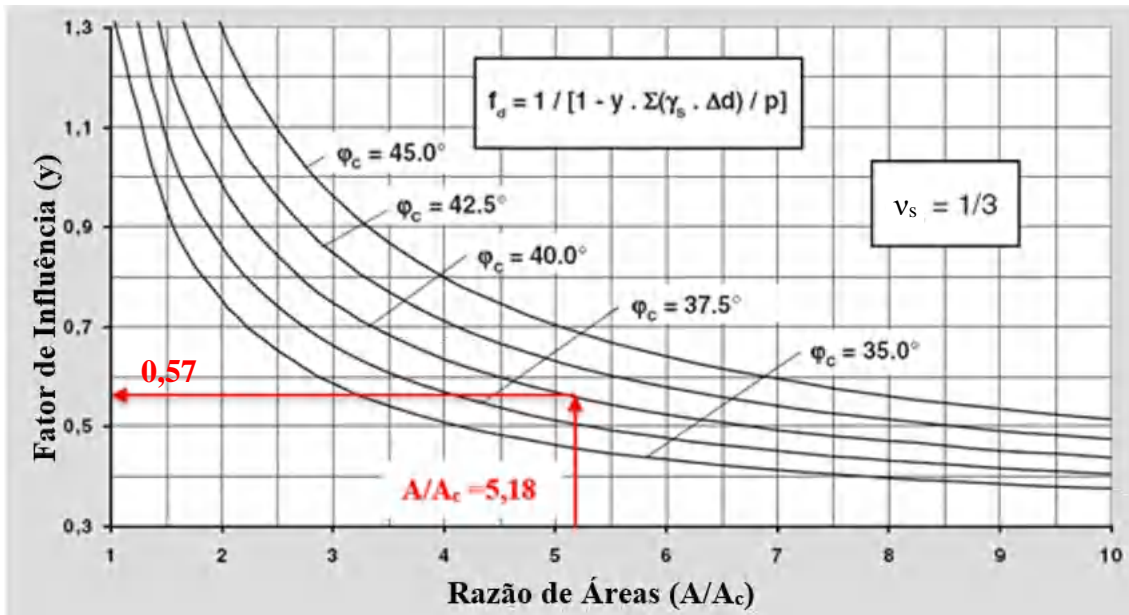


Figura 2.8 – Determinação do fator de fluência (y) - Priebe

Portanto, o parâmetro de redução de recalques ( $n_2 = f_d \times n_1$ ) é igual a 2,72. A seguir estão apresentados os valores obtidos para  $n_0$ ,  $n_1$  e  $n_2$ . A partir destes valores se observa que a consideração da compressibilidade do material não altera o fator de melhoria. Porém, quando utilizado o fator de profundidade, que considera o peso da coluna e do solo envolvente, o fator de melhoria aumenta.

- $n_0 = 2,15$
- $n_1 = 2,13$
- $n_2 = 2,72$

## 2.4 MÉTODO DE RAITHEL E KEMPFERT

O método proposto por RAITHEL E KEMPFERT (2000) é um modelo analítico axi-simétrico desenvolvido para projetos de colunas granulares encamisadas com reforço de geossintético. Tem o objetivo de determinar os valores do recalque na coluna e no solo e

a deformação na coluna, e assim estimar a força atuante no geossintético. A utilização do geossintético tem a finalidade de reduzir o recalque vertical e aumentar o suporte horizontal, que em solos muito moles não é suficiente e com o carregamento podem ocorrer deformações laterais na coluna. Além disso, o geossintético funciona como filtro, mantendo a capacidade de drenagem da coluna.

Os cálculos, realizados de forma iterativa para a condição drenada de longo prazo, consideram compatibilidade de recalques entre coluna e solo mole adjacente. Assim sendo, foi desenvolvida uma planilha no Excel por Mário Riccio (arquivo pessoal) para resolver as equações deste método. O modelo utiliza o conceito de célula unitária e admite como principais hipóteses:

1. Coluna assente em camada subjacente indeformável;
2. Recalques iguais na coluna e no solo no seu entorno;
3. Condição de empuxo ativo  $K_{a,c}$  na coluna;
4. Cálculo para a condição drenada (argila mole com parâmetros  $c_s'$  e  $\phi_s'$ ), pois é a condição de maiores recalques;
5. Geotêxtil de reforço tem comportamento elástico-linear;
6. O coeficiente de empuxo do solo para o método de substituição é definido por  $K_s = K_{0,s} = 1 - \sin\phi_s$ . Para o método de deslocamento considera-se  $K_s = K^*_{0,s}$  determinado antes do carregamento ( $K^*_{0,s} > K_{0,s}$ ).

Na utilização de colunas de brita não encamisadas, o suporte horizontal do solo mole ( $\sigma_{h,s}$ ) deve ser igual ou maior à tensão horizontal na coluna ( $\sigma_{h,c}$ ), caso contrário haverá deformação lateral na coluna. O encamisamento da coluna contribui com o suporte radial ( $\sigma_{h,geo}$ ) reduzindo ou anulando a deformação lateral, resultando no equilíbrio de forças conforme a equação 2.10. Mais informações estão apresentadas em RAITHEL E KEMPFERT (2000) E HOSSEINPOUR (2015).

$$\sigma_{h,s} + \sigma_{h,geo} = \sigma_{h,c} \quad (2.10)$$

A tensão vertical total na coluna é o somatório da tensão vertical inicial com o acréscimo de tensão vertical na coluna, que multiplicada pelo coeficiente de empuxo ativo, resulta na tensão horizontal total, conforme a equação 2.11. Da mesma forma é determinado a tensão vertical total no solo, de acordo com a equação 2.12.

$$\Delta\sigma_{h,c} = \sigma_{v,0,c} \times K_{a,c} + \Delta\sigma_{v,c} \times K_{a,c} \quad (2.11)$$

onde:

$\Delta\sigma_{h,c}$  = acréscimo de tensão horizontal na coluna;

$\sigma_{v,0,c}$  = tensão vertical inicial na coluna;

$K_{a,c}$  = coeficiente de empuxo ativo da coluna;

$\Delta\sigma_{v,c}$  = acréscimo de tensão vertical na coluna.

$$\Delta\sigma_{h,s} = \sigma_{v,0,s} \times K_{0,s}^* + \Delta\sigma_{v,s} \times K_{0,s} \quad (2.12)$$

onde:

$\Delta\sigma_{h,s}$  = acréscimo de tensão horizontal no solo;

$\sigma_{v,0,s}$  = tensão vertical inicial no solo;

$K_{0,s}^*$  = coeficiente de empuxo no repouso do solo majorado;

$\Delta\sigma_{v,s}$  = acréscimo de tensão vertical no solo;

$K_{0,s}$  = coeficiente de empuxo no repouso do solo.

O método de RAITHEL E KEMPFERT (2000) foi desenvolvido com base no modelo proposto por GHIONNA E JAMIOLKOWSKI (1981, apud RAITHEL E KEMPFERT, 2000) para colunas de brita, que foi adicionado o efeito do revestimento do geotêxtil. Partindo da hipótese de que os recalques são iguais na coluna ( $\delta c$ ) e no solo mole em seu entorno ( $\delta s$ ), o recalque e a deformação radial na coluna podem ser calculados conforme as equações 2.13 a 2.17, apresentadas por GHIONNA E JAMIOLKOWSKI (1981, apud RAITHEL E KEMPFERT, 2000).

$$\delta c = \delta s \quad (2.13)$$

$$\delta c = \left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed}} - \frac{2}{E^*} \cdot \frac{v_s}{1-v_s} \left[ K_{a,c} \cdot \left( \frac{1}{a_s} \cdot \Delta\sigma_0 - \frac{1-a_s}{a_s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} \right. \right. \\ \left. \left. - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_c \cdot J}{r_{geo}^2} \right] \right\} \times h_{arg} \quad (2.14)$$

$$\delta s = \left[ 1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \times h_{arg} \quad (2.15)$$

$$E^* = \left( \frac{1}{1-v_s} + \frac{1}{1+v_s} \times \frac{1}{a_s} \right) \times \frac{(1+v_s) \times (1-2v_s)}{(1-v_s)} \times E_{oed} \quad (2.16)$$

$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \cdot \left( \frac{1}{a_s} \cdot \Delta \sigma_0 - \frac{1-a_s}{a_s} \cdot \Delta \sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta \sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left( \frac{1}{a_s} - 1 \right) \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (2.17)$$

onde:

$\delta c$  = recalques na coluna;

$\delta s$  = recalque solo mole no entorno da coluna;

$h_{arg}$  = espessura de solo mole;

$\Delta \sigma_{v,s}$  = acréscimo de tensão vertical no solo mole proveniente da sobrecarga;

$E_{oed}$  = módulo oedométrico do solo;

$\nu_s$  = coeficiente de Poisson do solo;

$K_{a,c}$  = coeficiente de empuxo ativo da coluna ( $K_{a,c} = \tan^2(45 - (\phi_c/2))$ );

$a_s$  = razão de substituição;

$\Delta \sigma_0$  = acréscimo de tensão vertical devido ao carregamento do aterro;

$\sigma_{v,0,c}$  = tensão vertical inicial na coluna;

$K_{0,s}$  = coeficiente de empuxo no repouso do solo;

$K_{0,s}^*$  = coeficiente de empuxo no repouso do solo majorado;

$\sigma_{v,0,s}$  = tensão vertical inicial no solo mole;

$r_{geo}$  = raio da coluna com geossintético;

$r_c$  = raio da coluna;

$J$  = módulo de rigidez do geossintético;

$\Delta r_c$  = deformação radial da coluna.

O acréscimo de tensão vertical devido ao carregamento do aterro ( $\Delta \sigma_0$ ) na célula unitária é distribuído entre a coluna e solo de acordo com a equação 2.18.

$$\Delta \sigma_0 \times A = \Delta \sigma_{v,c} \times A_c + \Delta \sigma_{v,s} \times (A - A_c) \quad (2.18)$$

onde:

$A$  = área da célula unitária;

$\Delta \sigma_{v,c}$  = acréscimo de tensão vertical na coluna;

$A_c$  = área da coluna;

$\Delta \sigma_{v,s}$  = acréscimo de tensão vertical no solo mole proveniente da sobrecarga.

Admitindo-se módulo de rigidez ( $J$ ) igual a 0 kN/m e o coeficiente de empuxo ( $K$ ) igual a 1, analogamente ao método de Priebe, o método de RAITHEL E KEMPFERT (2000)

pode ser então usado para colunas não encamisadas. Os parâmetros utilizados para o cálculo iterativo deste método estão apresentados a seguir. A influência do parâmetro  $m$  será avaliada no capítulo 4.

$a_s$  – razão de substituição = 0,196;

$h_{arg}$  – profundidade solo mole = 10 m;

$r_c$  – raio da coluna = 0,50 m;

$r_{geo}$  – raio da coluna com geossintético = 0,50 m;

$J$  – módulo de rigidez do geossintético = 0,0 kN/m;

$E_{oed,s,ref}$  – módulo oedométrico de referência do solo = 872 kN/m<sup>2</sup>;

$c_s$  – coesão do solo = 2 kN/m<sup>2</sup>;

$\phi_s$  – ângulo de atrito do solo = 28°;

$\phi_c$  – ângulo de atrito da coluna = 40°;

$\gamma_{s,sub}$  - peso específico submerso do solo = 4 kN/m<sup>3</sup>;

$\gamma_{c,sub}$  – peso específico submerso da coluna = 10 kN/m<sup>3</sup>;

$K_{o,s}$  – coeficiente de empuxo no repouso do solo = 1,00;

$p_{ref}$  – tensão média de referência; = 100 kN/m<sup>2</sup>;

$m$  – coeficiente de dependência de rigidez = 0,4;

$\nu_c$  – coeficiente de Poisson da coluna = 0,33;

**N.A.** - nível d'água = 0,0 m.

Para a tensão vertical aplicada igual a 104,5 kPa o recalque obtido com o uso dos cálculos iterativos foi  $\Delta h$  igual a 0,64 m, portanto 28% superior ao obtido com o método de Priebe ( $\Delta h$  igual a 0,50 m), com fator de melhoramento igual à 1,68 (1,075/0,64), inferior ao verificado pelo método de Priebe. Deve-se enfatizar que o método de RAITHEL E KEMPFERT (2000) foi originalmente desenvolvido para colunas granulares encamisadas, sendo que os cálculos acima foram apresentados com o intuito de comparar os resultados com o método de Priebe.

## 2.5 TEORIA DE BARRON

A partir da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, BARRON (1948) desenvolveu a teoria de adensamento radial, em que considera a utilização de drenos verticais de areia para a determinação do tempo de estabilização de recalques. A teoria de Barron considera drenos de areia com rigidez axial desprezível portanto, para o caso de

colunas de brita, o valor final é apenas uma estimativa para orientação de projeto. Na teoria de Barron a drenagem é puramente radial e as deformações verticais são iguais nos drenos e no solo mole. A sequência de cálculo para a determinação do tempo necessário para estabilização do recalque começa com a determinação do parâmetro  $n$ , com o uso da equação 2.19.

$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{1,13 \times s}{d_w} \quad (2.19)$$

onde:

$d_e$  = diâmetro de influência de um dreno (para malha quadrada  $d_e = 1,13 \times s$  ; para malha triangular  $d_e = 1,05 \times s$ );

$d_w$  = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente do dreno;

$s$  = espaçamento entre os drenos (colunas de brita).

O amolgamento da argila ao redor da coluna (*smear*) que ocorre durante o processo de execução da coluna diminui o coeficiente de permeabilidade do solo no entorno da coluna. De forma a considerar o *smear* e também a impregnação da argila dentro da coluna de brita, foi adotado um diâmetro efetivo de drenagem da coluna  $d_w = 0,85 \times d_e$ . FÉLIX (2016) recomenda uma redução de  $d_w$  entre 5 e 15%, sendo adotado o maior valor, dessa forma,  $d_w$  é igual a 0,85 m, que de acordo com a equação 2.19,  $n$  é igual 2,66.

O próximo passo é a determinação da função de densidade de drenos ( $F(n)$ ), que é realizada com o uso da equação 2.20 e que resulta em  $F(n)$  igual a 0,4244 para  $n$  igual a 2,66.

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \times \ln(n) - \frac{3 \times n^2 - 1}{4 \times n^2} \quad (2.20)$$

Finalmente, a determinação do tempo de estabilização dos recalques é realizada com o uso da equação 2.21.

$$t = -\frac{F(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln(1 - U_h)}{c_h} \quad (2.21)$$

onde:

$t$  = tempo de estabilização dos recalques;

$F(n)$  = função de densidade de drenos (0,424);



$d_e$  = diâmetro de influência de um dreno (2,26 m);

$c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal ( $4,00 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s);

$U_h$  = grau de adensamento devido ao fluxo radial.

Para o problema em questão, foi determinado o tempo de estabilização de 95% do recalque ( $U_h = 95\%$ ) que resultou em  $t_{95}$  igual a 0,64 ano (235 dias), atendendo ao critério de estabilização de recalques em até 12 meses. Observa-se que o cálculo rigoroso deve ser realizado com drenagem combinada, vertical e radial, o que resultará em um valor de  $t_{95}$  ligeiramente inferior.

## 2.6 MÉTODO DE HAN E YE

Han e Ye desenvolveram, em 2002, uma solução simplificada para estimar a taxa de adensamento em solos moles tratados com colunas de brita. Nesta solução eles apresentam as seguintes considerações:

1. Não ocorre fluxo vertical no solo mole circundante;
2. Cada coluna de brita tem uma zona de influência circular e as colunas estão totalmente saturadas;
3. A coluna de brita e o solo mole sofrem apenas deformação vertical e as deformações verticais de ambos são iguais em qualquer profundidade;
4. Os coeficientes de compressibilidade da região amolgada e do solo não perturbado são iguais;
5. O carregamento é aplicado instantaneamente e mantido constante durante o adensamento;
6. As tensões verticais totais dentro da coluna de brita e do solo circundante são, respectivamente, constante e uniformes;
7. O excesso de poro pressão dentro da coluna de brita é constante e uniforme ao longo do raio da coluna.

Rigorosamente, a determinação do tempo de estabilização de recalques deve ser realizada pelo método de HAN E YE (2002), que considera o efeito do amolgamento, da rigidez da coluna e que a coluna se deforma apenas verticalmente (sem “embarrigamento”). O primeiro passo do procedimento de cálculo é a determinação do coeficiente de adensamento horizontal modificado ( $c_{hm}$ ), com o uso da equação 2.22.

$$c_{hm} = \frac{k_h}{\gamma_w} \times \frac{m_{v,c} \times (1 - a_s) + m_{v,s} \times a_s}{m_{v,s} \times m_{v,c} \times (1 - a_s)} = c_h \times \left( 1 + n_s \times \frac{1}{N^2 - 1} \right) \quad (2.22)$$

onde:

$c_{hm}$  = coeficiente de adensamento horizontal modificado;

$k_h$  = coeficiente de permeabilidade horizontal do solo ( $4,58 \times 10^{-10}$  m/s);

$\gamma_w$  = peso específico da água (10 kN/m<sup>3</sup>);

$m_{v,c}$  = coeficiente de compressibilidade volumétrica da coluna;

$m_{v,s}$  = coeficiente de compressibilidade do solo circundante;

$a_s$  = razão de substituição (relação entre a área da coluna e a área de influência da coluna  $\therefore a_s = A_c/A$ );

$c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal ( $4,00 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s);

$n_s$  = fator de concentração de tensões ou a razão entre os coeficientes de compressibilidade volumétricos do solo e da coluna ( $n_s = m_{v,s}/m_{v,c} = 3$ );

$d_c$  = diâmetro da coluna (1,0 m);

$d_e$  = diâmetro de influência ( $d_e = 1,13 \times s = 2,26$  m);

$N$  = razão entre o diâmetro de influência da coluna e o diâmetro da coluna ( $N = d_e/d_c = 2,26$ ).

$$c_{hm} = c_h \times \left( 1 + n_s \times \frac{1}{N^2 - 1} \right) = 4,00 \times 10^{-8} \times \left( 1 + 3 \times \frac{1}{2,26^2 - 1} \right) = 6,91 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

A função de adensamento ( $F'_m$ ) é determinada com a aplicação da equação 2.23.

$$F'_m = \frac{N^2}{N^2 - 1} \times \left( \ln \frac{N}{S} + \frac{k_h}{k_s} \times \ln S - \frac{3}{4} \right) + \frac{S^2}{N^2 - 1} \times \left( 1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \times \left( 1 - \frac{S^2}{4 \times N^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \times \frac{1}{N^2 - 1} \times \left( 1 - \frac{1}{4 \times N^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \times \left( \frac{k_h}{k_c} \right) \times \left( \frac{h_{arg}}{d_c} \right)^2 \quad (2.23)$$

onde:

$F'_m$  = função de adensamento;

$k_h$  = coeficiente de permeabilidade horizontal do solo ( $4,58 \times 10^{-10}$  m/s);

$k_s$  = coeficiente de permeabilidade do solo na zona amolgada ( $2,29 \times 10^{-10}$  m/s);

$S$  = razão entre o diâmetro da zona amolgada ( $d_s$ ) e o diâmetro da coluna ( $d_c$ ) ( $d_s/d_c = 1,5$ );

$k_h/k_s$  = razão da permeabilidade do solo mole e do solo amolgado (2);

$h_{arg}$  = espessura camada de solo mole (10 m);

$k_c$  = coeficiente de permeabilidade do material da coluna (1000 m/s);

$d_c$  = diâmetro da coluna (1,0 m).

$$F'_m = \frac{2,26^2}{2,26^2 - 1} \times \left( \ln \frac{2,26}{1,5} + 2 \ln 1,5 - \frac{3}{4} \right) + \frac{1,5^2}{2,26^2 - 1} \times (1 - 2) \times \left( 1 - \frac{1,5^2}{4 \times 2,26^2} \right) + 2 \times \frac{1}{2,26^2 - 1} \times \left( 1 - \frac{1}{4 \times 2,26^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \times \left( \frac{4,58 \times 10^{-10}}{1000} \right) \times \left( \frac{10}{1} \right)^2 = 0,561$$

O fator tempo modificado ( $T_{hm}$ ) é determinado pela equação 2.24 e então determina-se a porcentagem de adensamento radial ( $U_h$ ) com o uso da equação 2.25, variando em função do tempo ( $t$ ).

$$T_{hm} = \frac{c_{hm} \times t}{d_e^2} = \frac{6,91 \times 10^{-8} \times t}{2,26^2} = 1,353 \times 10^{-8} \times t \quad (2.24)$$

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8}{F'_m} \times T_{hm}} = 1 - e^{-\frac{8}{0,561} \times 1,353 \times 10^{-8} \times t} \quad (2.25)$$

onde:

$T_{hm}$  = fator tempo modificado;

$c_{hm}$  = coeficiente de adensamento horizontal modificado;

$t$  = tempo de estabilização dos recalques;

$d_e$  = diâmetro de influência;

$U_h$  = porcentagem de adensamento radial;

$F'_m$  = função de adensamento.

Neste método não é considerada a contribuição da drenagem vertical, pois a distância para o fluxo vertical é muito maior quando comparada a distância para o fluxo radial. A aplicação desse método, no caso presente, resultou no tempo de estabilização de 95% do recalque ( $t_{95\%}$ ) em 0,50 ano (6 meses), como ilustra a figura 2.9. A influência do fator de concentração de tensões ( $n_s$ ) nos resultados de tempo de estabilização será avaliada no capítulo 4.

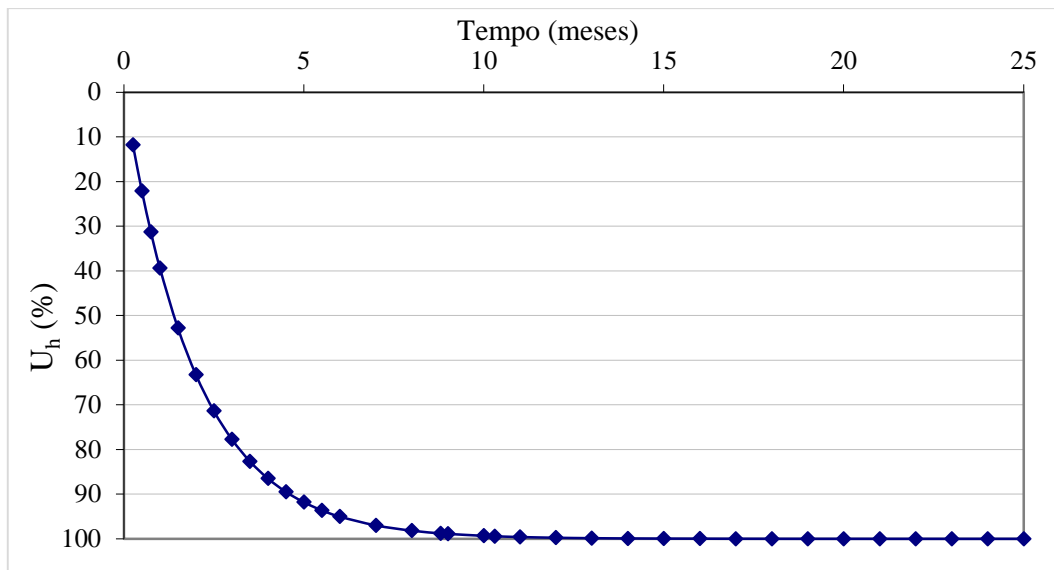


Figura 2.9 – Porcentagem de adensamento vs tempo – método de Han e Ye

## 2.7 ESTABILIDADE

Para a determinação da estabilidade global do conjunto solo mole e colunas de brita foram utilizados dois métodos, o primeiro considera um material compósito e o segundo, identificado pelo Método de trincheira, que faz a transformação da geometria original 3D para uma geometria equivalente 2D. A estabilidade foi determinada com auxílio do *software* Geoslope com a utilização do método de Morgenstern e Price. Os métodos utilizados para determinação da estabilidade estão apresentadas a seguir.

### 2.7.1 Compósito solo mole-coluna

O cálculo da estabilidade do aterro sobre solo mole tratado com colunas de brita é em geral realizado considerando um material compósito solo-coluna sob o aterro (ALMEIDA et al. 1985; PRIEBE, 1995). Os parâmetros geotécnicos do compósito solo mole-coluna são calculados com o uso do parâmetro de ponderação  $m^*$  que é função do fator de melhoramento ( $n_0$ , determinado no item 2.3) (PRIEBE, 1995), conforme demonstrado pela sequência de cálculos apresentada a seguir nas equações de 2.26 a 2.29.

$$m^* = (n_0 - 1)/n_0 = (2,15 - 1)/2,15 = 0,535 \quad (2.26)$$

A análise de estabilidade é realizada para a condição pós alteamento do aterro, então condição  $\phi_s = 0^\circ$  para o solo mole ( $c_s = S_u$ ) e coluna com parâmetros  $\phi_c = 40^\circ$  e  $c_c = 0$  kPa. Determinação do ângulo de atrito ( $\phi_m$ ) do material compósito solo mole-coluna:

$$\begin{aligned}\tan \phi_m &= m^* \times \tan \phi_c + (1 - m^*) \times \tan \phi_s \\ \tan \phi_m &= 0,535 \times \tan 40^\circ + (1 - 0,535) \times \tan 0^\circ \\ \phi_m &= 24,17^\circ\end{aligned}\quad (2.27)$$

Determinação da coesão ( $c_m$ ) do material compósito solo mole-coluna para cada camada ( $c_1$  e  $c_2$ ):

$$\begin{aligned}c_m &= (1 - m^*) \cdot c_s \\ c_1 &= (1 - 0,535) \times S_{u,1} = (1 - 0,535) \times 15 = 6,977 \text{ kPa} \\ c_2 &= (1 - 0,535) \times S_{u,2} = (1 - 0,535) \times 17 = 7,907 \text{ kPa}\end{aligned}\quad (2.28)$$

Determinação do peso específico ( $\gamma_m$ ) do material compósito solo mole-coluna:

$$\begin{aligned}\gamma_m &= \gamma_c \times a_s + \gamma \times (1 - a_s) \\ \gamma_m &= 20 \times 0,196 + 14 \times (1 - 0,196) = 15,17 \text{ kN/m}^3\end{aligned}\quad (2.29)$$

onde:

$m^*$  = parâmetro de ponderação;

$n_0$  = fator de melhoramento de Priebe;

$\phi_m$  = ângulo de atrito do material compósito;

$\phi_c$  = ângulo de atrito do material de enchimento da coluna de brita;

$\phi_s$  = ângulo de atrito do solo;

$c_m$  = coesão do material compósito;

$S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenada;

$\gamma_m$  = peso específico do material compósito;

$\gamma_c$  = peso específico do material enchimento da coluna de brita;

$a_s$  = razão de substituição;

$\gamma$  = peso específico do solo mole.

Foi realizada a análise de estabilidade para superfícies de ruptura circulares pelo método de Morgenstern e Price, adotando-se os parâmetros do material compósito abaixo do aterro, os parâmetros do solo mole não tratado fora do aterro e altura de aterro de 5,50 m.

O resultado desta análise, com um fator de segurança (F.S.) igual a 1,53 é apresentado na figura 2.10.

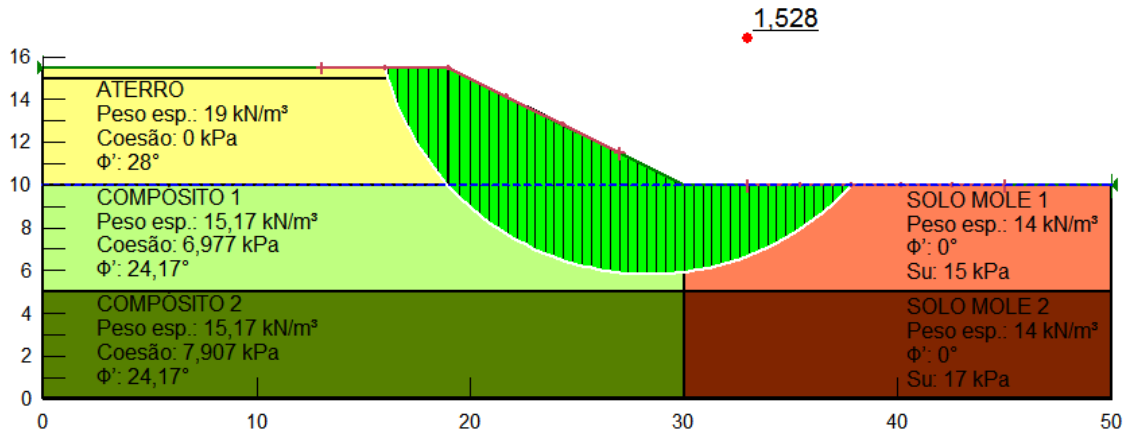


Figura 2.10 – Análise de estabilidade - método de Morgenstern e Price

## 2.7.2 Método da trincheira

Outra maneira de realizar a análise de estabilidade é com o uso da transformação de uma célula unitária de coluna de brita em um sistema em plano de deformação para ser utilizado na análise de estabilidade. Este método será aqui denominado de Método da Trincheira.

O método de TAN et al. (2008) propõe a transformação da coluna tridimensional (geometria original 3D) por trincheiras (geometria equivalente 2D), porém nesta transformação não é considerada a concentração de tensões nas colunas ( $n_s$ ). O procedimento para a transformação geométrica de colunas de brita em uma parede equivalente é realizado com o uso das equações 2.30 a 2.32 e ilustrado pela figura 2.11.

$$R = \frac{d_e}{2} = \frac{2,26}{2} = 1,13 \text{ m} \quad (2.30)$$

$$R = 1,13 \times B \therefore B = \frac{R}{1,13} = 1 \text{ m} \quad (2.31)$$

$$b_c = B \times \frac{r_c^2}{R^2} = 1 \times \frac{0,5^2}{1,13^2} = 0,196 \text{ m} \quad (2.32)$$

onde:

R = raio do círculo da área de influência;

d<sub>e</sub> = diâmetro de influência;

B = largura equivalente na condição de deformação plana (2D);

b<sub>c</sub> = largura (espessura) da parede equivalente;

r<sub>c</sub> = raio da coluna.

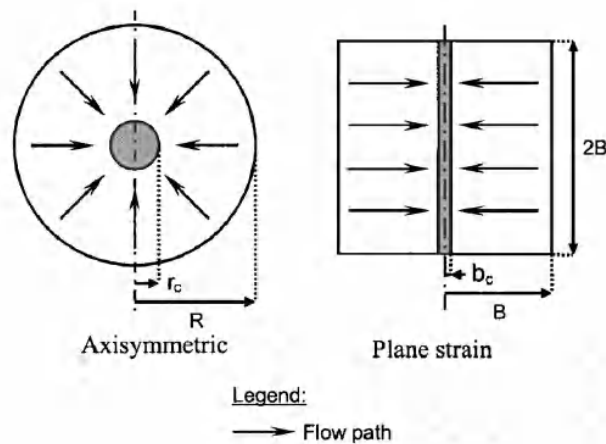


Figura 2.11 – Proposta de TAN et al. (2008) para transformação geométrica de colunas de brita em parede equivalente

O ângulo de atrito do material granular de enchimento se mantém igual a 40°. As colunas em formato de trincheira passam a ter uma largura (2b<sub>c</sub>) igual a 0,39 m e o espaçamento entre os eixos das colunas (trincheiras) passa a ser igual a (2B) 2,0 m.

O cálculo de estabilidade com esta nova geometria, com a utilização do método de Morgenstern e Price, resultou em um Fator de Segurança (F.S.) igual a 1,25, como ilustra a figura 2.12. O resultado obtido inferior ao obtido pelo método em que se considerou um material compósito, se justifica pelo fato de não se considerar a concentração de tensões nas colunas (n<sub>s</sub>).

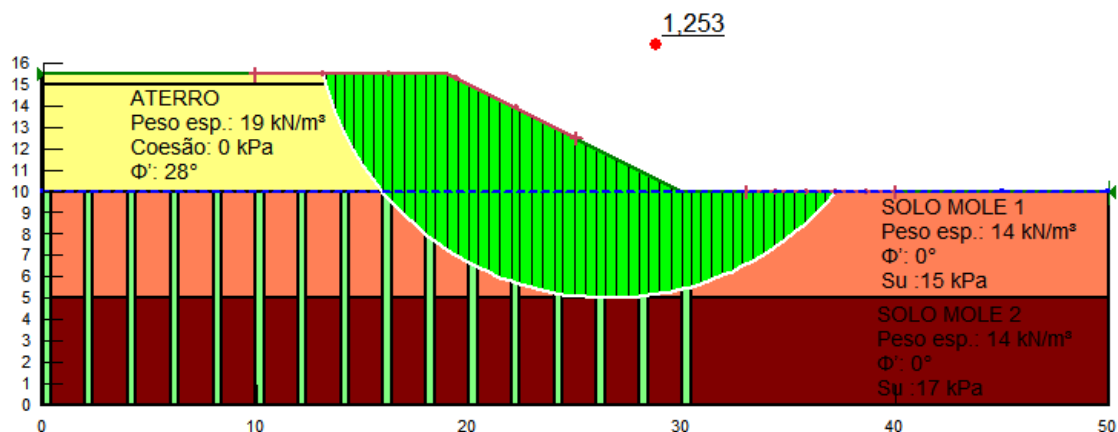


Figura 2.12 – Análise estabilidade – método de trincheira

## 2.8 ANÁLISE NUMÉRICA AXI-SIMÉTRICA

Com a utilização dos métodos numéricos se pode obter a magnitude do recalque e a variação do recalque com o tempo, enquanto que outros métodos, como o de RAITHEL E KEMPFERT (2000), apresentam apenas a magnitude do recalque. Os métodos numéricos podem resultar em uma previsão mais precisa do comportamento da obra, porém requerem uma investigação geotécnica e análise de dados mais cuidadosa.

As análises numéricas foram realizadas com o auxílio do *software* Plaxis, desenvolvido com base no Método de Elementos Finitos (M.E.F.). Dentre os diversos métodos numéricos existentes para análise de recalques, o M.E.F. é o mais utilizado. O M.E.F. é um procedimento numérico que subdivide o domínio de um problema em partes menores, denominadas elementos finitos, permitindo a solução de um problema complexo a partir de um problema simples.

Os elementos finitos são conectados entre si por pontos, denominados “pontos nodais” ou “nós” e o conjunto dos elementos e nós forma a malha. Para a análise deste problema foi utilizada a opção de 15 nós com um refinamento médio de malha. A malha e a quantidade de nós é o que determina a precisão do M.E.F., quanto maior a quantidade de nós e mais fina a malha, maior será a precisão nos resultados da análise.

O M.E.F. permite análises bidimensionais para situações em estado plano de deformação e axi simétricas, e tridimensionais. Para o estudo do problema foram realizadas análises



numéricas axi simétricas e bidimensionais. Após a determinação do tipo de análise a ser realizada, foi definida a geometria do problema, as condições de contorno, a posição do nível d'água, as propriedades e modelos constitutivos dos diferentes materiais utilizados na análise. Foram adotados os modelos constitutivos de *Soft Soil Model* (não drenado) para o solo mole e Mohr-Coulomb (drenado) para as colunas granulares, material de aterro e areia compacta.

O modelo *Soft Soil* baseia-se no Modelo de Cam Clay Modificado e considera a rigidez dependente do nível de tensão, faz distinção entre o carregamento primário e descarregamento-recarregamento, a tensão de pré-adensamento é memorizada, apresenta relação logarítmica entre deformação volumétrica e tensão e a ruptura obedece ao critério de Mohr Coulomb. Este modelo não considera a fluência do solo (BRINKGREVE, 2010).

O tempo de construção do aterro foi considerado igual a um período de 10 dias e foram utilizados essencialmente os mesmos parâmetros geotécnicos adotados nos métodos anteriores e apresentados nas tabelas 2.3 e 2.4. O modelo utilizado para a modelagem numérica está ilustrado na figura 2.13.

Tabela 2.3 – Propriedades do solo mole utilizadas na análise numérica no modelo *Soft Soil Model* (SSM)

<b>Propriedades</b>	<b>Solo Mole 1</b>	<b>Solo Mole 2</b>
Peso específico submerso $\gamma_{s,sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	4,0	4,0
Índice de compressão $C_c$	0,570	0,430
Índice de expansão ou de recompressão $C_s$	0,086	0,065
Índice de vazios inicial $e_0$	2,70	2,40
Ângulo de atrito efetivo $\phi'$ (°)	28,0	28,0
Coesão efetiva $c'_s$ (kPa)	2,0	2,0
Coefficiente de permeabilidade $k_v = k_h$ (m/dia)	$3,96 \times 10^{-5}$	$3,96 \times 10^{-5}$
Razão de sobreadensamento OCR	1,30	1,10
Coefficiente de empuxo sobreadensado $K_{oc}$	0,600	0,555

Para a região que sofre amolgamento foi considerada a relação de  $k_s/k_h$  igual a 2, ou seja, a permeabilidade da região amolgada é metade do calculado ( $k_s=1,979 \times 10^{-5}$  m/dia).

Considerando o diâmetro afetado pelo amolgamento igual a 1,5 vezes o diâmetro da coluna ( $d_s=1,5 \times d_c$ ), resulta em 1,5 m o diâmetro amolgado. Sendo assim, subtraindo o diâmetro da coluna ( $d_c$ ) do valor do diâmetro amolgado ( $d_s$ ) ( $d_s-d_c=1,5-1,0$ ), obtém-se o valor de 0,50 m para área amolgada (ou 0,25 m de raio, como ilustrado na figura 2.13). A influência do valor do diâmetro amolgado ( $d_s$ ) será avaliada no capítulo 4.

Tabela 2.4 – Propriedades dos materiais utilizados na análise numérica

Propriedades	Aterro	Areia compacta	Coluna de brita
	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,0	20,0	20,0
Ângulo de atrito efetivo $\phi'$ (°)	28,0	35,0	40,0
Coesão efetiva $c'$ (kPa)	1,0	0,1	0,1
Módulo de Elasticidade E (MPa)	35,0	45,0	100,0
Coefficiente de Poisson $\nu$	0,33	0,25	0,30
Coefficiente de permeabilidade $k_v = k_h$ (m/dia)	1,0	1,8	86,40
Ângulo de dilatância $\psi'$ (°)	0	0	0 - 20

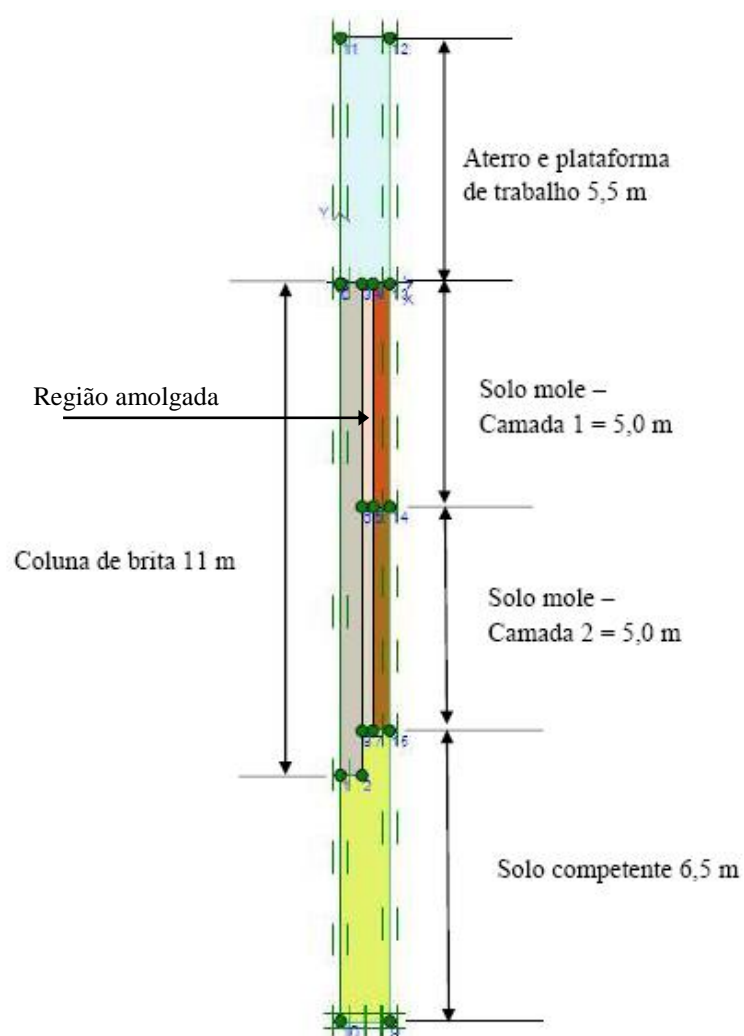


Figura 2.13 – Modelo para análise axi simétrica

Variando o ângulo de dilatância da coluna entre 0° e 20°, obtém-se os resultados apresentados na tabela 2.5 e figuras 2.14 e 2.15. O ângulo de dilatância é o parâmetro que

relaciona a mudança de volume de uma massa de solo devido às tensões e deformações. Verifica-se que os resultados obtidos para recalque sofrem influência do ângulo de dilatância assim como dos demais parâmetros. O ângulo de dilatância adotado foi de  $0^\circ$  por ser o resultado mais conservativo, recomendado para o projeto. A coesão efetiva da areia compacta e da coluna de brita foi considerada igual a 0,1 kPa devido à restrição do *software* Plaxis em não permitir a utilização de valores iguais a zero.

Foi realizada a análise numérica para o solo sem tratamento (colunas de brita) utilizando a mesma geometria e parâmetros do solo. Obteve-se assim um valor de recalque igual a 1,15 m, o qual levaria cerca de 13 anos para atingir 95% da estabilização, como ilustra a figura 2.16. Dessa forma verifica-se que o recalque determinado pela análise numérica é muito próximo ao valor calculado no item 2.2, igual a 1,075 m.

Tabela 2.5 – Variação do recalque com o ângulo de dilatância

Ângulo de dilatância ( $^\circ$ )	Recalque com melhoramento (cm)	R (95%) (cm)	Fator melhor.	$t_{95\%}$ (dias)	$t_{95\%}$ (anos)
20	65,58	62,30	1,75	314	0,86
15	70,96	67,41	1,62	315	0,86
10	77,17	73,31	1,49	319	0,87
5	81,63	77,55	1,41	313	0,86
0	85,34	81,07	1,35	315	0,86

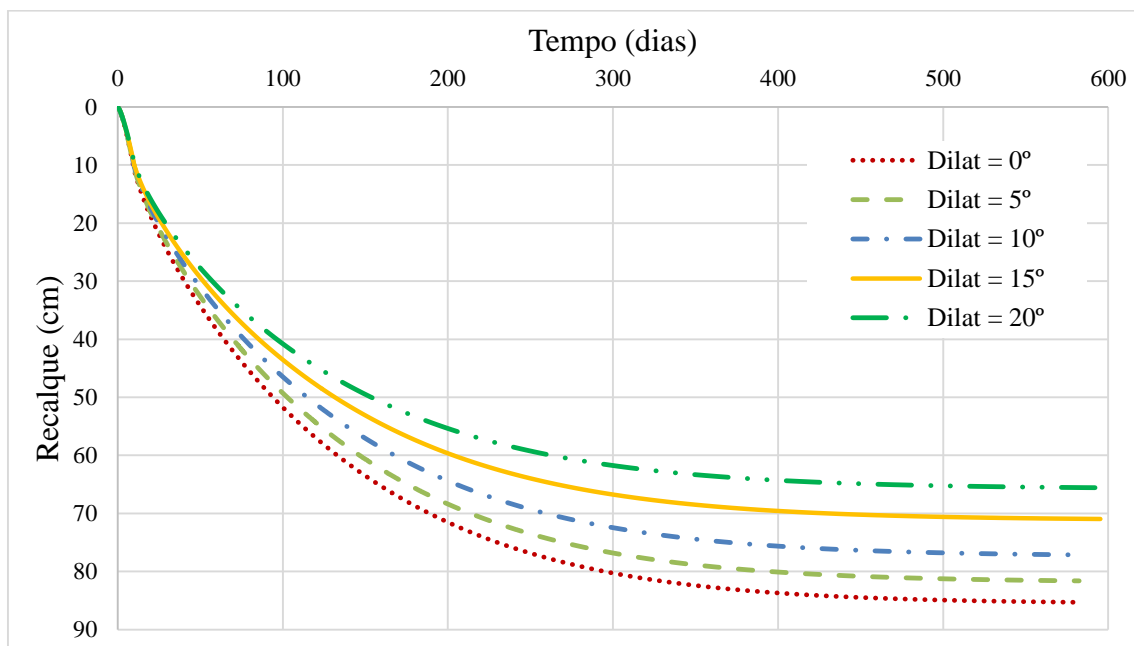


Figura 2.14 – Recalque vs tempo para o ângulo de dilatância variando de 0 a  $20^\circ$

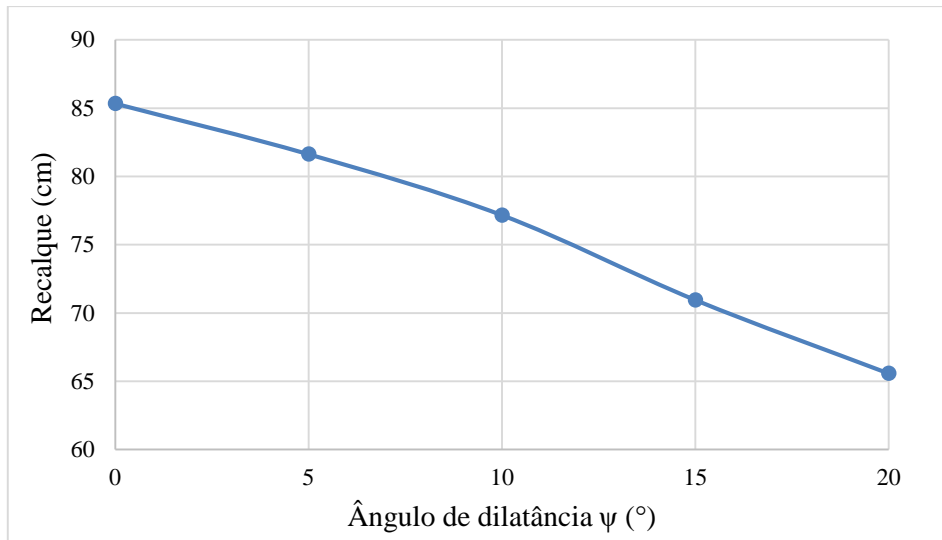


Figura 2.15 – Recalque vs ângulo de dilatação

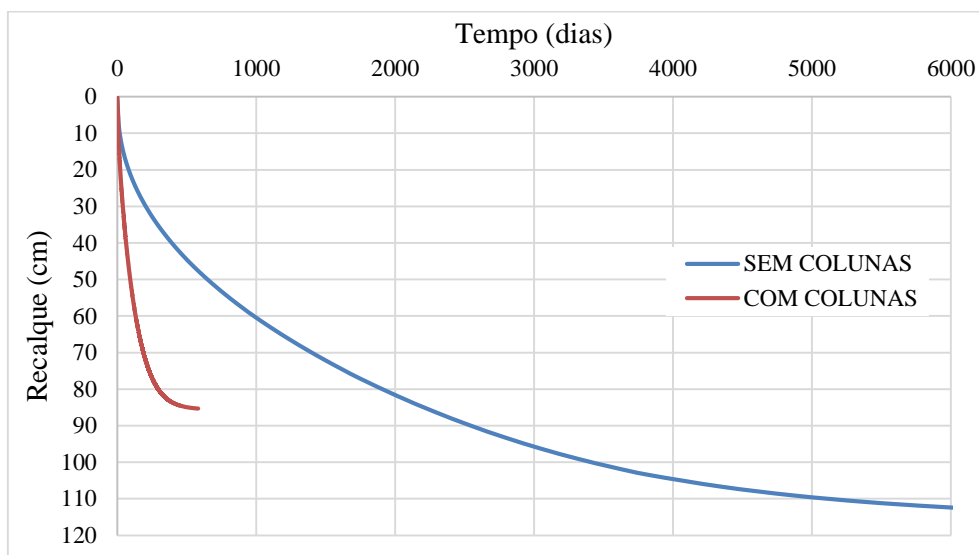


Figura 2.16 – Recalque com e sem melhoria (colunas)

Recalque do solo sem colunas = 1,15 m;

Recalque do solo tratado (com colunas) = 0,85 m;

Fator de melhoramento de recalque =  $1,15/0,85 = 1,35$ ;

Tempo para 95% de estabilização de recalques sem colunas,  $t_{95(s)} = 13,34$  anos;

Tempo para 95% de estabilização de recalques com colunas,  $t_{95(c)} = 0,86$  ano;

Razão  $t_{95(s)}/t_{95(c)} = 15,51$ .

Deve-se enfatizar que além de ser efetiva na diminuição de recalques, a coluna de brita foi, para este caso, mais efetiva na diminuição do tempo de estabilização de recalques, conforme se observa pelos dados apresentados.

Foram realizadas análises numéricas variando o parâmetro  $K^*$  (coeficiente de empuxo do solo) para verificar o efeito da instalação das colunas de brita. Nas análises numéricas foi utilizado o modelo *Soft Soil* para o solo mole e o modelo de Mohr-Coulomb para os demais materiais, com os parâmetros apresentados nas tabelas 2.3 e 2.4. A comparação dos resultados obtidos para recalque variando com o tempo, para os valores de  $K^*$  igual a 1 (critério do Método de Priebe), 1,2, 1,5 e  $K_0$  está apresentada na figura 2.17.

Para  $K^*$  igual a  $K_0$  o recalque final é de 0,85 m, para  $K^*$  igual 1,0 o recalque é de 0,67 m, para  $K^*$  igual a 1,2 o recalque é de 0,59 m e para  $K^*$  igual a 1,5 o recalque é de 0,46 m. Verifica-se que, para simular o comportamento do solo de forma a obter o recalque igual a 0,5 m, o valor de  $K^*$  está entre 1,2 e 1,5. No capítulo 4, será avaliada a influência do espaçamento entre colunas no valor de  $K^*$ .

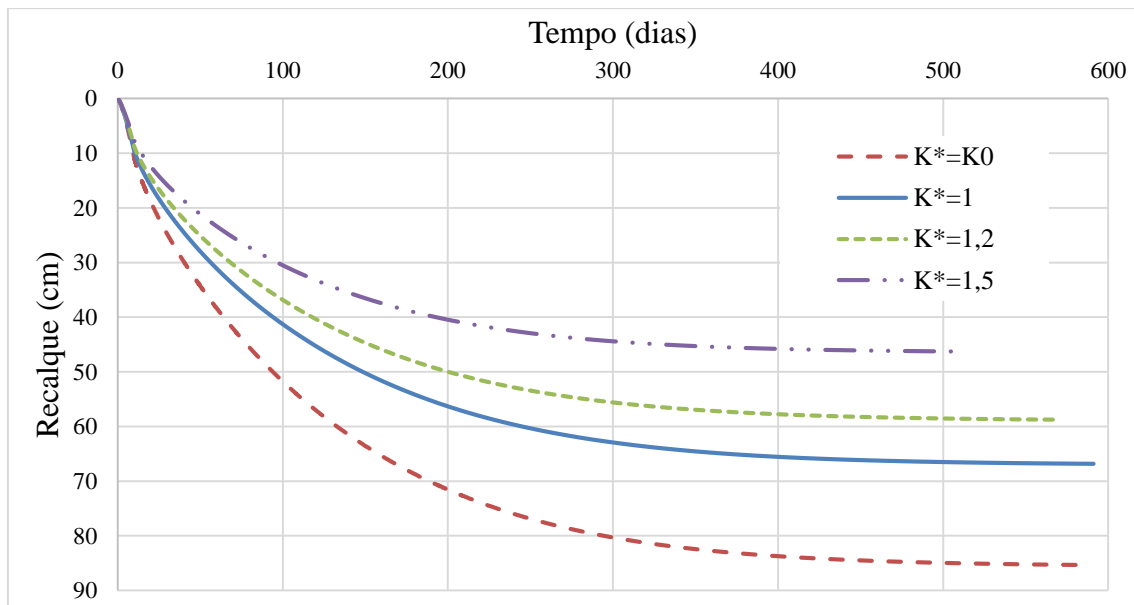


Figura 2.17 – Verificação dos valores de  $K^*$  para resultados de recalque

## 2.9 COMENTÁRIOS FINAIS

Este capítulo apresentou a revisão bibliográfica na forma de sequência de cálculo para um projeto de um aterro construído sobre solos moles e tratado com colunas de brita. Foram apresentadas as características do problema a ser resolvido, os métodos de análise e suas aplicações.

Foram descritos e exemplificados os métodos de Priebe, de Raithel e Kempfert, de Han e Ye, a teoria de Barron e a verificação da estabilidade adotando-se um material compósito e utilizando o método de trincheira equivalente. Foi apresentada a análise numérica realizada com o auxílio do *software* Plaxis, o modelo, os parâmetros adotados e os resultados.

Os resultados obtidos com a utilização dos métodos analíticos e numérico para recalque do solo mole tratado com colunas de brita, fator de melhoramento do solo e tempo necessário para estabilização dos recalques estão apresentados nas tabelas 2.6 e 2.7.

Tabela 2.6 – Valores de recalque e fator de melhoramento do solo ( $n_0$ )

<b>MÉTODO</b>	<b>RECALQUE (m)</b>	<b><math>n_0</math></b>
Priebe	0,50	2,15
Raithel e Kempfert	0,64	1,68
Análise numérica	0,85 ( $K^* = K_0$ )	1,35
	0,59 ( $K^* = 1,2$ )	1,95
	0,46 ( $K^* = 1,5$ )	2,50

Tabela 2.7 – Valores de tempo de estabilização

<b>MÉTODO</b>	<b><math>t_{95\%}</math> (ano)</b>
Barron	0,64
Han e Ye	0,50
Análise numérica	0,86 ( $K^* = K_0$ )
	0,84 ( $K^* = 1,2$ )
	0,76 ( $K^* = 1,5$ )

A partir destes resultados, verifica-se que o método de Raithel e Kempfert, desenvolvido para cálculo de colunas de brita encamisadas com geossintético, é mais conservativo que o método Priebe, pois apresentou valor de recalque maior.

Os resultados obtidos com a análise numérica demonstram a influência da variação dos parâmetros nos resultados de recalque, como por exemplo, a variação do ângulo de

dilatância ( $\psi'$ ), que para  $0^\circ$  resulta em 85 cm e para  $20^\circ$  em 65 cm. Em geral, o valor do ângulo de dilatância não é igual a  $0^\circ$ ,  $\psi'$  tende a ser igual ou menor do que a metade do ângulo de atrito do solo e dependente da compactação do solo. Porém, foi adotado igual a  $0^\circ$  por ser o valor mais conservativo. Outro parâmetro avaliado foi o coeficiente de empuxo ( $K^*$ ), que resulta em recalques menores para maiores valores de  $K^*$ . O valor de  $K^*$  que melhor se aproxima ao valor de recalque determinado, igual a 0,50 m, está na faixa de 1,2 a 1,5.

No método de Barron, o amolgamento foi considerado na diminuição do diâmetro da coluna, enquanto que no método de Han e Ye o amolgamento foi considerado no coeficiente de permeabilidade do solo, que reduz para a metade na região amolgada. Os valores de tempo de estabilização obtidos pelos métodos de Barron, Han e Ye e com o uso da análise numérica atenderam ao critério de estabilização de recalques em até 12 meses. A análise numérica apresentou maior tempo para estabilização de 95% dos recalques, 0,86 ano para  $K^*$  igual a  $K_0$ , e o método de Han e Ye o menor tempo para estabilização, 0,50 ano.

### **3 ATERRO EXPERIMENTAL**

Neste capítulo estão descritas as etapas da execução do aterro experimental, os dados obtidos com a investigação geotécnica e os resultados da instrumentação. Para a realização deste trabalho foram acompanhadas as etapas de construção e monitoramento do aterro experimental, como detalhadas a seguir.

#### **3.1 EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL**

Os aterros experimentais, segundo DUNNICLIFF (1988), são geralmente construídos para resolver incertezas na seleção dos parâmetros, para validar a alternativa de construção escolhida e para verificar a viabilidade de construção. O aterro experimental da E.T.E., caso de estudo deste trabalho, além desses objetivos foi construído também com o propósito de aferir e aperfeiçoar o processo construtivo.

O aterro experimental está localizado dentro da área tratada com colunas de brita de uma região maior. Sua localização foi determinada por ser a região com maior espessura de solo mole, ilustrada na figura 3.1, onde a região assinalada pela cor laranja é o aterro experimental, a região identificada pela cor azul foi tratada com colunas de brita e a região identificada pela cor verde não teve tratamento.

O aterro experimental foi instrumentado com seis placas de recalque, quatro piezômetros Casagrande e um indicador de nível d'água (I.N.A.). Com estes instrumentos, foi possível analisar os dados obtidos em campo a partir da instrumentação e avaliar a dissipação do excesso de poro pressão e o deslocamento vertical. A alternativa de instrumentação escolhida, mais simples e confiável, se deve a necessidade de o aterro ficar pronto e operacional logo no início da obra em função do prazo de entrega, e também da dificuldade de importar equipamentos mais sofisticados.





Figura 3.1 – Áreas com e sem tratamento de coluna de brita (adaptado de Google Earth, 2017)

A área do aterro experimental tem 100 colunas de brita, com uma malha quadrada de 10 x 10 colunas, sendo 36 colunas delimitadas pela área abaixo da projeção do topo do aterro experimental e 64 colunas sob os taludes. Para a simulação das futuras cargas foi executado 4,6 m de aterro compactado, totalizando cerca de 95 kPa de carga, de forma a gerar uma sobrecarga nas colunas de brita. Para melhoria da drenagem foi executado previamente um colchão drenante com espessura de 0,40 m, dessa forma a altura final foi de 5,0 m, conforme seção esquemática da figura 3.2. O carregamento e o monitoramento das diversas fases de construção do aterro experimental foi importante para avaliar o comportamento do solo melhorado.

Conforme se observa na figura 3.2, adotou-se um layout de colunas com 0,90 m de diâmetro espaçadas de 2,90 m entre eixos. O *layout* original proposto em projeto foi o de colunas espaçadas de 2,10 m entre eixos, com malha triangular. A mudança para um maior espaçamento decorreu de restrições orçamentárias do governo do Estado do Rio de Janeiro. Foram avaliadas também alternativas com o uso de drenos verticais e bermas, no entanto, a solução de colunas de brita foi a que apresentou melhores resultados. O layout final adotado resulta em  $A_c/A$  igual a 7,54 %, ou  $A/A_c$  igual a 13,26, claramente fora do padrão adotado para colunas de brita, ilustrado pelo ábaco da figura 2.2, limitado a valores de  $A/A_c$  inferiores a 10.

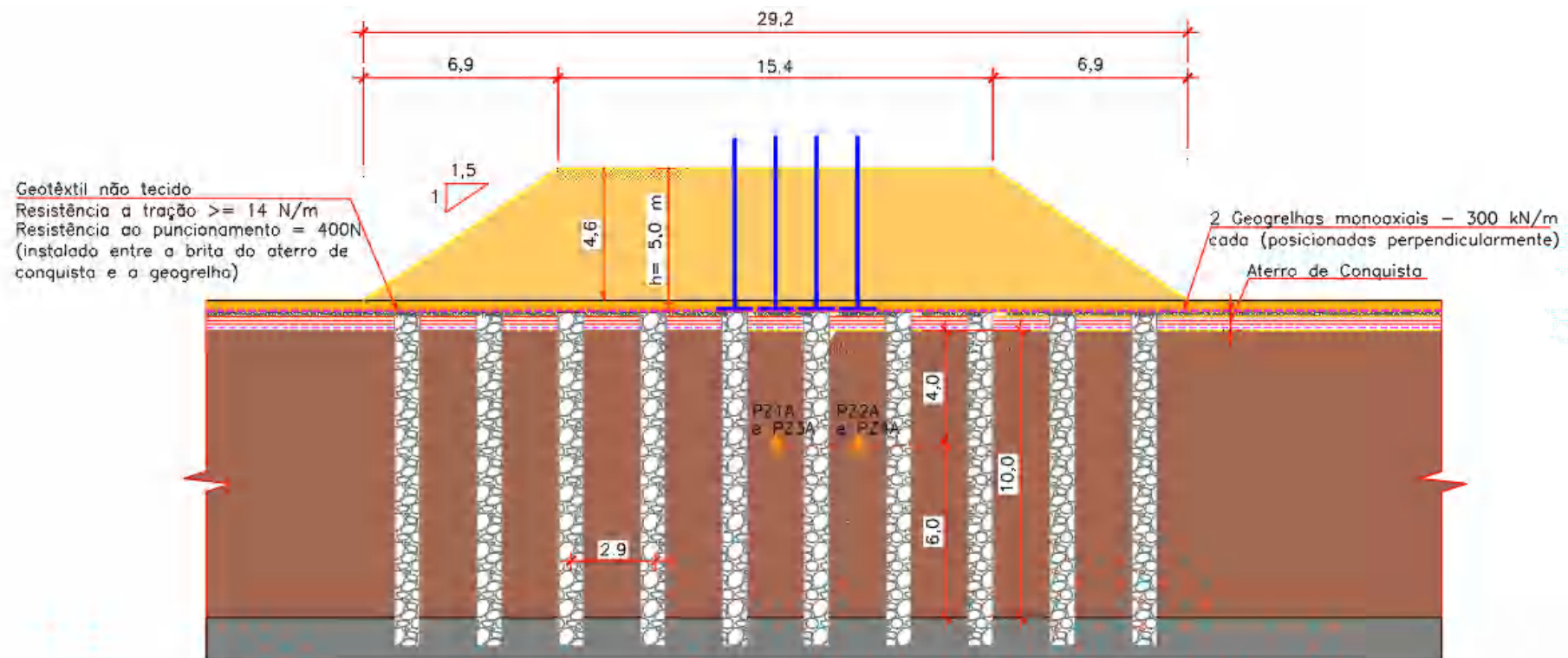


Figura 3.2 – Seção esquemática Aterro Experimental

A execução da área experimental começou com a construção do aterro de conquista, que conforme ALMEIDA E MARQUES (2014), é executado em áreas de baixa capacidade de suporte, alagadas ou com camada superficial muito mole, com o objetivo de permitir a entrada das máquinas, execução de ensaios, cravação de estacas, etc. Porém, antes da execução do aterro de conquista, foi instalado um geossintético com função principalmente construtiva. O geossintético atua como um elemento separador, evitando a perda de material e diminuindo a espessura do aterro de conquista, como ilustra a figura 3.3. Esta imagem foi obtida durante a escavação do solo para execução das fundações na área fora do aterro experimental, porém ela ilustra o posicionamento do geossintético instalado em toda a área da E.T.E. antes da execução do aterro de conquista.



Figura 3.3 – Geotêxtil entre o solo mole e o aterro de conquista

O aterro de conquista consiste de uma camada de saibro de 85 cm e logo após foi executado um revestimento de 0,15 m de brita, como ilustra a figura 3.2. Em alguns locais do aterro experimental foi executado uma camada de saibro um pouco mais espessa para nivelamento do terreno.

Após o aterro de conquista, iniciou-se a execução da malha de colunas de brita em padrão 10 x 10, com colunas espaçadas de 2,90 m entre eixos e 0,90 m de diâmetro, utilizando o método seco de execução com alimentação do material granular pela ponta do vibrador (*bottom feed*), conforme ilustram as figuras 3.4a a 3.4d. Foram executadas cerca de 15 colunas por dia na região do aterro experimental, com início em 20 de outubro de 2015 e término em 07 de novembro de 2015. Esta média considera apenas os dias de pleno




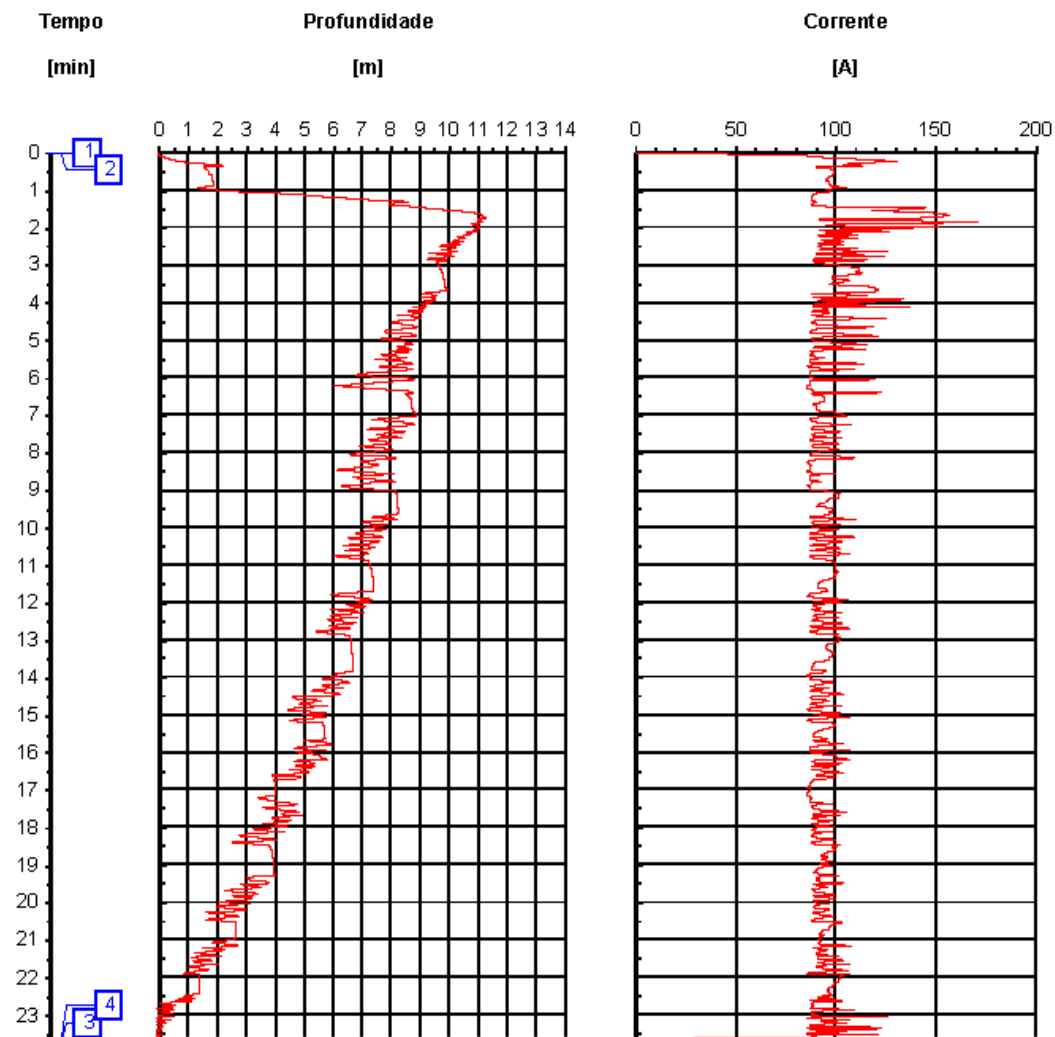
funcionamento das máquinas, pois neste período, por diversas vezes, houve problemas nas máquinas com paralisação total na execução das colunas de brita.



Figura 3.4 – (a) e (b) Execução de colunas de brita (c) finalização da coluna de brita e (d) colunas de brita finalizadas

Durante a execução das colunas de brita foi realizado o controle de qualidade com a utilização de um sistema computadorizado que obtém: o tempo de execução, a profundidade final e intensidade da corrente elétrica para cada coluna; gerando os gráficos apresentados na figura 3.5. O processo de compactação da brita é controlado com base na intensidade da corrente elétrica registrada.

<b>Process:</b> Tiefenrüttelverfahren TR04/M5/QPM	<b>page:</b> 1 / 1	
<b>Version:</b> V1.4.4.11	<b>Site:</b> 120-176-050	
<b>Inventar:</b> 91301046	<b>Site Name:</b> ETE Alcantara	
<b>Date/Time:</b> 05.11.2015 13:05:59	<b>Lot:</b> 3035	
<b>Interval:</b> 2	<b>Point:</b> 1739	
	<b>Unit Type:</b> TR04 <b>Unit No.:</b> 154	
<b>Legend:</b> Time	<b>Unit Inv.:</b> 41000439	



Event No	Type	Description	Time hh:mm:ss	Depth [m]	Column Length [m]
1	9	Point Start	13:05:59	0,0	-0,03
2	1	Column Start	13:06:01	0,0	0,00
3	2	Column End	13:29:38	-0,5	-0,02
4	10	Point End	13:29:39	-0,5	-0,02

<b>Total Time:</b> 23,64 min	<b>Max. Depth:</b> 11,3 m
------------------------------	---------------------------

Logfile Nr. 1952 Keller Geräte & Service GmbH, Kärntnerstraße 7, 60607 Osnabrück, Germany, 011.20.127.022841

Figura 3.5 – Relatório de cravação da coluna de brita 1739 da área experimental (KELLER, 2016b)

Na tabela 3.1 estão apresentados dados de diâmetros de coluna, espaçamento entre eixos e taxa de substituição utilizados em obras recentes realizadas pela empresa Keller e os dados do aterro experimental.

Tabela 3.1 – Obras com utilização de colunas de brita (FÉLIX, 2016)

<b>Obra</b>	<b>Diâmetro coluna (m)</b>	<b>Espaçamento entre eixos (m)</b>	<b>Taxa de substituição (%)</b>
PORTO SUDESTE (ferrovia)	0,9	1,75	21%
PORTO SUDESTE (pátio de minérios)	0,9	1,75	21%
PORTO SUDESTE (pátio de minérios)	0,9	1,40	32%
<i>ATERRO EXPERIMENTAL (presente estudo)</i>	<i>0,9</i>	<i>2,90</i>	<i>8%</i>
BR 135 (duplicação rodoviária)	0,8	2,00	13%
ITAJUBÁ (obra aeroportuária)	0,7	4,00	3%
AEROPORTO DE VITÓRIA	0,6	2,00	7%
AEROPORTO DE VITÓRIA	0,6	3,00	3%

Na figura 3.6 está ilustrado um mapa de profundidade das colunas, 38 das 100 colunas executadas tem comprimento variando de 10 m a 11 m e 34 colunas variando de 11 m a 12 m, ou seja, a média de comprimento é igual a 11 m. Considerando o embutimento das colunas igual a 1,0 m, a profundidade de solo mole nesta região é de, em média, 10 m.

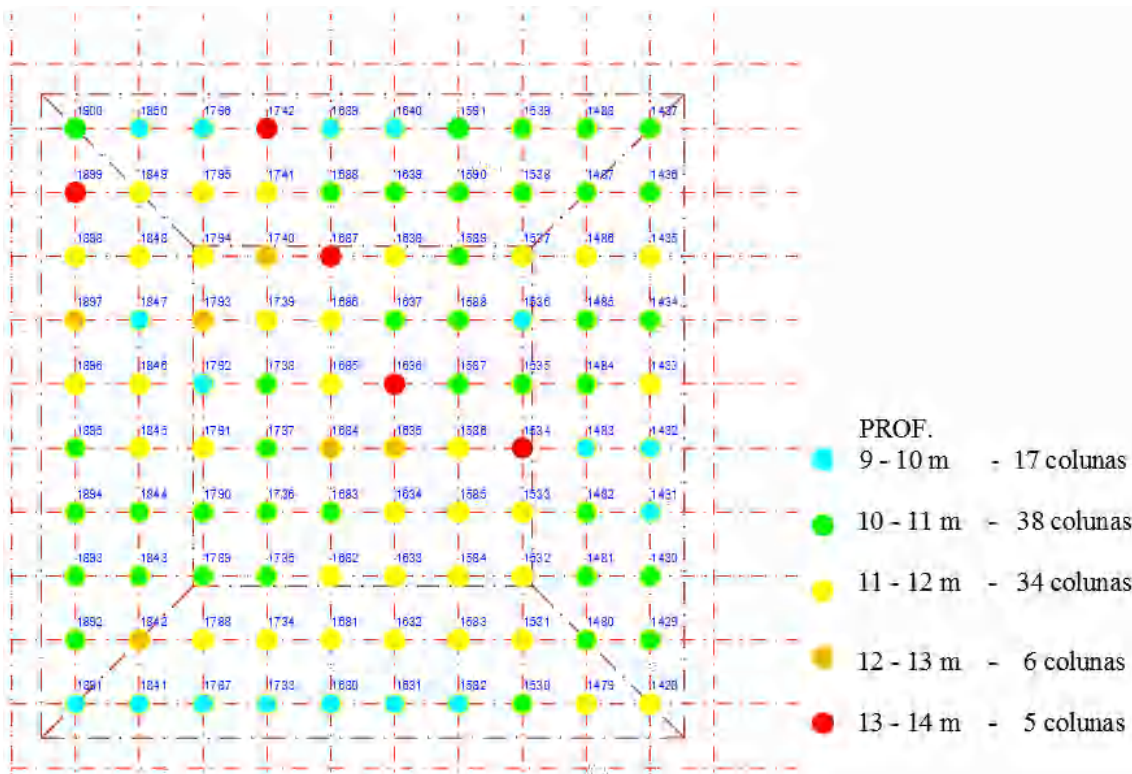


Figura 3.6 – Profundidade das colunas

Finalizadas as colunas de brita, a camada de 0,15 m de brita foi raspada. Na sequência foi instalado o geotêxtil não tecido com resistência nominal à tração maior ou igual a 14 N/m nas duas direções (NBR ISO 10319) e resistência ao puncionamento de 400 N (ASTM D 4833). Acima do geotêxtil foram instaladas duas geogrelhas mono-axiais com resistência nominal à tração na direção principal igual a 300 kN/m e módulo de rigidez (J, também na direção principal) igual a 3000 kN/m a 5% de deformação, dispostas perpendicularmente uma à outra, conforme ilustra a figura 3.7. O objetivo do geotêxtil, instalado no dia 16 de dezembro de 2015, era evitar o rompimento da geogrelha, instalada em 17 de dezembro de 2015, com a fricção na coluna de brita.





Figura 3.7 – Instalação geotêxtil e geogrelha

Para o monitoramento foram instalados os piezômetros Casagrande na profundidade de 4,0 m abaixo do aterro de conquista entre os dias 18 e 19 de novembro de 2015. As placas de recalque foram instaladas sobre a geogrelha, no dia 18 de dezembro. As placas tem base de 50 x 50 cm e espessura de 13 mm de aço e tubo de ferro galvanizado de 1”, conforme ilustram as figuras 3.8a e 3.8b. Após a instalação da instrumentação foi lançada a camada drenante de 0,40 m de espessura com areia grossa, conforme figura 3.9, iniciada no dia 18 e finalizada no dia 21 de dezembro de 2015. Esta camada permite que a dissipação de poro pressão ocorra de forma mais rápida e assim reduza o tempo necessário para o adensamento.

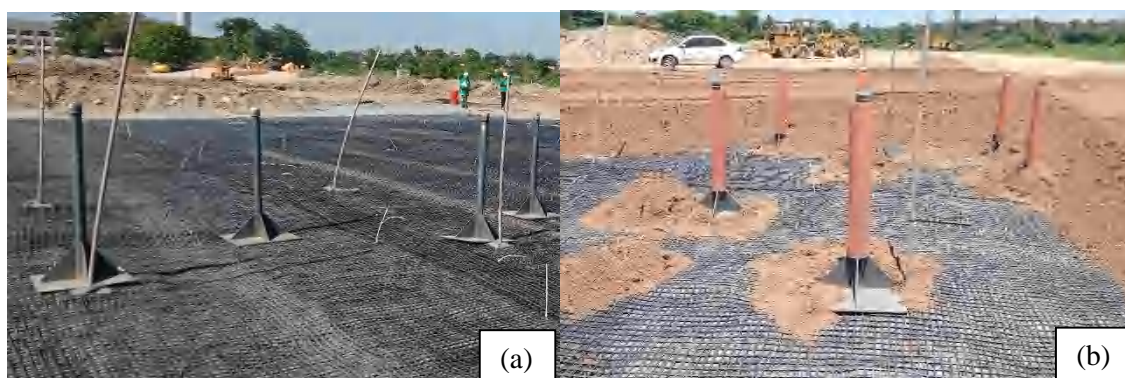


Figura 3.8 – (a) e (b) Piezômetros e placas de recalque instaladas





Figura 3.9 – Execução da camada drenante de 0,40 m

Após o lançamento da camada drenante, começou a execução do aterro compactado em camadas de 20 cm até atingir altura igual a 5,0 m, como ilustram as figuras 3.10a e 3.10b. O controle tecnológico do aterro compactado, que consiste na verificação da umidade e do grau de compactação, foi realizado a cada 20 cm de alteamento. As camadas do corpo de aterro possuem grau de compactação maior ou igual a 95%. Já as camadas finais (últimos 60 cm) foram compactadas atingindo-se um grau de compactação maior ou igual a 100%. Cada camada de aterro deveria ser compactada na umidade ótima com mais ou menos 3%. A determinação da umidade foi feita utilizando o método Speedy e a compactação por ensaio de Proctor, como ilustram as figuras 3.11a e 3.11b.



Figura 3.10 – (a) Lançamento da primeira camada e (b) lançamento da quinta camada

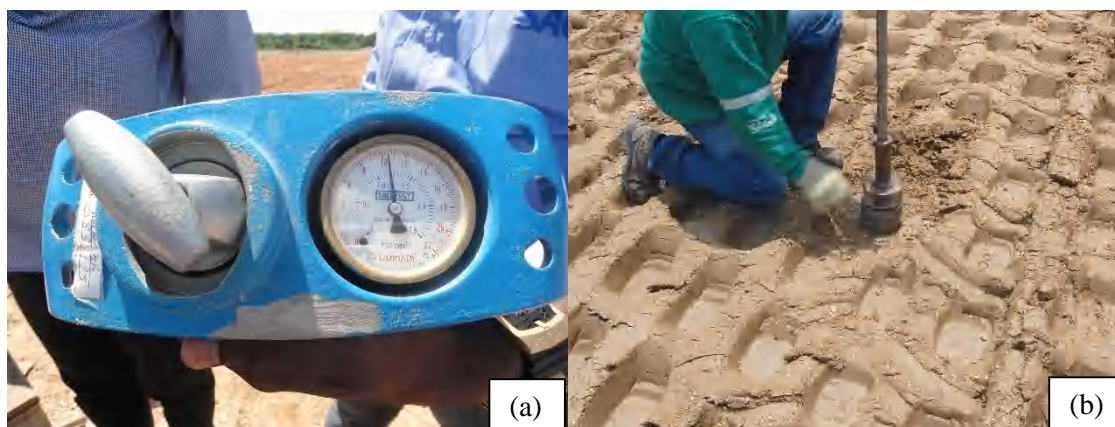


Figura 3.11 – Acompanhamento dos ensaios de (a) verificação de umidade e (b) de compactação

Ao atingir a altura de aterro de 5,0 m continuou-se o monitoramento, esperando ao máximo a estabilização com o tempo dos recalques e excessos de poro pressão. O início da execução do aterro foi em 21 de dezembro de 2015 e foi finalizado em 05 de fevereiro de 2016. Na figura 3.12 está apresentada o aterro experimental finalizado.



Figura 3.12 – Aterro experimental finalizado

### 3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para a realização da investigação geotécnica da região foram realizadas sondagens à percussão (SP), ensaios de palheta (VANE), de piezocone (CPTU) e ensaios de adensamento oedométrico. Com exceção das sondagens à percussão, os outros ensaios, que forneceram dados para realização das análises, estão descritos a seguir.

Foram retiradas cinco amostras indeformadas do solo natural, com amostrador tipo Shelby, sendo duas junto à sondagem SP 11A (AM 1 e AM 2) e três junto à sondagem SP 35 (AM 3, AM 4 e AM 5). Na figura 3.13 está ilustrada a localização das sondagens que correspondem aos locais de retiradas de amostras, dos ensaios de palheta (VANE) e de piezocone (CPTU). Os ensaios de palheta identificados pela cor rosa foram realizados pela Terratek, assim como os ensaios de piezocone identificados pela cor vermelha. Os outros ensaios de palheta e piezocone foram realizados pela empresa Fugro. Foram realizados pela COPPETEC ensaios de caracterização para as amostras, os resultados estão apresentados na tabela 3.2.



Figura 3.13 – Localização investigação geotécnica

Tabela 3.2 – Resultados ensaios de caracterização

	<b>Prof. (m)</b>	<b>w<sub>n</sub> (%)</b>	<b>w<sub>L</sub> (%)</b>	<b>w<sub>P</sub> (%)</b>	<b>I<sub>P</sub> (%)</b>
<b>AM 1</b>	0,75 – 1,25	60,2	92	27	70
<b>AM 2</b>	2,75 – 3,25	78,8	101	28	73
<b>AM 3</b>	1,75 – 2,25	121,7	145	33	112
<b>AM 4</b>	3,75 – 4,25	124,4	149	35	114
<b>AM 5</b>	5,75 – 6,25	123,8	127	31	96

onde:

w<sub>n</sub> = teor médio de umidade natural;

w<sub>L</sub> = limite de liquidez;

w<sub>P</sub> = limite de plasticidade;

I<sub>P</sub> = índice de plasticidade.

### 3.2.1 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta ou *Vane Test* é um ensaio feito no local (*in situ*) para se obter o mínimo possível de perturbações na amostragem. De acordo com a NBR 10905, o ensaio é realizado com a inserção de uma palheta formada por quatro pás em forma de cruz, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm. Aplica-se uma rotação igual a  $(6 \pm 0,6)^\circ/\text{min}$  que seja capaz de cisalhar o solo e, a partir do valor máximo do torque necessário para aplicar está rotação, será determinada a resistência não drenada para o solo, utilizando a equação 3.1 (NBR 10905, 1989):

$$S_u = \frac{0,86 \times T_{m\acute{a}x}}{\pi \times D^3} \quad (3.1)$$

onde:

S<sub>u</sub> = resistência não drenada, em kPa;

T<sub>máx</sub> = torque máximo medido, em kNm;

π = 3,1416;

D = diâmetro da palheta, igual a 0,065 m.

Para a determinação da resistência não drenada do solo foram realizados dois ensaios de palheta pela COPPETEC e dois pela empresa Terratek. Após a execução das colunas de brita e do aterro de conquista foram executados mais dois ensaios pela empresa Fugro, para verificação da consistência dos dados iniciais.

Na figura 3.14 está ilustrado um gráfico com resultados típicos de ensaio de palheta. Na figura 3.15 estão apresentados os dados dos ensaios realizados pela COPPETEC, pela empresa Fugro e a média, com valores apresentados na tabela 3.3. Os dados fornecidos pela empresa Terratek não estão apresentados pois o ensaio não foi executado até a profundidade recomendada e os resultados obtidos diferem dos valores dos outros ensaios, apresentam valores inconsistentes (valores demasiadamente elevados). Os dados dos ensaios de palheta serão apresentados e discutidos de forma mais detalhada na tese de doutorado em andamento por Silvana Vasconcelos.



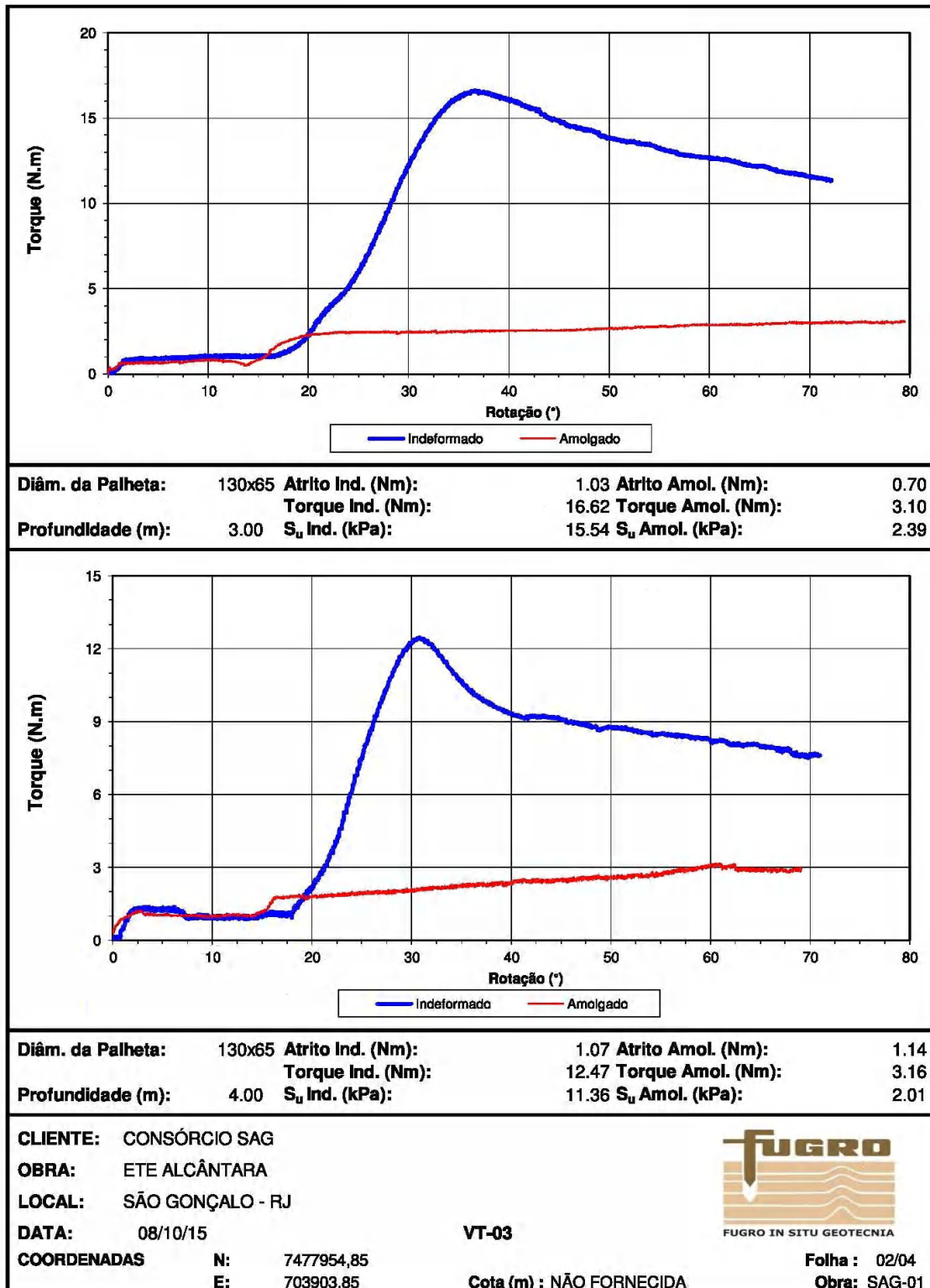


Figura 3.14 – Resultados típicos do ensaio de palheta (FUGRO, 2016)

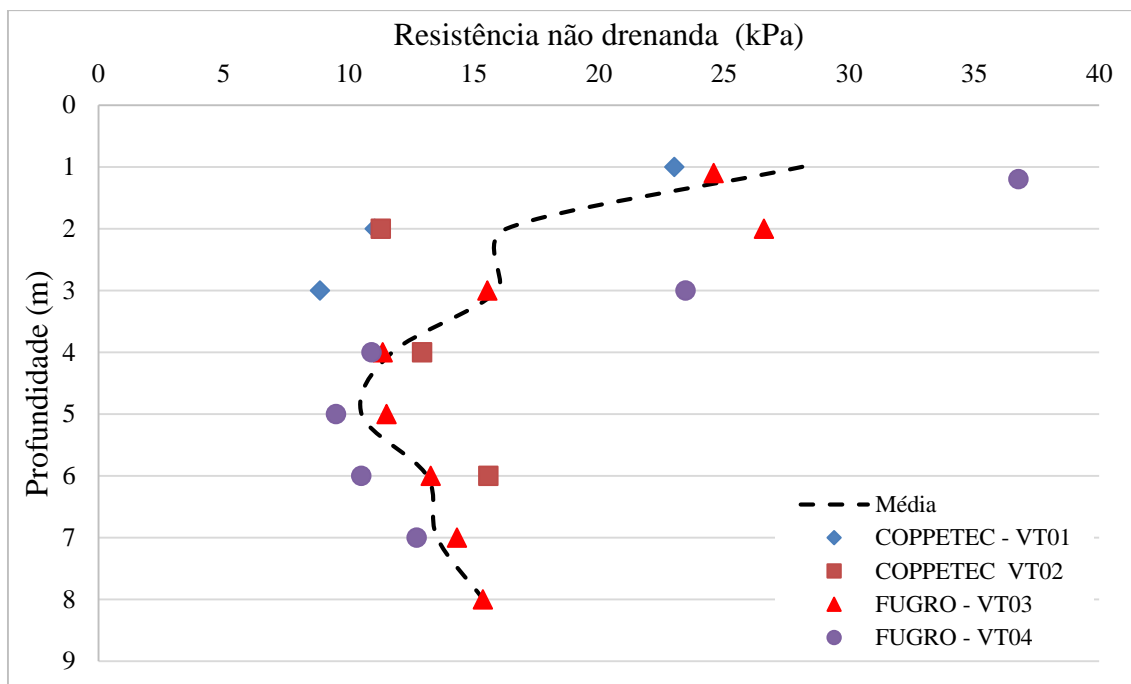


Figura 3.15 – Dados dos ensaios de palheta

Tabela 3.3 – Média dos valores de resistência não drenada

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
$S_u$ (kPa)	28,1	16,3	16,0	11,7	10,5	13,1	13,5	15,4

A partir dos valores apresentados na tabela 3.3, foram realizadas análises considerando a correção do ensaio de palheta proposta por BJERRUM (1972) e por correlações propostas na literatura e apresentadas a seguir. De acordo com BJERRUM (1972), o ensaio de palheta tem a tendência de superestimar a resistência mobilizada na ruptura, pois a velocidade de deformação cisalhante do ensaio de palheta é diferente da velocidade de deformação cisalhante da construção do aterro, justificando o uso da correção de  $S_u$ .

Os valores de correção ( $\mu$ ) de  $S_u$  de palheta propostos por Bjerrum foram obtidos por retroanálises de aterros rompidos sem colunas de brita e são correlacionados com o índice de plasticidade ( $I_p$ ). De acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014) a correção do ensaio de palheta para as argilas brasileiras está na faixa de 0,6 a 0,7. Foi adotado o valor de 0,6 para a correção de  $S_u$  para este estudo, devido ao valor do índice de plasticidade ( $I_p$ ) que, para o aterro experimental, varia na faixa de 70% a 114%. BARONI (2016) propõe a correlação da resistência não drenada corrigida ( $S_{u(corr)}$ ) com a tensão de sobreadensamento do solo obtida nos ensaios de adensamento oedométrico, de acordo

com a equação 3.2. A partir da Mecânica dos Estados Críticos e do Método de SHANSEP, BARONI (2016) também propõe a correlação de  $S_u$  com a tensão vertical efetiva inicial do solo ( $\sigma'_{v0}$ ), de acordo com a equação 3.3.

LEROUEIL et al. (1983, apud BARONI, 2016) propõem uma correlação de  $S_u$  a partir do índice de plasticidade do solo ( $I_p$ ) e da tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), com o uso da equação 3.4.

No modelo Clam Clay, é proposta a correlação de  $S_u$  de acordo com a equação 3.5. (ALMEIDA, 2015). A faixa usual da razão da resistência não drenada e da tensão vertical efetiva inicial normalmente adensada ( $(S_u/\sigma'_{v0})_{na}$ ) é de 0,25 a 0,35, sendo aqui adotado o valor de 0,35. Os valores da potência  $m$  foram calculados para cada amostra, sendo que o valor adotado para a amostra 1 foi considerado igual a média das outras amostras, pois o valor obtido com o uso da equação 3.6 apresenta valor muito inferior ao valor típico proposto por JAMIOLKOWSKI et al. (1985), igual a 0,85. Para a amostra 1, o valor de  $m$  resultaria em 0,55, sendo então adotado 0,83 (média das outras amostras) para a análise dos dados.

Os valores de resistência não drenada obtidos com a utilização das correlações estão apresentados na forma gráfica na figura 3.16, assim como os valores médios obtidos pelo ensaio de palheta (pela empresa Fugro e pela COPPETEC) e os médios com correção de 60%. Na tabela 3.4 estão apresentados os valores de  $S_u$  obtidos pelos métodos de correlação para cada profundidade (amostra) e os valores de  $S_u$  médio com correção para cada profundidade, sendo que os valores de OCR utilizados nas equações serão apresentados no item 3.2.3.

$$S_{u(corr)} = 0,45 \times \sigma'_{vm} \quad (3.2) \quad \text{BARONI (2016)}$$

$$S_u/\sigma'_{v0} = 0,45 \times \text{OCR}^{0,85} \quad (3.3) \quad \text{BARONI (2016)}$$

$$S_u/\sigma'_{vm} = 0,2 \times 0,0024 I_p \quad (3.4) \quad \text{LEROUEIL et al. (1983, apud BARONI, 2016)}$$

$$S_u/\sigma'_{v0} = (S_u/\sigma'_{v0})_{na} \times \text{OCR}^m \quad (3.5)$$

$$S_u/\sigma'_{v0} = 0,35 \times \text{OCR}^m \quad \text{ALMEIDA (2015)}$$

$$m = 1 - (C_s/C_c) \quad (3.6)$$



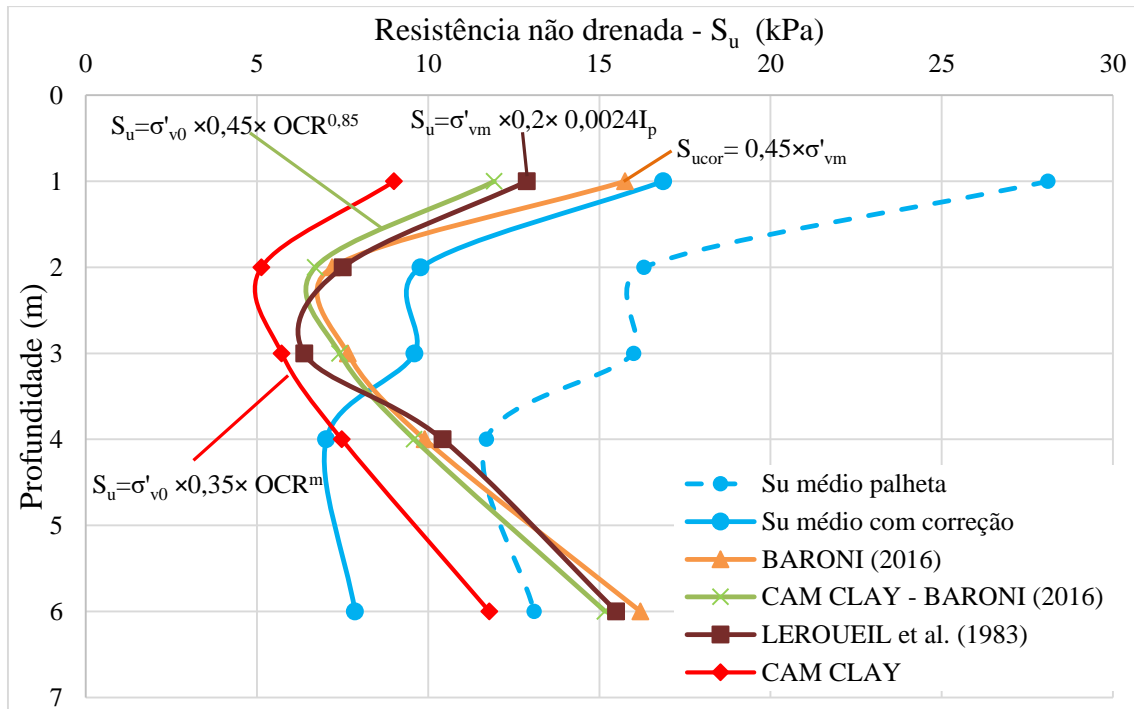


Figura 3.16 – Valores de  $S_u$  obtidos a partir das correlações vs profundidade

Verifica-se a partir das correlações apresentadas que os valores de  $S_u$  calculados pelas equações propostas por LEROUEIL et al. (1983, apud BARONI, 2016) e as propostas por BARONI (2016) apresentam comportamento semelhante com o  $S_u$  médio com correção para profundidades de até 3,5 m. Os valores variam de 11,9 kPa a 16,9 kPa para a profundidade de 1,0 m, de 6,7 kPa a 9,8 kPa para a profundidade de 2 m e de 6,4 kPa a 9,6 kPa para a profundidade de 3 m, e convergindo para o valor de 8,3 kPa para a profundidade de 3,5 m. Para profundidades maiores que 3,5 m, o modelo Cam Clay foi o que apresentou melhor concordância de resultados com os valores de  $S_u$  médio com correção.

Tabela 3.4 – Valores de  $S_u$  vs profundidade para cada correlação utilizada

		<b><math>S_u</math> médio com correção</b>	<b>BARONI (2016)</b>	<b>CAM CLAY - BARONI (2016)</b>		<b>LEROUEIL et al. (1983)</b>		<b>CAM CLAY</b>		
Prof. (m)		$S_{ucor} = 0,60 \times S_{u,palheta}$ (kPa)	$S_{ucor} = 0,45 \times \sigma'_{vm}$ (kPa)	$S_u / \sigma'_{v0} = 0,45 \times OCR^{0,85}$	$S_u$ (kPa)	$S_u / \sigma'_{vm} = 0,2 \times 0,0024 I_p$	$S_u$ (kPa)	$S_u / \sigma'_{v0} = 0,35 \times OCR^m$	$m = 1 - C_s / C_c$	$S_u$ (kPa)
AM 1	0,75 – 1,25	16,86	15,75	2,18	11,93	0,37	12,88	1,64	0,83	9,00
AM 3	1,75 – 2,25	9,78	7,20	0,68	6,70	0,47	7,50	0,52	0,82	5,13
AM 2	2,75 – 3,25	9,60	7,65	0,54	7,42	0,38	6,38	0,41	0,81	5,72
AM 4	3,75 – 4,25	7,02	9,90	0,54	9,59	0,47	10,42	0,42	0,86	7,47
AM 5	5,75 – 6,25	7,86	16,20	0,65	15,16	0,43	15,49	0,51	0,85	11,78

### 3.2.2 Ensaio de piezocone

O ensaio de piezocone, ou CPTU (*piezocone penetration test*), normalizado pela NBR 12069, consiste na cravação no solo de uma ponteira cônica com velocidade constante de 20 mm/s. Durante a cravação é possível medir, entre diversos dados, a resistência de ponta, de atrito lateral local e as pressões neutras geradas durante o processo. Conforme SCHNAID E ODEBRECHT (2012), estes resultados podem ser utilizados para estimar valores para a resistência não drenada ( $S_u$ ) e, a partir da interpretação de ensaios de dissipação de excessos de poro pressão, é possível determinar o coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ).

Para a execução do ensaio é necessário um equipamento de cravação, formado por uma estrutura de reação e sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. A ponteira cônica para cravação no solo é formada por um cone com diâmetro variável de 35,3 a 36 mm, uma luva de comprimento entre 132,5 a 135 mm e um filtro. A transmissão dos dados pode ser feita por sistemas automáticos formados por cabos elétricos, *wireless* (sem cabo) ou por sistemas em que os dados são armazenados na própria ponteira (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012).

O ensaio de dissipação de poro pressão consiste em determinar o tempo necessário para dissipar o excesso de poro pressão gerado durante a cravação do piezocone no solo, permitindo assim estimar os valores do coeficiente de adensamento horizontal e tempo de estabilização. Para a determinação do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) do solo foram realizados seis ensaios de piezocone com dissipação, pela empresa Terratek. Após a execução do aterro de conquista foram executados mais dois ensaios pela empresa Fugro para aferir os resultados obtidos pela investigação inicial. Na figura 3.17 está apresentado um gráfico típico com resultados do ensaio de dissipação de poro pressão. A análise dos resultados de resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) dos ensaios de CPTU não indicou confiabilidade de resultados, sendo portanto os resultados não considerados neste estudo.

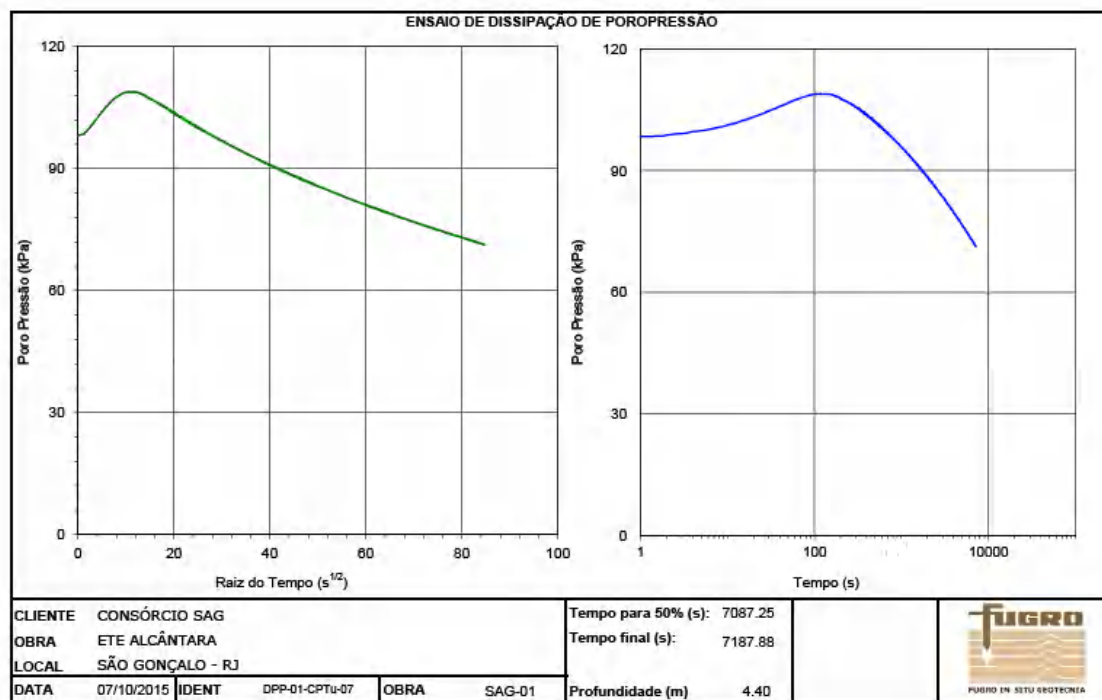


Figura 3.17 – Resultados típicos do ensaio de dissipação (FUGRO, 2016)

### 3.2.3 Ensaio de adensamento oedométrico

A partir dos resultados dos ensaios oedométricos, normalizado pela NBR 12007, realizados pela COPPETEC e apresentados no anexo 1, foi determinado para cada amostra o módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ), parâmetros de compressibilidade, coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) e coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_v$ ) apresentados a seguir. Estes dados foram utilizados para a realização das análises apresentadas no capítulo 4.

#### MÓDULO OEDOMÉTRICO

O valor do módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ) utilizado nos métodos analíticos e nas análises numéricas foi determinado para metade da tensão vertical efetiva  $[(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)/2]$  na profundidade da amostra após o seu carregamento. Foi considerada metade da tensão vertical efetiva devido a variação da carga do aterro aplicada durante sua execução. Para exemplificar, será apresentado a seguir a determinação de  $E_{oed}$  para uma das amostras (amostra 4).

Tensão vertical efetiva inicial =  $h_1 \times \gamma_{\text{sub}1} + h_2 \times \gamma_{\text{sub}2} + h_3 \times \gamma_{\text{sub}3} + (h_4/2) \times \gamma_{\text{sub}4} = 18,72 \text{ kPa}$

Carga aplicada =  $h_{\text{plat}} \times \gamma_{\text{plat}} + h_{\text{cdren}} \times \gamma_{\text{cdren}} + h_{\text{at}} \times \gamma_{\text{at}} = 119,98 \text{ kPa}$

onde:

$h_i$  = espessura da camada  $i$ ;

$\gamma_{\text{sub},i}$  = peso específico submerso da camada  $i$ .

$h_{\text{plat}}$  = espessura da plataforma de trabalho;

$\gamma_{\text{plat}}$  = peso específico do material da plataforma de trabalho;

$h_{\text{cdren}}$  = espessura da camada drenante;

$\gamma_{\text{cdren}}$  = peso específico do material da camada drenante;

$h_{\text{at}}$  = espessura da camada de aterro;

$\gamma_{\text{at}}$  = peso específico do material de aterro.

Para a amostra 4, a tensão vertical efetiva é igual a 138,70 kPa (18,72 kPa+119,98 kPa).

Dessa forma, a metade da tensão vertical efetiva para a amostra é igual a 69,35 kPa e para esta tensão, o módulo oedométrico é igual a 492 kPa. Este valor foi calculado a partir dos valores apresentados na tabela A1.4 (anexo 1).

## **PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE**

Os parâmetros de compressibilidade são determinados a partir dos valores de índice de vazios e tensão vertical efetiva. O índice de recompressão ( $C_r$ ) é determinado no trecho de recompressão do solo, ou seja, no trecho de carregamento inicial até o solo atingir a máxima tensão que já sofreu na natureza (tensão de pré-adensamento). O índice de compressão ( $C_c$ ) é determinado no trecho de compressão virgem do solo, com valores de tensão superiores a tensão de pré-adensamento e o índice de expansão ( $C_s$ ) é determinado na região de descarregamento, como ilustra a figura 3.18. As curvas para determinação dos índices de compressibilidade estão apresentadas no anexo 1.

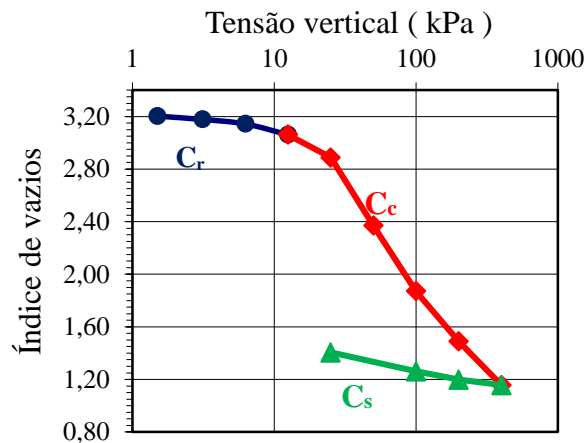


Figura 3.18 – Índices de compressibilidade

O índice de compressão ( $C_c$ ) é determinado com o uso da equação 3.7, com os valores de índice de vazios final ( $e_f$ ) e inicial ( $e_0$ ) e tensão vertical efetiva final ( $\sigma'_{v,f}$ ) e inicial ( $\sigma'_{v,0}$ ) obtidos nos ensaios oedométricos.

$$C_c = \frac{e_f - e_0}{\log\left(\frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,0}}\right)} \quad (3.7)$$

Como o solo está submetido a uma faixa de tensão vertical efetiva em torno de 100 kPa, e da mesma forma que foi determinado o  $E_{oed}$ , será considerada metade da tensão vertical efetiva para a determinação de  $C_c$ . Portanto foi considerado o intervalo de 25 kPa a 100 kPa. Para exemplificar, o cálculo de  $C_c$  para amostra 4 é apresentado a seguir.

$$C_c = \frac{e_f - e_0}{\log\left(\frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,0}}\right)} = \frac{1,490 - 2,371}{\log\left(\frac{25}{100}\right)} = 1,46$$

A determinação do índice de expansão ( $C_s$ ) deve ser feita na reta de expansão do gráfico, que também foi considerada a faixa de tensão variando de 25 a 100 kPa, que para a amostra 4 resulta em 0,238.

$$C_s = \frac{e_f - e_0}{\log\left(\frac{\sigma'_{v,f}}{\sigma'_{v,0}}\right)} = \frac{1,262 - 1,405}{\log\left(\frac{25}{100}\right)} = 0,238$$

O índice de recompressão ( $C_r$ ) foi determinado para os estágios iniciais do ensaio, entre as pressões de 1,5 e 12,5 kPa. A seguir está exemplificado o resultado para a amostra 4.

$$C_r = \frac{e_f - e_0}{\log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v,0}}\right)} = \frac{3,204 - 3,062}{\log\left(\frac{12,5}{1,5}\right)} = 0,153$$

O coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ ) é determinado a partir dos dados dos ensaios de adensamento, definido pela razão das leituras do extensômetro pela variação do tempo, conforme a equação 3.8.

$$C_\alpha = \frac{\Delta\varepsilon_V}{\log\Delta t} \quad (3.8)$$

Para as análises numéricas apresentadas no capítulo 4, os valores de  $C_\alpha$  utilizados para análise com *creep* foram os do estágio de pressão igual a 100 kPa. A determinação de  $C_\alpha$  para o estágio de pressão de 100 kPa para a amostra 4 está exemplificada a seguir.

$$C_\alpha = \frac{\Delta\varepsilon_V}{\log\Delta t} = \frac{(1187,0 - 1154) \times 0,001}{\log\left(\frac{1400}{260}\right)} = 0,045$$

onde:

$\varepsilon_v$  = deformação volumétrica do solo medida pelo extensômetro.

Obs.: cada leitura do extensômetro equivale a 0,001 cm.

Os valores dos parâmetros calculados para cada amostra estão apresentados de forma simplificada nas tabelas 3.5 e 3.6.

Tabela 3.5 – Valores de tensões verticais efetivas nas amostras

	$\gamma_{s,sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_{vo} + \sigma'_{aterro}$ (kPa)	$\sigma'_{vt}/2$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)
<b>AM 1</b>	5,48	0,75 – 1,25	5,48	125,46	62,73	1796
<b>AM 2</b>	4,41	2,75 – 3,25	13,82	133,80	66,90	703
<b>AM 3</b>	3,39	1,75 – 2,25	9,92	129,90	64,95	544
<b>AM 4</b>	3,60	3,75 – 4,25	18,72	138,70	69,35	492
<b>AM 5</b>	3,54	5,75 – 6,25	24,96	144,94	72,47	568

Tabela 3.6 – Parâmetros de compressibilidade das amostras

	<b>Prof. (m)</b>	<b>C<sub>c</sub></b> [-]	<b>C<sub>s</sub></b> [-]	<b>C<sub>r</sub></b> [-]	<b>C<sub>α</sub></b> [-]	<b>C<sub>α</sub>/ C<sub>c</sub></b> [-]
<b>AM 1</b>	0,75 – 1,25	0,315	0,141	0,054	0,008	0,025
<b>AM 2</b>	2,75 – 3,25	0,859	0,162	0,195	0,035	0,041
<b>AM 3</b>	1,75 – 2,25	1,363	0,250	0,231	0,037	0,027
<b>AM 4</b>	3,75 – 4,25	1,688	0,238	0,153	0,045	0,027
<b>AM 5</b>	5,75 – 6,25	1,651	0,251	0,089	0,057	0,035

onde:

$h_{\text{média}}$  = profundidade no meio da camada de cada amostra;

$\gamma_{\text{sub},i}$  = peso específico submerso da camada *i*.

BARONI (2016) analisou a frequência dos parâmetros de compressibilidade do solo com base nos dados de 14 depósitos brasileiros. O autor constatou que 76% dos valores de  $C_c$  ocorrem no intervalo de 1 a 4, e 59% dos valores de  $C_s$  são maiores que 0,1 e menores que 0,3. Os dados apresentados na tabela 3.6 de  $C_c$  e  $C_s$  estão variando dentro da faixa de valores definidos na análise de BARONI (2016).

A relação de  $C_\alpha / C_c$  obtida para as amostras na tabela 3.6 está na faixa proposta por MESRIE CASTRO (1987) e TERZAGHI et al. (1996). Os autores propõem que a relação de  $C_\alpha / C_c$  para argilas inorgânicas é de  $0,04 \pm 0,01$  e para argilas orgânicas de alta plasticidade de  $0,05 \pm 0,01$ .

## COEFICIENTES DE ADENSAMENTO

Os valores dos coeficientes de adensamento vertical ( $c_v$ ) foram determinados para metade da tensão vertical efetiva na profundidade da amostra após o seu carregamento, a partir dos ensaios realizados pela COPPETEC, apresentados no anexo 1. Exemplificando para a amostra 4 na figura 3.19 (para metade da tensão vertical efetiva final ( $\sigma'_{v,f}$ ) igual a 69,35 kPa) o coeficiente de adensamento vertical correspondente é igual a  $3,33 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s.



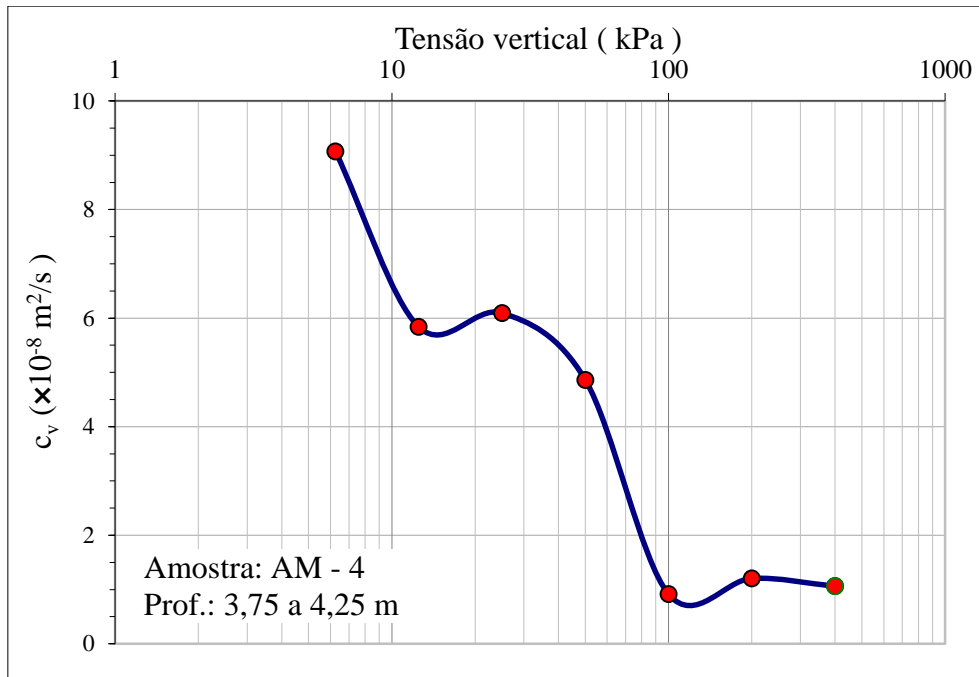


Figura 3.19 – Determinação de  $c_v$  para a amostra 4

Para a determinação do coeficiente de adensamento horizontal normalmente adensado foram realizados ensaios de piezocone por duas empresas: Terratek e Fugro. Com os dados de tempo para dissipar 50 % da poro pressão fornecidos pelas empresas, foram calculados os valores de  $c_h$ , de acordo com o método de HOULSBY E TEH (1988), com o uso da equação 3.9.

$$c_h = \frac{T \times R_p^2 \times \sqrt{I_R}}{t} \quad (3.9)$$

onde:

$R_p$  = raio do piezocone = 0,018 m;

T = fator tempo para 50%;

$I_R$  = índice de rigidez;

t = tempo de dissipação (adotado como  $t_{50\%}$ ).

O raio do piezocone utilizado pelas empresas é de 1,8 cm, o fator tempo, conforme HOULSBY E TEH (1988), para o filtro posicionado na base do cone é igual a 0,245 para  $T_{50\%}$ .

O valor do índice de rigidez ( $I_R$ ) adotado para a determinação de  $c_h$  foi baseado nos valores apresentados pela literatura para os solos moles do Rio de Janeiro. ORTIGÃO (1980)

apresenta valores de  $I_R$  variando na faixa de 74 a 95 para a região do Sarapuí (RJ). Para esta mesma região, LACERDA E ALMEIDA (1995) indicam o valor médio de 87 para  $I_R$ . Para a determinação do coeficiente de adensamento ( $c_h$ ), foi adotado o valor de  $I_R$  igual a 100, que de acordo com ORTIGÃO (2007), este valor pode ser empregado para a maioria das argilas.

Com os dados de tempo de dissipação de 50% do excesso de poro pressão fornecidos pelas empresas, pelos ensaios de piezocone, foram determinados os coeficientes de adensamento horizontal  $c_h$  (PZ). Estes valores correspondem às propriedades do solo na faixa pré-adensada, onde o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações durante a penetração do cone. Para estimar  $c_h$  na faixa normalmente adensado  $c_h$  (NA), utiliza-se a equação 3.10 proposta por JAMIOLKOWSKI et al. (1985) (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012).

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} \times c_h(PZ) \quad (3.10)$$

onde:

$c_h$  (NA) = coeficiente de adensamento horizontal normalmente adensado;

RR = razão de recompressão =  $C_r/(1+e_0)$ ;

CR = razão de compressão virgem =  $C_c/(1+e_0)$ ;

$c_h$  (PZ) = coeficiente de adensamento horizontal determinado por ensaio de piezocone, conforme equação 3.9.

A relação de RR/CR obtida para as amostras está apresentada na tabela 3.7, com média de 0,142. De acordo com JAMIOLKOWSKI et al. (1985) esta relação varia na faixa de 0,13 a 0,15 e conforme LACERDA E ALMEIDA (1995), os valores variam na faixa entre 0,10 e 0,15. Para a determinação de  $c_h$  (NA) foram utilizados os valores apresentados na tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Valores da razão de recompressão e compressão virgem

	<b>RR/CR</b>
<b>AM 1</b>	0,171
<b>AM 2</b>	0,227
<b>AM 3</b>	0,169
<b>AM 4</b>	0,091
<b>AM 5</b>	0,054

Com os dados de tempo de dissipação para 50% fornecidos pela Terratek, foram determinados os coeficientes de adensamento horizontal, conforme tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Determinação do  $c_h$  – dados Terratek

	<b>Prof. (m)</b>	<b>Tempo para dissipar 50% (s)</b>	<b><math>c_h</math> (PZ) (m<sup>2</sup>/s)</b>	<b><math>c_h</math> (NA) (m<sup>2</sup>/s)</b>
CPTU 01	3,87	1865	$4,26 \times 10^{-7}$	$3,87 \times 10^{-8}$
CPTU 01	5,52	7461	$1,06 \times 10^{-7}$	$5,74 \times 10^{-9}$
CPTU 01	6,59	9487	$8,37 \times 10^{-8}$	$4,51 \times 10^{-9}$
CPTU 02	2,60	75	$1,06 \times 10^{-5}$	$2,40 \times 10^{-6}$
CPTU 02	6,72	5056	$1,57 \times 10^{-7}$	$8,46 \times 10^{-9}$
CPTU 03	3,33	1011	$7,85 \times 10^{-7}$	$1,78 \times 10^{-7}$
CPTU 03	5,42	1862	$4,26 \times 10^{-7}$	$2,30 \times 10^{-8}$
CPTU 03	7,15	4150	$1,91 \times 10^{-7}$	$1,03 \times 10^{-8}$
CPTU 04	4,27	6298	$1,26 \times 10^{-7}$	$1,15 \times 10^{-8}$
CPTU 04	5,63	7697	$1,03 \times 10^{-7}$	$5,56 \times 10^{-9}$
CPTU 04	6,97	8652	$9,17 \times 10^{-8}$	$4,95 \times 10^{-9}$
CPTU 05	2,48	408	$1,95 \times 10^{-6}$	$3,29 \times 10^{-7}$
CPTU 05	4,19	1732	$4,58 \times 10^{-7}$	$4,17 \times 10^{-8}$
CPTU 05	6,16	3079	$2,58 \times 10^{-7}$	$1,39 \times 10^{-8}$
CPTU 06	6,15	2607	$3,04 \times 10^{-7}$	$1,64 \times 10^{-8}$
CPTU 06	7,07	4255	$1,87 \times 10^{-7}$	$1,01 \times 10^{-8}$

Na tabela 3.9 estão apresentados os valores de  $c_h$  obtidos a partir dos dados fornecidos pela Fugro. No capítulo 4, na figura 4.14 será apresentada de forma gráfica uma comparação dos valores de  $c_h$ .

Tabela 3.9 – Determinação do  $c_h$  – dados Fugro

	<b>Prof. (m)</b>	<b>Tempo para dissipar 50% (s)</b>	<b><math>c_h</math> (PZ) (m<sup>2</sup>/s)</b>	<b><math>c_h</math> (NA) (m<sup>2</sup>/s)</b>
07-DPP1	4,4	7087,25	$1,12 \times 10^{-7}$	$1,02 \times 10^{-8}$
07-DPP2	6,3	3800,13	$2,09 \times 10^{-7}$	$1,13 \times 10^{-8}$
07-DPP3	8,2	431,5	$1,84 \times 10^{-6}$	$9,92 \times 10^{-8}$
08-DPP1	6,3	1297,75	$6,12 \times 10^{-7}$	$3,30 \times 10^{-8}$
08-DPP2	4,4	3514,75	$2,26 \times 10^{-7}$	$2,05 \times 10^{-8}$

Verifica-se, a partir dos valores de  $c_h$  (NA) apresentados nas tabelas 3.8 e 3.9, a grande dispersão de valores obtidos pela empresa Terratek, com variação máxima de 500 vezes,

de  $2,40 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $4,51 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ . Para profundidades maiores de 4,0 m a faixa de variação é menor, cerca de 10 vezes, pois os três maiores valores de  $c_h$  (NA) foram obtidos em profundidades inferiores a 4,0 m (2,48 m, 2,60 m e 3,33 m). Os dados obtidos pela empresa Fugro apresentam a mesma faixa de variação ( $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ ), porém todos para profundidades maiores que 4,0 m.

## COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

O coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_v$ ) é determinado a partir da equação 3.11 com os valores de  $c_v$  e  $E_{oed}$  determinados anteriormente.

$$k_v = c_v \times \frac{1}{E_{oed}} \times \gamma_w \quad (3.11)$$

onde:

$\gamma_w$  = peso específico da água ( $10 \text{ kN}/\text{m}^3$ ).

De acordo com COUTINHO (1976, apud ALMEIDA E MARQUES, 2014), a relação do coeficiente de permeabilidade horizontal com o vertical ( $k_h/k_v$ ) varia de 1 a 2 para as argilas brasileiras, para esta análise foi considerada a relação de 1,5. A seguir está exemplificado o cálculo para a amostra 4.

$$k_v = c_v \times \frac{1}{E_{oed}} \times \gamma_w = 3,33 \times 10^{-8} \times \frac{1}{492} \times 10 = 6,78 \times 10^{-10} \text{ m/s} = 5,86 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$$

$$k_h = 1,5 \times k_v = 8,79 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$$

## RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO

A razão de sobreadensamento (*Over Consolidation Ratio – OCR*) é a razão da tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e a tensão vertical efetiva inicial in situ ( $\sigma'_{v0}$ ). A tensão de sobreadensamento foi determinada com a aplicação do método Pacheco Silva (PINTO, 2006), utilizando o gráfico de índice de vazios por tensão vertical efetiva, obtido do ensaio de adensamento de cada uma das amostras, da seguinte forma:

1. Traçar uma horizontal correspondente ao índice de vazios inicial do solo ( $e_0$ );
2. Prolongar a reta virgem e determinar o ponto de interseção com a reta horizontal;

3. Na interseção das retas, traçar uma vertical até interceptar a curva e  $\times \log(\sigma'_v)$ ;
4. Traçar uma horizontal até interceptar o prolongamento da reta virgem. O valor deste ponto é a tensão de sobreadensamento do solo.

O método de Pacheco e Silva está apresentado de forma mais detalhada em PINTO (2006) e ORTIGÃO (2007), e portanto não será aqui ilustrado.

Na figura 3.20 está ilustrada a variação de OCR com a profundidade.

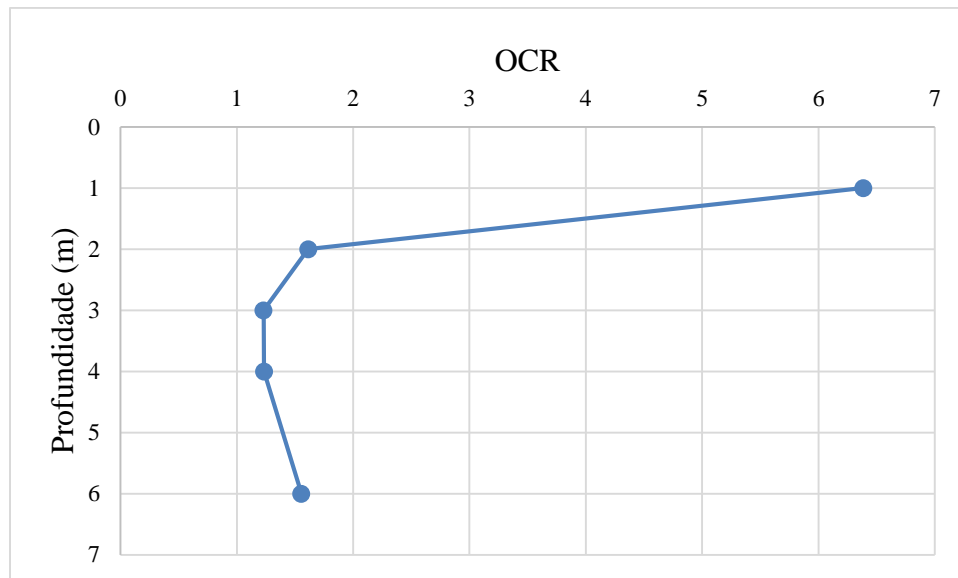


Figura 3.20 – Variação de OCR com a profundidade

Os valores de OCR obtidos para as amostras estão na faixa de resultados propostos por ALMEIDA et al. (2008) para oito depósitos de argila localizados no Rio de Janeiro. Os autores apresentam a variação de OCR com a profundidade, onde nas profundidades maiores que dois metros, os valores de OCR estão na faixa de 1 a 2. Nas camadas superficiais do terreno, até dois metros de profundidade, apresentam valores superiores (na faixa de 6 a 10), da mesma forma que no Aterro Experimental (figura 3.20).

DANZIGER E SCHNAID (2000) apresentam características de algumas argilas moles brasileiras, dentre elas a de Sarapuí que possui OCR variando de 1,3 a 2,5 abaixo da crosta de 3 m, e do Senac no Rio de Janeiro com valor de OCR igual a 1,5 abaixo da crosta de 3 m. Com base nessas informações, verifica-se que os valores de OCR para solos moles na região do Rio de Janeiro estão na faixa de 1 a 2,5, e que os dados do Aterro Experimental estão dentro da faixa de variação para profundidades maiores que 2 m.

Foge do escopo deste trabalho a determinação de OCR com a utilização dos dados dos ensaios de piezocone. A análise dos dados de piezocone será apresentada na tese de doutorado em andamento por Silvana Vasconcelos.

## COEFICIENTE DE EMPUXO

O coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) foi determinado para cada uma das amostras de acordo com a equação 3.12.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi_s) \times OCR^{\text{sen}\phi_s} \quad (3.12)$$

Para  $\phi_s$  igual a  $28^\circ$ , os valores de  $K_0$  para as camadas estão apresentados na tabela 3.10 junto aos demais parâmetros calculados.

Tabela 3.10 – Parâmetros das amostras de solo mole

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{vt}/2$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$k_v$ (m/dia)	$k_h$ (m/dia)	OCR	$K_0$
<b>AM 1</b>	15,48	62,73	1796	$1,58 \times 10^{-7}$	$7,62 \times 10^{-5}$	$1,14 \times 10^{-4}$	6,39	1,267
<b>AM 2</b>	14,41	66,90	703	$7,18 \times 10^{-9}$	$8,83 \times 10^{-6}$	$1,32 \times 10^{-5}$	1,23	0,585
<b>AM 3</b>	13,39	64,95	544	$1,40 \times 10^{-8}$	$2,23 \times 10^{-5}$	$3,34 \times 10^{-5}$	1,61	0,664
<b>AM 4</b>	13,60	69,35	492	$3,33 \times 10^{-8}$	$5,86 \times 10^{-5}$	$8,79 \times 10^{-5}$	1,18	0,572
<b>AM 5</b>	13,54	72,47	568	$1,47 \times 10^{-8}$	$2,24 \times 10^{-5}$	$3,36 \times 10^{-5}$	1,44	0,630

## 3.3 RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação do aterro experimental sobre solos moles tem o objetivo de monitorar o comportamento da região de fundação do aterro e, conforme ALMEIDA E MARQUES (2014), verificar se está atendendo as premissas de projeto e auxiliar no planejamento da obra em relação à sua segurança nas fases de carregamento. O aterro considerado no presente trabalho foi instrumentado com seis placas de recalque, quatro piezômetros Casagrande e um indicador de nível d'água (I.N.A). Foram analisados os dados de excesso de poro pressão e deslocamento vertical durante e após a construção do aterro.

A literatura recomenda instrumentações mais elaboradas e detalhadas para aterro sobre solos moles, com instrumentos elétricos, com sistema de aquisição de dados, conforme apresentam DUNNICLIFF (1988), o SLOPE INDICATOR MANUAL (2004) e ALMEIDA E MARQUES (2014). Porém, considerando que o aterro precisava ficar

pronto e operacional logo no início da obra em função do prazo de entrega, e a dificuldade de importar equipamentos mais sofisticados, a alternativa escolhida foi uma instrumentação mais simples e confiável. Outras áreas experimentais estão previstas no aterro, onde serão empregados instrumentos mais elaborados como sensores de recalque, piezômetros elétricos de corda vibrante, células de tensão além de mais placas de recalque e piezômetros Casagrande.

A instrumentação está localizada na região central do aterro, sendo que os piezômetros Casagrande foram instalados no centro geométrico entre quatro colunas de brita (PZ1A, PZ2A, PZ3A e PZ4A). Das seis placas de recalque instaladas, três foram instaladas no topo das colunas de brita (PR1, PR5 e PR6), duas foram instaladas junto aos piezômetros (PR3 e PR4) e a última entre duas colunas de brita (PR2), conforme ilustra a figura 3.21. A seguir serão descritos os instrumentos utilizados.

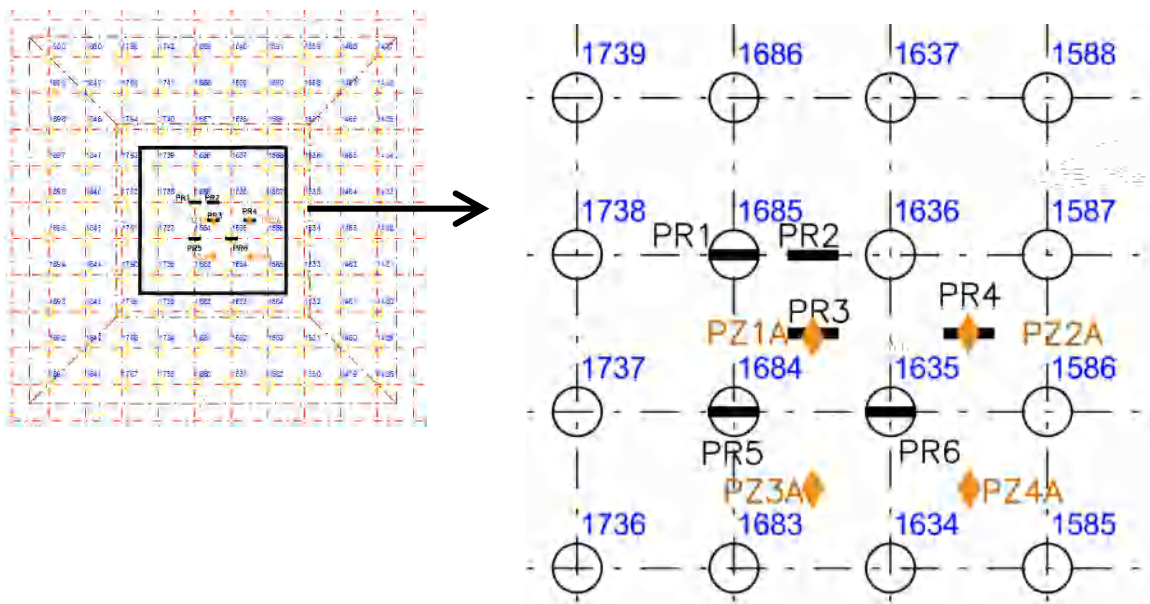


Figura 3.21 – Localização dos instrumentos

### 3.3.1 Piezômetros

Os piezômetros de tubo aberto ou de Casagrande são equipamentos que permitem determinar a evolução da dissipação do excesso de poro pressão durante a execução do aterro. Esses equipamentos são formados por uma ponta porosa, revestidos com manta ou geossintético permeável e são instalados no solo através de uma perfuração, na qual

se executa um bulbo de areia, permitindo que a água flua para o interior do instrumento (ORTIGÃO, 2007).

Um tubo plástico, com diâmetro de 12 ou 25 mm, é instalado entre a ponta porosa e a superfície, com a finalidade de medir o nível de água naquela profundidade. Os tubos foram instalados em furos de sondagens previamente executados de 100 mm de diâmetro. A poro pressão é determinada a partir da diferença de cotas entre o nível de água medido pela sonda e a ponta porosa, em metros de coluna d'água (mca) (ORTIGÃO, 2007).

DUNNICLIFF (1988) destaca que a maior limitação dos piezômetros Casagrande é o elevado tempo de resposta. O tempo necessário para entrada (ou saída) de água, até que se estabeleça o equilíbrio de pressão de água no piezômetro e da poro pressão no solo, é muito elevado devido ao significativo volume de água necessário para registrar a variação de poro pressão (SLOPE INDICATOR MANUAL, 2004). Além do tipo e dimensões do piezômetro, o tempo de resposta também varia com a permeabilidade do solo. De acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014), os piezômetros elétricos e os de corda vibrante apresentam menor tempo de resposta, porém são mais caros.

Para a determinação da poro pressão também foi necessário fazer a instalação de pelo menos um indicador de nível d'água (I.N.A.), para ter como referência o nível freático. Este instrumento se assemelha aos piezômetros porém a diferença está no comprimento do bulbo de areia. O I.N.A. possui o bulbo ao longo de quase toda sua extensão, enquanto que o do piezômetro é da ordem de 1,0 m (DNER-PRO 391/98).

As leituras dos piezômetros foram realizadas pela Terratek, com início em 28 de novembro de 2015, com frequência de uma vez na semana antes de iniciar a execução do aterro, passando para leituras diárias durante a execução e a finalização do aterro. Após a finalização do aterro, as leituras diárias continuaram por mais dois meses. Passado este período, foram realizadas leituras duas vezes por semana até que houve problema de leitura (dados avariados). Na figura 3.22 está ilustrado o equipamento e o acompanhamento da leitura.





Figura 3.22 – Acompanhamento da leitura dos piezômetros

Os resultados obtidos pelas leituras dos piezômetros PZ-1A, PZ-2A, PZ-3A e PZ-4A estão apresentados em forma de gráfico nas figuras 3.23 a 3.26. Os valores de excesso de poro pressão identificados com o símbolo de ? foram os que apresentam valores negativos, e assim retirados da linha de variação por não corresponderem a situação do solo mole da região (saturado, não ocorrendo sucção no solo).

O piezômetro Casagrande não é o instrumento com melhor precisão para verificar a variação do excesso de poro pressão com o tempo. A utilização de colunas de brita faz com que o tempo de drenagem seja mais rápido, entretanto o piezômetro Casagrande possui um tempo de resposta mais longo, dessa forma ao mesmo tempo em que se está gerando o excesso de poro pressão está ocorrendo a drenagem radial. Isto demonstra que, para este caso, seria mais recomendável a utilização de um piezômetro elétrico, com menor tempo de resposta, gerando assim melhores resultados.

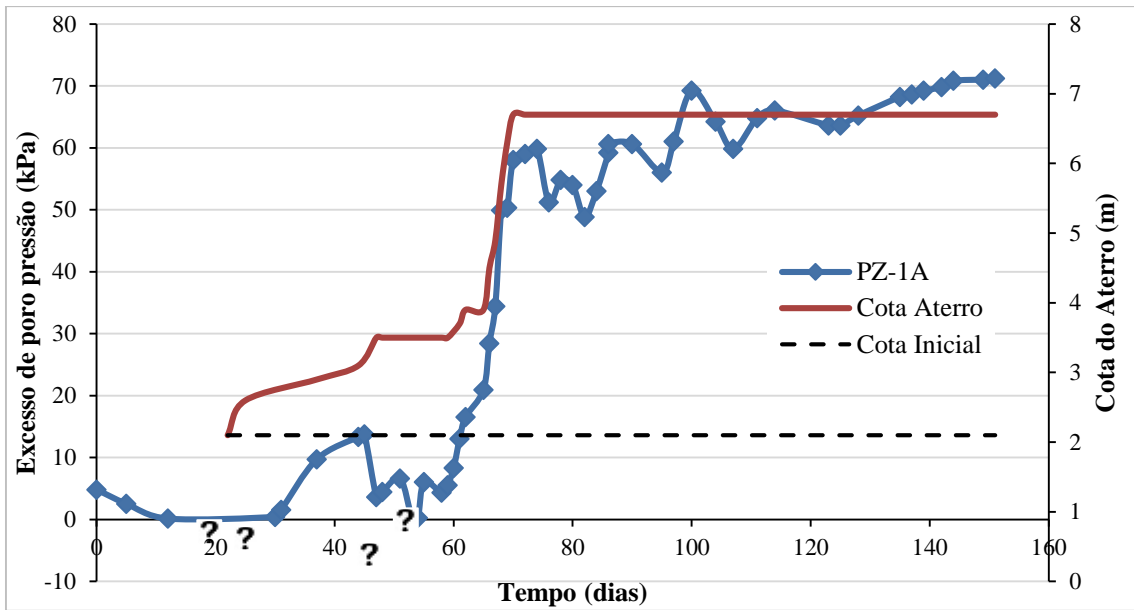


Figura 3.23 – Dados de campo do piezômetro PZ-1A

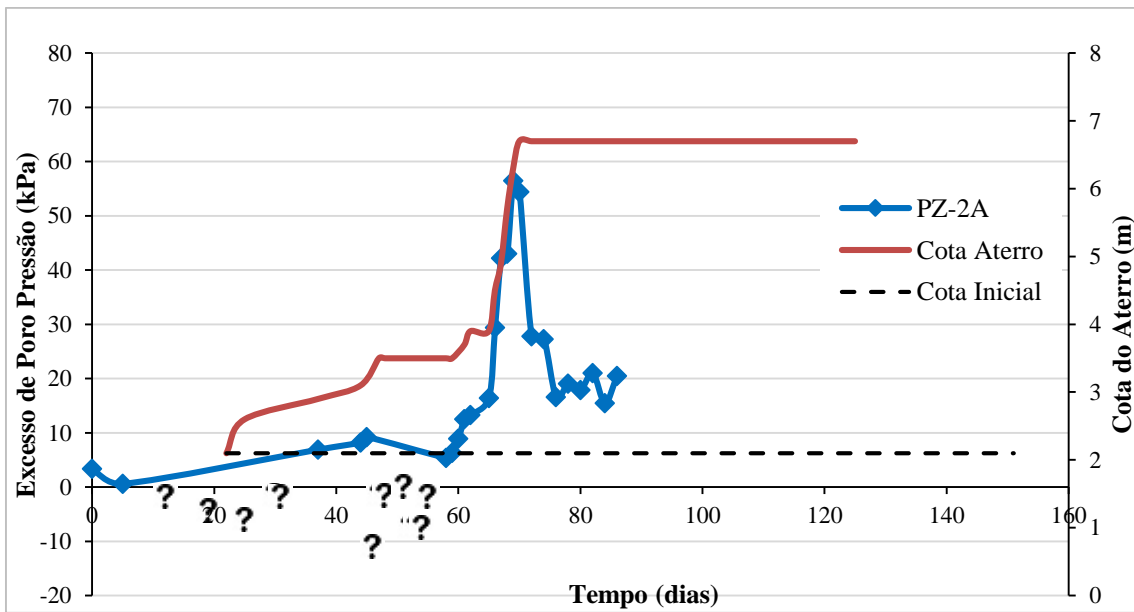


Figura 3.24 – Dados de campo do piezômetro PZ-2A

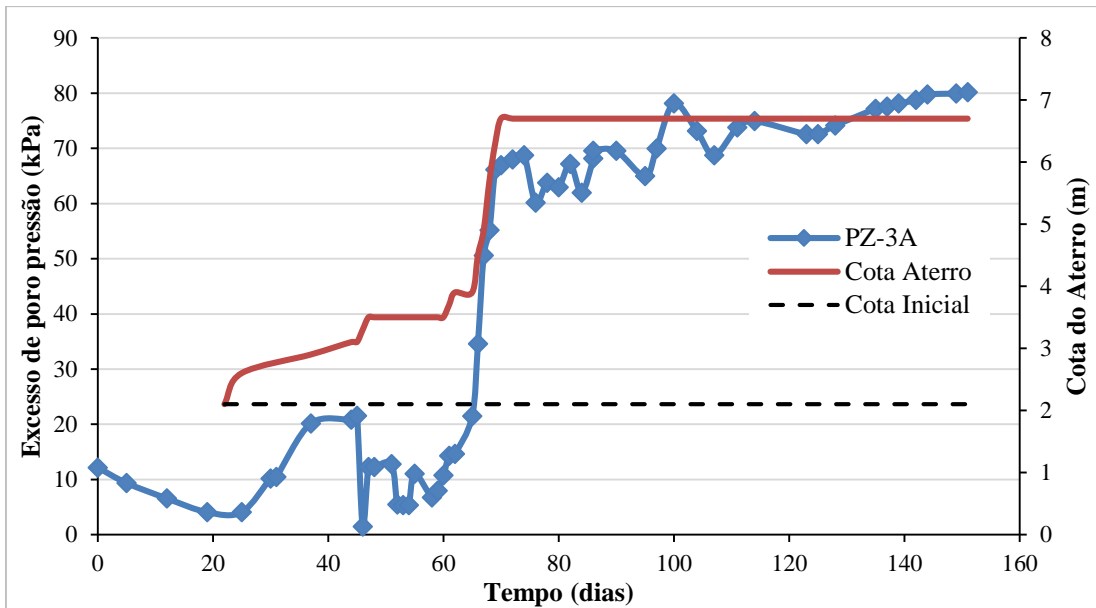


Figura 3.25 – Dados de campo do piezômetro PZ-3A

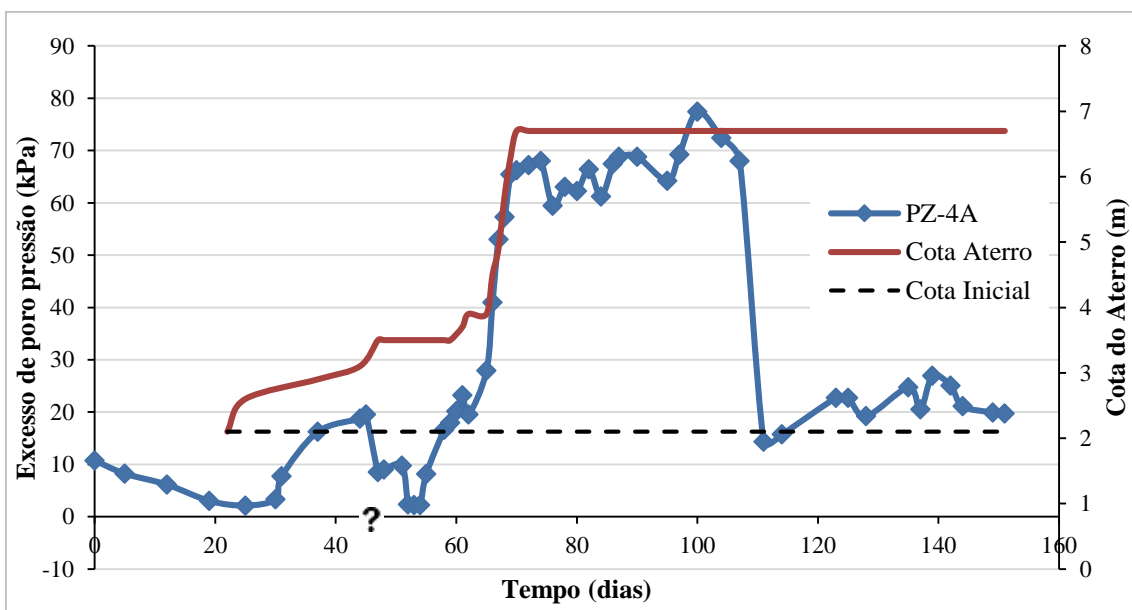


Figura 3.26 – Dados de campo do piezômetro PZ-4A

### 3.3.2 Placas de recalque

As placas de recalques superficiais medem deslocamentos verticais através do nivelamento da extremidade da haste em relação a um ponto fixo (ORTIGÃO, 1980). Elas consistem em uma placa quadrada de aço, com cerca de 50 x 50 cm, que serve de

base para uma haste de metal localizada no seu centro, que se estende verticalmente através do aterro, conforme ilustra a figura 3.27a. ALMEIDA E MARQUES (2014) enfatizam que este é o equipamento mais simples e mais fácil de instalar que compõe um projeto de instrumentação.

As hastes possuem roscas nas suas extremidades de forma a permitir seu prolongamento durante a elevação do aterro. Para diminuir o atrito solo-haste, foram acoplados tubos de PVC no entorno dessa haste, que também devem ser prolongados. Para evitar o trânsito de veículos e eventual quebra de placas, foi executado um cercado de proteção no entorno dos instrumentos, como ilustra a figura 3.27b.



Figura 3.27 – (a) Placa de recalque e (b) cercado de proteção

As leituras das placas de recalque foram realizadas por nivelamento topográfico, com base em um ponto de referência fixo próximo ao aterro. Durante a execução do aterro e após três meses de seu término, foram realizadas leituras diárias das placas. Passado este período, foram realizadas leituras a cada dois dias durante seis meses, alternando para duas leituras semanais até março de 2017. De março até maio de 2017 foram realizadas leituras semanais.

Os resultados obtidos pelas leituras das placas de recalque (PR1 a PR6) estão apresentados em forma de gráfico nas figuras 3.28 a 3.30, comparando com a sequência construtiva do aterro (cota do aterro).

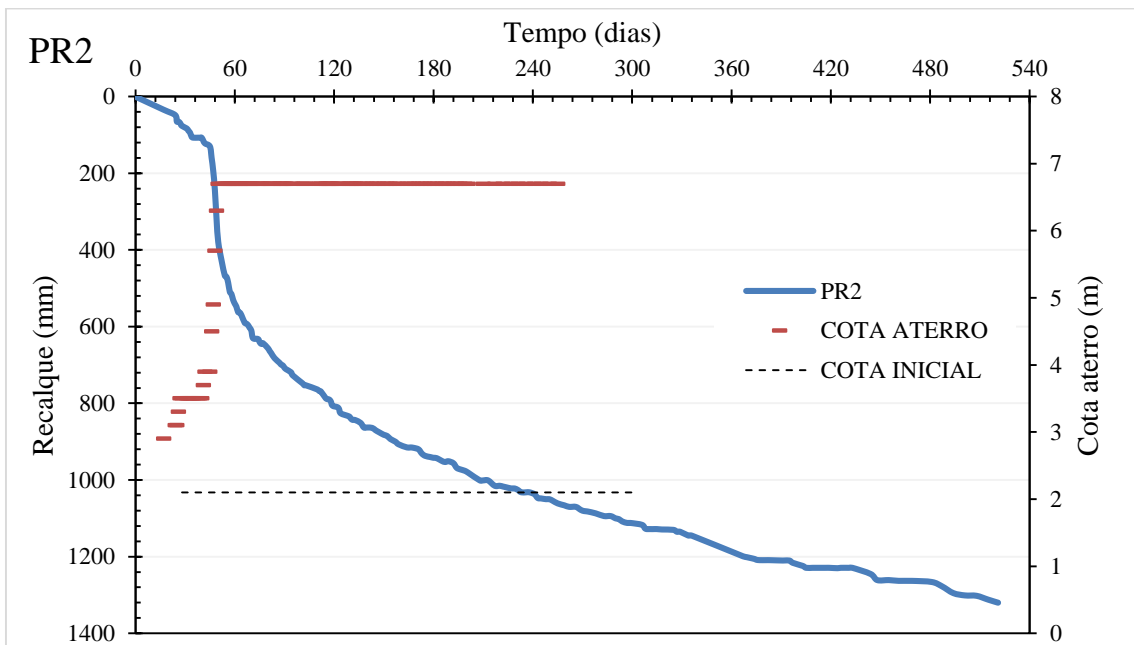
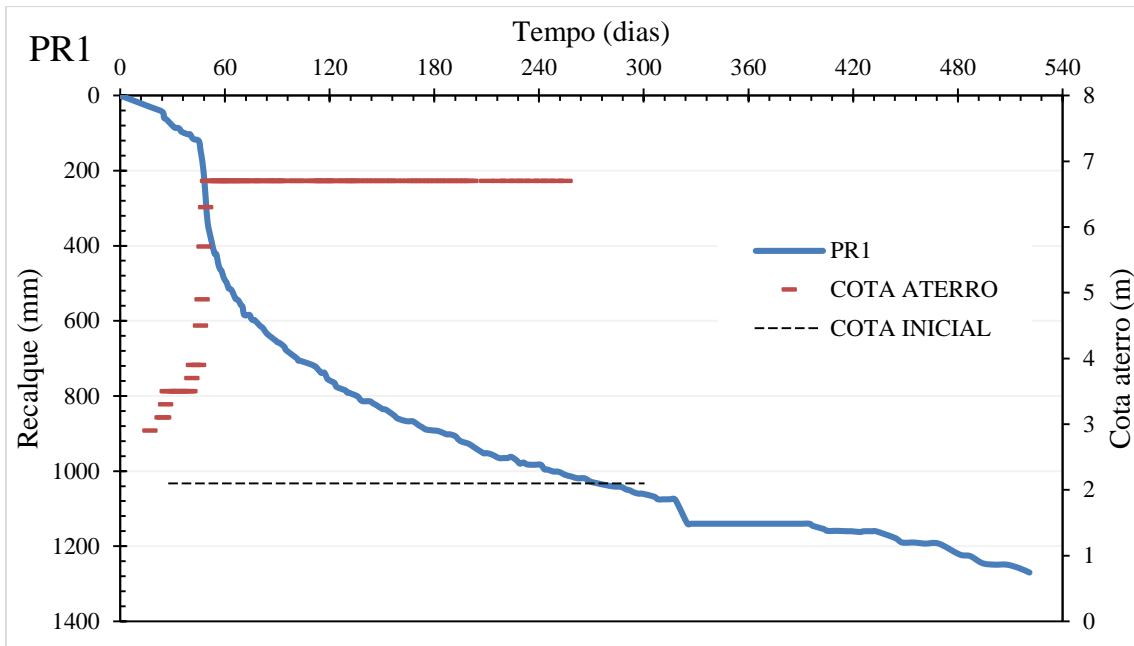


Figura 3.28 – Placas de recalque PR1 e PR2

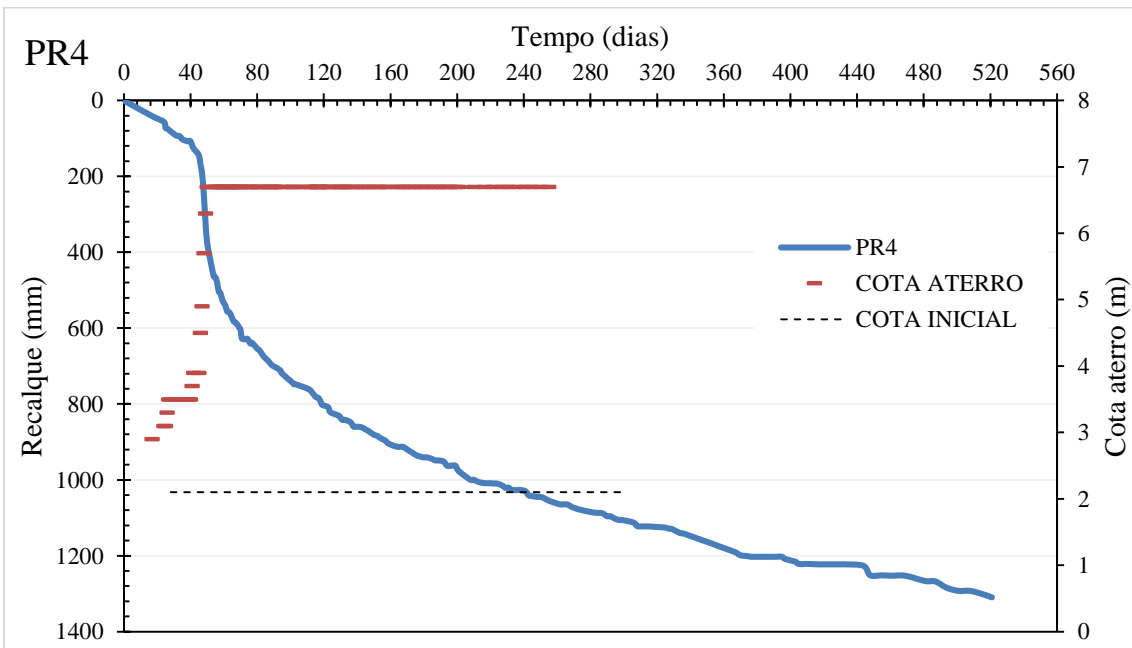
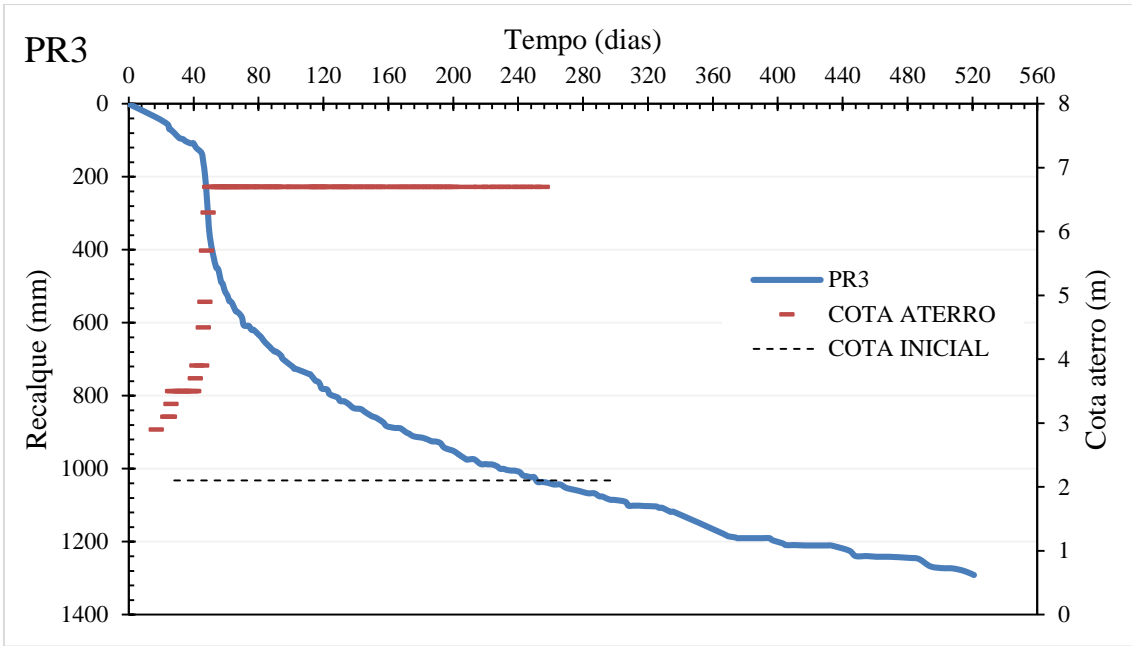


Figura 3.29 – Placas de recalque PR3 e PR4.

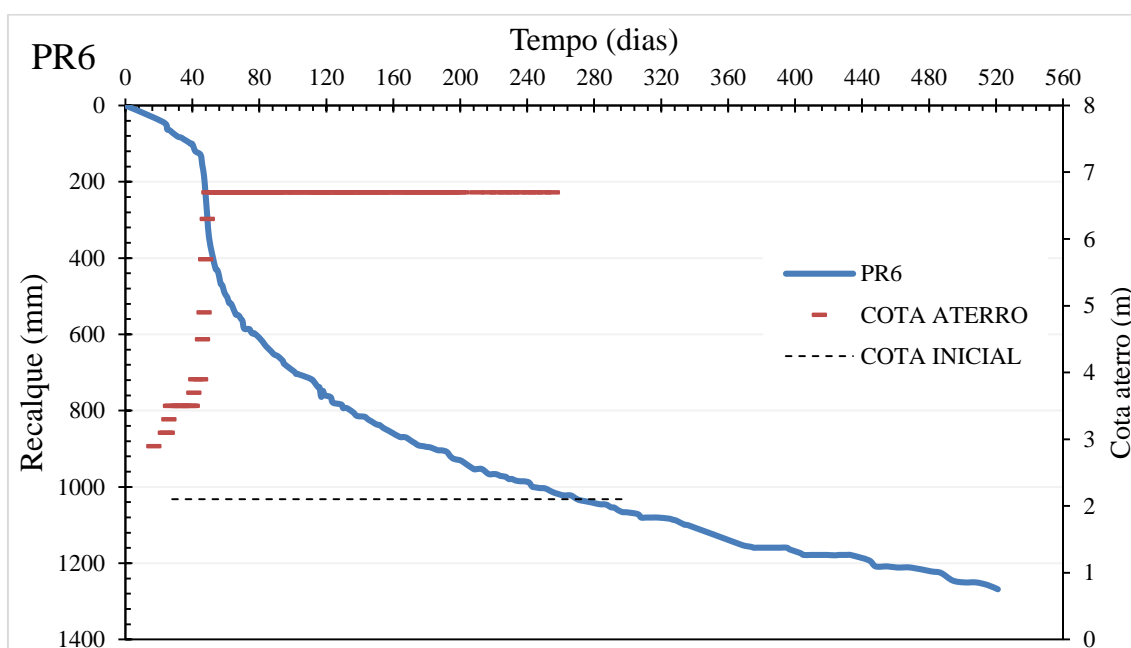
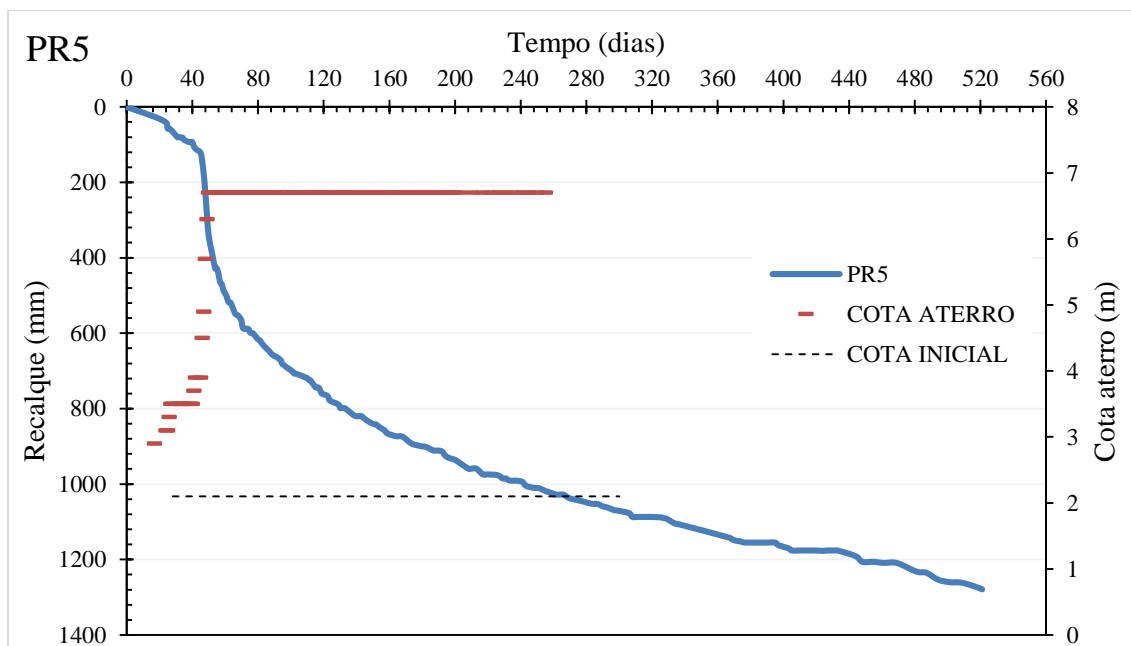


Figura 3.30 – Placas de recalque PR5 e PR6.

As placas instaladas no topo das colunas de brita (PR1, PR5 e PR6), identificadas na figura 3.21, apresentam recalques, em maio de 2017, com valores de 1,27 m, 1,28 m e 1,27 m respectivamente. No entanto as placas localizadas no centro geométrico de quatro colunas de brita (PR3 e PR4) e junto aos piezômetros, apresentam recalques de 1,29 m e 1,31 m, respectivamente. E a PR2, localizada entre duas colunas de brita apresenta

recalque de 1,32 m. A partir destes resultados, se verifica que as placas no topo das colunas apresentam menor recalque.

### 3.4 COMENTÁRIOS FINAIS

Este capítulo teve por objetivo apresentar as características e a sequência construtiva do aterro experimental da E.T.E. Alcântara, localizado em São Gonçalo – RJ. O aterro está localizado na região com maior espessura de solo mole onde foram executadas 100 colunas de brita, em uma malha quadrada de 10 x 10 colunas, com diâmetro de 0,90 m e espaçamento de 2,90 m.

São descritos os ensaios realizados para a investigação geotécnica da região: ensaios de palheta, piezocone e ensaio de adensamento oedométrico. Com base nos dados obtidos por estes ensaios, foram realizadas as análises numéricas apresentadas no capítulo 4.

Apresenta-se uma breve descrição da instrumentação adotada para o monitoramento do aterro experimental e os dados obtidos pela instrumentação. A opção de utilizar placa de recalque, com medição mecânica, que possui resposta imediata e com boa precisão, apresentou bons resultados. Para o período de monitoramento de 521 dias, a média dos recalques foi de 1,29 m, sendo que as placas localizadas no topo das colunas de brita apresentaram recalques ligeiramente inferiores aos das placas localizadas entre colunas de brita.

Com os resultados obtidos nas leituras dos piezômetros Casagrande verificou-se que no início da execução do aterro, primeiras camadas até a cota de 4,0 m, eles apresentaram resultados coerentes com a execução do aterro: durante a execução das camadas o excesso de poro pressão aumenta e nos períodos de adensamento, o excesso de poro pressão diminui. Porém após o término do aterro, por problemas na instrumentação, não foi possível determinar o tempo necessário para a dissipação do excesso de poro pressão.



## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os métodos de avaliação, descritos no capítulo 2 e apresentados neste capítulo com as informações do aterro experimental, têm como objetivo estimar o recalque final e prever o desempenho do método de melhoria adotado. A seguir, são apresentados os métodos analíticos e numérico para cálculo e análise de recalques.

### 4.1 MÉTODO DE PRIEBE

#### 4.1.1 Fator de Melhoramento

Com a utilização do método simplificado de Priebe, que considera apenas a razão de  $A/A_c$  e o ângulo de atrito do material granular, determinou-se o fator de melhoria  $n_0$ , com o uso da equação 2.3, com os valores apresentados a seguir.

$$A_c = \frac{\pi \times (0,90)^2}{4} = 0,636 \text{ m}^2$$

Considerando a malha quadrada executada no aterro experimental e o espaçamento entre os eixos das colunas de brita de 2,90 m, a área total de influência da coluna (A) resulta igual a:

$$A = \frac{\pi \times (d_e)^2}{4} = \frac{\pi \times (1,13 \times s)^2}{4} = \frac{\pi \times (1,13 \times 2,9)^2}{4} = 8,434 \text{ m}^2$$

Resultando na razão  $A_c/A$  igual a 7,54 %. Para o solo da região do aterro experimental, o fator de melhoramento  $n_0$  resultou igual a 1,386. Neste caso não foi possível determinar  $n_0$  pelo ábaco da figura 2.2, pois apresenta  $A/A_c$  superior a 10,0 (espaçamento fora do padrão, igual a 2,90 m, e  $A/A_c$  igual a 13,26). Sendo assim,  $n_0$  foi determinado pelas equações 2.4 a 2.6, resultando nos valores apresentados a seguir.

$$K_{a,c} = \tan^2(45 - \phi_c/2) = \tan^2(45 - 40/2) = 0,217$$

$$f(v_s, A_c/A) = \frac{(1 - v_s) \times (1 - A_c/A)}{1 - 2v_s + A_c/A} = \frac{(1 - 0,33) \times (1 - 0,0754)}{1 - 2 \times 0,33 + 0,0754} = 1,508$$

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \times \left[ \frac{5 - A_c/A}{4 \times K_{a,C} \times (1 - A_c/A)} - 1 \right] = 1 + 0,0754 \times \left[ \frac{5 - 0,0754}{4 \times 0,217 \times (1 - 0,0754)} - 1 \right] = 1,386$$

Com as melhorias do método em 1995, foi considerada, no cálculo do fator de melhoramento, a razão entre os módulos de rigidez confinado da coluna e do solo ( $D_{col}/D_{sol}$ ). O valor de  $D_{sol}$  foi considerado igual ao  $E_{oed}$ , que foi obtido a partir das médias dos resultados de ensaios oedométricos realizados pela COPPETEC para as cinco amostras, que estão apresentados no anexo 1. O valor de  $\sigma'_v$  foi determinado com base no somatório das seguintes tensões aplicadas no meio da camada de argila:

$$\text{Carga plataforma de trabalho} = \gamma_{plat} \times h_{plat} = 20 \times 0,85 = 17 \text{ kPa}$$

$$\text{Carga camada drenante} = \gamma \times h = 17,1 \times 0,40 = 6,84 \text{ kPa}$$

$$\text{Carga do aterro} = \gamma_{at} \times h = 20,9 \times 4,6 = 96,14 \text{ kPa}$$

$$\text{Meio da camada de argila} = \gamma_{sub} \times h/2 = 4,08 \times 5 = 20,4 \text{ kPa}$$

O somatório destas tensões é igual a 140,4 kPa, porém, dos valores apresentados nos ensaios oedométricos no anexo 1, o valor mais próximo é 100 kPa. Desta forma, por simplificação, considerando a média das cinco amostras do valor de  $E_{oed}$  para a tensão de 100 kPa, o valor de  $E_{oed}$  (admitido igual a  $D_{sol}$ ) obtido é igual a 1054 kPa.

O valor de  $D_{col}$ , como apresentado no item 2.2 (capítulo 2), é da mesma ordem de grandeza do módulo de elasticidade da coluna granular ( $E_{col}$ ). Nas análises realizadas por LIMA (2012) foram utilizados valores para  $E_{col}$  variando de 10 a 120 MPa, que, segundo o autor, os valores “[...] são bem representativos dos apresentados na literatura.”. Com estas análises, LIMA (2012) concluiu que não há influência significativa no recalque calculado devido a plastificação das colunas. O valor de  $D_{col}$  considerado nas análises do aterro experimental foi adotado igual a 80 MPa, sendo assim  $D_{col}/D_{sol}$  é igual a 76. Plotando estes valores no ábaco de Priebe (figura 2.6), se obtém o acréscimo de razão de áreas igual a 0,1.

Com o novo valor de  $A/A_c$  de 13,36, utilizando as equações 2.3 e 2.5 anteriormente descritas para a determinação de  $n_0$ , o novo fator de melhoramento  $n_1$  é igual a 1,383 (para  $f(v, A_c/A)$  igual a 1,511), ou seja, o acréscimo de área não é relevante para o fator de melhoramento.

Em relação ao fator de profundidade ( $f_d$ ), que considera o peso da coluna e do solo envolvente, o valor de  $n_2$  pode ser determinado como apresentado no item 2.2 (capítulo 2) ou, outra forma de determiná-lo, é com a utilização da sequência de cálculo apresentada por PRIEBE (1995) e descrita a seguir. Para o aterro experimental, foi utilizada a sequência de cálculo apresentada nas equações de 4.1 a 4.6, pois a relação  $A/A_c$  é superior a 10 (devido ao espaçamento entre eixos das colunas igual a 2,90 m fora do padrão). O ábaco de Priebe, apresentado na figura 2.8, apresenta limite de  $A/A_c$  igual a 10, e o valor obtido para o aterro experimental foi de  $A/A_c$  igual a 13,36.

$$W_c = \sum (\gamma_{c,sub} \times \Delta d) = \gamma_{c,sub} \times h_{arg} \quad (4.1)$$

$$W_s = \sum (\gamma_{s,sub} \times \Delta d) = \gamma_{s,sub} \times h_{arg} \quad (4.2)$$

$$K_{0,C} = 1 - \text{sen}\phi_c \quad (4.3)$$

onde:

$W_c$  = peso da coluna;

$\gamma_{c,sub}$  = peso específico submerso da coluna;

$\Delta d$  = espessura da camada de solo circundante;

$h_{arg}$  = espessura da camada de solo;

$W_s$  = peso do solo;

$\gamma_{s,sub}$  = peso específico submerso do solo;

$K_{0,C}$  = coeficiente de empuxo no repouso da coluna;

$\phi_c$  = ângulo de atrito da coluna.

Para o presente caso, os valores de  $W_c$ ,  $W_s$  e  $K_{0,C}$  são:

$$W_c = \gamma_c \times h_{arg} = 10 \times 10 = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$W_s = \gamma_s \times h_{arg} = 4 \times 10 = 40 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{0,C} = 1 - \text{sen}\phi_c = 1 - \text{sen}(40^\circ) = 0,357$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{\frac{1}{2} + f(\nu_s, \overline{A_c/A})}{K_{ac} \times f(\nu_s, \overline{A_c/A})} \quad (4.4)$$

$$p_c = \frac{p}{\frac{A_c}{A} + \frac{1 - A_c/A}{p_c/p_s}} \quad (4.5)$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,C} - W_s/W_c}{K_{0,C}} \times \frac{W_c}{p_c}} \quad (4.6)$$

onde:

$p_s$  = carga externa no solo;

$p_c$  = carga externa na coluna;

$p$  = tensão vertical aplicada na superfície;

$f_d$  = fator de profundidade;

$K_{0,C}$  = coeficiente de empuxo no repouso da coluna.

O diagrama apresentado na figura 2.8, no capítulo 2 para determinação do fator de profundidade, considera o peso específico do solo igual ao peso específico da coluna (não à favor da segurança). PRIEBE (1995) indica que deve ser considerado sempre o menor valor de  $\gamma_{s,sub}$  de cada camada de solo e simplifica a equação 4.6 para a equação 4.7. Os valores obtidos estão apresentados a seguir.

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,C} - 1}{K_{0,C}} \times \frac{W_s}{p_c}} \quad (4.7)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{\frac{1}{2} + f(v_s, \overline{A_c/A})}{K_{ac} \times f(v_s, \overline{A_c/A})} = \frac{\frac{1}{2} + 1,511}{0,217 \times 1,511} = 6,12$$

$$p_c = \frac{p}{\frac{A_c}{A} + \frac{1 - A_c/A}{p_c/p_s}} = \frac{100}{0,0748 + \frac{1 - 0,0748}{6,12}} = 442,46 kPa$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,C} - 1}{K_{0C}} \times \frac{W_s}{p_c}} = \frac{1}{1 + \frac{0,357 - 1}{0,357} \times \frac{40}{442,46}} = 1,194$$

A multiplicação de  $f_d$  por  $n_1$  resulta no parâmetro de redução de recalques ( $n_2$ ) igual a 1,651. Segundo MC CABE (2009) os resultados que apresentam melhor concordância

com medidas e retroanálise, com base em 20 projetos instrumentados, são os que consideram os valores de  $n_0$ . No entanto, para apresentar de forma completa o método de Priebe, foram calculados  $n_0$ ,  $n_1$  e  $n_2$ .

- $n_0 = 1,386$
- $n_1 = 1,383$
- $n_2 = 1,651$

Da mesma forma que no capítulo 2, os valores de  $n_0$  e  $n_1$  são praticamente iguais, evidenciando que a consideração da compressibilidade do material não altera o valor do coeficiente de melhoramento do solo. Semelhante ao problema do capítulo 2, o valor de  $n_2$  é maior que  $n_0$  e  $n_1$ . É importante salientar que o valor de  $n_2$ , para o aterro experimental, foi determinado com o uso de equações enquanto que no capítulo 2 foi a partir dos gráficos. No capítulo 2 a geometria do problema (diâmetro das colunas e espaçamento) foi determinada a partir do fator de melhoramento ( $n_0$ ) preestabelecido, enquanto que, para o aterro experimental, o fator de melhoramento foi calculado.

#### 4.1.2 Cálculo do recalque sem colunas

A determinação do valor do recalque do solo mole sem colunas ( $\Delta h$ ), foi realizada com a utilização da equação 2.2, apresentada no item 2.2 (capítulo 2). Foram utilizados os parâmetros apresentados nas tabelas 3.5 e 3.6 para as amostras e então obteve-se o recalque ( $\Delta h$ ) desconsiderando a submersão.

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

A partir deste valor, calcula-se o novo  $\Delta h$  considerando a submersão com o número de iterações suficientes que satisfaçam a equação a seguir e que resultou no recalque de 2,21 m.

$$\Delta h = \frac{h_{arg}}{1 + e_0} \times \left[ C_s \times \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \times \log \left( \frac{\sigma'_{vf} + (\gamma_{at} - \gamma_w) \times \Delta h}{\sigma'_{vm}} \right) \right]$$

$$\Delta h = 2,21 \text{ m}$$

Outra forma de determinar o recalque do solo mole sem tratamento ( $\Delta h$ ) é com o uso da equação 2.1, apresentada a seguir. Utilizando os parâmetros apresentados na tabela 3.5, o recalque resulta em 1,75 m, para os valores de cada camada apresentados na tabela 4.1. Este método de determinação do recalque do solo sem tratamento é muito dependente do valor médio de  $E_{oed}$  de cada camada.

$$\Delta h = h_{arg} \times m_v \times \Delta \sigma = h_{arg} \times \frac{1}{E_{oed}} \times \Delta \sigma$$

Tabela 4.1 – Recalque sem tratamento de cada camada

CAMADA	$E_{oed}$ (kPa)	h (m)	RECALQUE (m)
C1	1796	1,5	0,09
C2	703	1,0	0,16
C3	544	1,0	0,20
C4	492	1,5	0,33
C5	568	2,0	0,39
C6	568	3,0	0,58
	<b>TOTAL</b>	<b>10</b>	<b>1,75</b>

A previsão do recalque do solo com melhoramento é calculada a partir da razão do recalque sem melhoria pelo fator de melhoramento, determinado no item 4.1.1, como mostra a equação a seguir. Os cálculos foram realizados considerando o valor de 2,21 m para o recalque do solo sem tratamento por ser o maior valor, mais conservativo.

$$n_0 = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \therefore \Delta h_s = \frac{\Delta h}{n_0} = \frac{2,21}{1,386} = 1,59m$$

Quando calculado o recalque do solo com melhoramento, utilizando o fator de melhoramento  $n_2$ , que considera o peso da coluna e do solo envolvente, o resultado obtido é mais próximo ao verificado em campo, resultando em 1,34 m.

$$n_2 = \frac{\Delta h}{\Delta h_s} \therefore \Delta h_s = \frac{\Delta h}{n_2} = \frac{2,21}{1,651} = 1,34m$$

## 4.2 MÉTODO DE RAITHEL E KEMPFERT

Para a verificação do recalque no solo com tratamento seguindo o método de Raithel e Kempfert, descrito no capítulo 2, para os dados do aterro experimental foram utilizados os seguintes valores:

- $a_s$  – razão de substituição = 0,075;
- $h_{arg}$  – profundidade solo mole = 10 m;
- $r_c$  – raio da coluna = 0,45 m;
- $r_{geo}$  – raio da coluna com geossintético = 0,45 m;
- $J$  – módulo de rigidez do geossintético = 0,0 kN/m;
- $E_{oed,s,ref}$  – módulo oedométrico de referência do solo = 750 kN/m<sup>2</sup>;
- $c_s$  – coesão do solo = 3 kPa;
- $\phi_s$  – ângulo de atrito do solo = 28°;
- $\phi_c$  – ângulo de atrito da coluna = 40°;
- $\gamma_{s,sub}$  - peso específico submerso do solo = 4,08 kN/m<sup>3</sup>;
- $\gamma_{c,sub}$  – peso específico submerso da coluna = 10 kN/m<sup>3</sup>;
- $p_{ref}$  – tensão média de referência = 100 kN/m<sup>2</sup>;
- $m$  – coeficiente de dependência de rigidez = 0,4;
- $\nu_c$  – coeficiente de Poisson da coluna = 0,3;
- N.A.** - nível d'água = 0,0 m.

Os valores adotados para o ângulo de atrito ( $\phi_s$ ) e coesão do solo ( $c_s$ ) foram baseados em dados da literatura. LACERDA E ALMEIDA (1995) apresentam valores de  $\phi_s$  variando entre 24° e 30° para a região do Sarapuí (RJ). Nos resultados de caracterização geotécnica de um depósito de argila mole no Rio de Janeiro apresentados por LIMA (2012), os valores para  $\phi_s$  e  $c_s$  obtidos foram de 30° e 0 kPa, respectivamente. Em uma área experimental localizada no Rio de Janeiro, HOSSEINPOUR (2015) obteve valores de  $\phi_s$ , a partir de ensaios triaxiais CIU (*Consolidated Isotropic Undrained*), variando de 22,8° a 28,6° e  $c_s$  variando de 0 kPa a 5 kPa. Para o solo da E.T.E. Alcântara foi adotado  $\phi_s$  igual a 28° e  $c_s$  igual a 3 kPa.

LIMA (2012) apresenta valores de ângulo de atrito para colunas de brita ( $\phi_c$ ) propostos por diversos autores, onde  $\phi_c$  varia de 35° a 53°. Neste trabalho foi adotado  $\phi_c$  igual a 40°, que de acordo com HERLE et al. (2009, apud LIMA, 2012) é um valor muito conservativo.

BRINKGREVE (2010) recomenda adotar o valor de  $m$  igual a 1,0 para argilas moles, justificando a dependência de tensão logarítmica. JANBU (1963, apud BRINKGREVE, 2010) relata valores de  $m$  em torno de 0,5 para areia e silte noruegueses, enquanto VON SOOS (1980, apud BRINKGREVE, 2010) relata valores de  $m$  na faixa de 0,5 a 1,0. Os dados dos ensaios não permitem uma conclusão sobre valores do parâmetro  $m$  mais adequados. Assim sendo será avaliada a influência dos valores de  $m$  recomendados na literatura.

Os cálculos iterativos foram realizados com auxílio de uma planilha no Excel desenvolvida por Mário Riccio (arquivo pessoal). Os valores de recalques do conjunto solo-coluna calculados com as iterações para os parâmetros antes apresentados são:

- $m = 0,4 \quad \therefore \text{recalque} = 1,36 \text{ m}$
- $m = 0,5 \quad \therefore \text{recalque} = 1,46 \text{ m}$
- $m = 1,0 \quad \therefore \text{recalque} = 2,04 \text{ m}$

Segundo FÉLIX (2016), o método de RAITHEL E KEMPFERT (2000) não é utilizado na prática para o dimensionamento de colunas de brita, sendo o mais usual o método de PRIEBE (1995).

### 4.3 ANÁLISES NUMÉRICAS

Para a realização das análises numéricas axi-simétricas foram adotados os modelos constitutivos (não drenados) de *Soft Soil Model*, *Soft Soil Creep* ou *Hardening Soil Model* para o solo mole e Mohr-Coulomb (drenado) para as colunas granulares, material de aterro, plataforma de trabalho e areia compacta. O modelo *Soft Soil Creep* pode ser considerado como uma extensão do modelo *Soft Soil* (utilizado no capítulo 2) com a diferença de conseguir representar a fluência do solo. O modelo *Hardening Soil Model* é um modelo elasto-plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, admite uma lei de tensão – deformação hiperbólica, considera o histórico de tensão do solo e apresenta variação de rigidez do solo dependente do nível de tensão (BRINKGREVE, 2010).

Nestas análises o adensamento do solo mole foi considerado em todas as etapas de construção incluindo, as etapas de carregamento, com atualização das coordenadas da



malha de elementos finitos. Da mesma forma que no capítulo 2, as análises numéricas foram realizadas com refinamento médio de malha e a opção de 15 nós.

Na figura 4.1 está ilustrada a geometria da seção do aterro e das colunas de brita no centro da área experimental considerada para a análise. Nas tabelas 4.2 e 4.3 estão apresentados os parâmetros utilizados para a realização das análises numéricas no modelo *Soft Soil* e *Hardening Soil*, para cada profundidade (amostra). Os parâmetros adotados para o aterro, aterro de conquista, areia compacta e para a coluna de brita, estão apresentados na tabela 4.4. Não foi considerado o amolgamento (*smear*) do solo nas análises numéricas.

## GEOMETRIA

$s$  = espaçamento entre o centro das colunas = 2,90 m;

$d_e$  = diâmetro equivalente da coluna de brita =  $1,13 \times s = 1,13 \times 2,90 = 3,28$  m;

$d_c$  = diâmetro da coluna de brita = 0,90 m;

$A_c$  = área da coluna = 0,64 m<sup>2</sup>;

$A$  = área total da célula =  $(\pi \times d_e^2)/4 = 8,43$  m<sup>2</sup>;

$a_s$  = razão de áreas =  $0,64/8,43 = 0,075$ ;

$h_{cdren}$  = espessura do colchão drenante = 0,40 m;

$h_{plat}$  = espessura do aterro de conquista no centro da área experimental = 0,85 m;

$h_{arg}$  = espessura do solo mole no centro da área experimental = 10 m;

$h_{at}$  = espessura da camada de aterro = 4,95 m;

$L_c$  = comprimento da coluna de brita = 11,85 m.

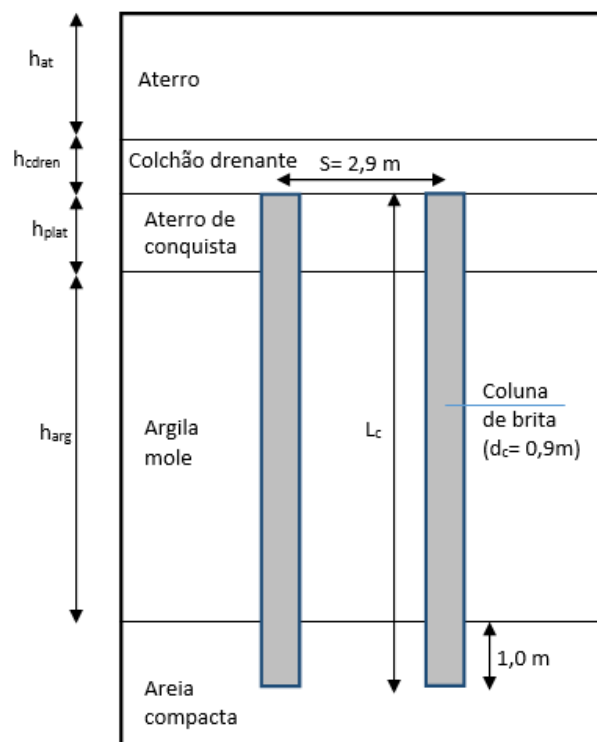


Figura 4.1 – Seção do aterro e das colunas de brita no centro da área experimental

Tabela 4.2 – Propriedades do solo mole utilizadas na análise numérica no modelo *Soft Soil Model* (SSM)

Propriedades	PROFUNDIDADES (m)				
	0,0 - 1,5	1,5 - 2,5	2,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0
Peso específico submerso $\gamma_{s,sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,48	3,39	4,41	3,60	3,54
Índice de compressão $C_c$	0,32	1,36	0,86	1,69	1,65
Índice de expansão ou de recompressão $C_s$	0,14	0,25	0,16	0,24	0,25
Coefficiente de compressão secundária $C_\alpha$	0,008	0,037	0,035	0,045	0,057
Índice de vazios inicial $e_0$	1,61	3,12	2,19	3,20	3,20
Ângulo de atrito efetivo $\phi'$ (°)	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
Coesão efetiva $c'$ (kPa)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Coefficiente de permeabilidade vertical $k_v$ (m/dia)	$7,6 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-6}$	$5,9 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal $k_h$ (m/dia)	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-5}$	$3,4 \times 10^{-5}$
Razão de sobreadensamento OCR	6,39	1,61	1,23	1,18	1,44
Coefficiente de empuxo sobreadensado $K_{oc}$	1,27	0,66	0,58	0,57	0,63

Tabela 4.3 – Propriedades do solo mole utilizadas na análise numérica no modelo *Hardening Soil Model* (HSM)

Propriedades	PROFUNDIDADES (m)				
	0,0 - 1,5	1,5 - 2,5	2,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0
Peso específico submerso $\gamma_{s,sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,48	3,39	4,41	3,60	3,54
Ângulo de atrito efetivo $\phi'$ (°)	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
Coesão efetiva $c'$ (kPa)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Coefficiente de permeabilidade vertical $k_v$ (m/dia)	$7,6 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-6}$	$5,9 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal $k_h$ (m/dia)	$1,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-5}$	$3,4 \times 10^{-5}$
Razão de sobreadensamento OCR	6,39	1,61	1,23	1,18	1,44
Coefficiente de empuxo sobreadensado $K_{oc}$	1,27	0,66	0,58	0,57	0,63
Módulo de deformabilidade secante de referência $E_{ref,50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2382,1	869,0	1067,7	715,3	731,4
Módulo oedométrico de referência $E_{ref,oad}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1905,7	695,2	854,1	572,3	585,1
Módulo de deformabilidade no descarregamento e recarregamento $E_{ref,ur}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4764,0	4153,0	4962,0	4447,0	4217,0

Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais utilizados na análise numérica

Propriedades	Aterro	Aterro de conquista	Areia compacta	Coluna de brita	Camada drenante
	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Peso específico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	conforme tabela 4.4	20,0	20,0	20,0	17,1
Ângulo de atrito efetivo $\phi'$ (°)	30,0	30,0	35,0	40,0	35,0
Coesão efetiva $c'$ (kPa)	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1
Módulo de Elasticidade $E$ (MPa)	25,0	30,0	45,0	80,0	45,0
Coefficiente de Poisson $\nu$	0,33	0,30	0,25	0,30	0,28
Coefficiente de permeabilidade $k_h = k_v$ (m/dia)	1,0	0,86	1,73	86,4	32,4

Conforme PINTO (2006), a permeabilidade das areias varia de  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$  m/s, foi considerada uma permeabilidade média de  $2 \times 10^{-5}$  m/s (1,728 m/dia). Para as colunas de brita, o autor cita que a permeabilidade de pedregulhos é maior que  $10^{-3}$  m/s, e para esta análise foi considerado o valor de  $10^{-3}$  m/s (86,4 m/dia). A coesão efetiva do material de

aterro de conquista, areia compacta, coluna de brita e da camada drenante foi considerada igual a 0,1 kPa pois o *software* Plaxis não permite a entrada de valores iguais a zero.

O histórico de carregamento está apresentado na tabela 4.5, sendo que cada estágio de carregamento corresponde a 1 dia, totalizando 49 dias entre carregamento e tempo de adensamento.

Tabela 4.5 – Histórico de carregamento

<b>Estágios de carregamento</b>	<b>Período de adensamento (dias)</b>	<b>Espessura de construção (cm)</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
1	1	25	19,25
2	4	25	20,90
3	7	30	21,60
4	5	20	23,00
5	1	20	20,65
6	13	20	20,48
7	0	20	21,25
8/9	3	40	21,30
10/11/12	0	60	20,30
13/14/15	0	60	21,10
16/17/18	1	60	20,84
19/20/21	1	60	22,12
22		20	21,93

O modelo utilizado para a análise numérica está ilustrado na figura 4.2. O modelo consiste em seis camadas de solo mole, totalizando 10 m e abaixo do solo mole, uma camada de 5,15 m de areia compacta. A sexta camada de solo mole foi considerada, por simplificação, igual a quinta camada (mesmos parâmetros), com a diferença de considerar valor de OCR igual a 1,0. A plataforma de trabalho, acima do solo mole, tem 0,85 m e a coluna de brita possui 11,85 m, sendo que 1,0 m é o embutimento da coluna na camada de areia compacta.

Sobre a plataforma de trabalho (ou aterro de conquista) está identificado o colchão drenante, com 0,40 m, e o aterro. A geometria do aterro na análise numérica foi considerada da forma como aconteceu o histórico de carregamento: são 22 camadas de aterro com 0,2 m (com exceção das três primeiras camadas, ver tabela 4.5) totalizando

4,6 m. No entanto, durante a execução do aterro, os recalques foram sendo compensados para cada camada executada.

A compensação dos recalques (sobrecarga) foi determinada a partir dos dados de campo obtidos pelas placas de recalque para o período de 49 dias, fase de execução do aterro. A média dos recalques neste período foi de 0,35 m, dessa forma, foi adicionado no modelo numérico uma camada de 0,35 m que representa a sobrecarga acrescentada no aterro durante este período. Sendo assim, o aterro totaliza a altura de 4,95 m.

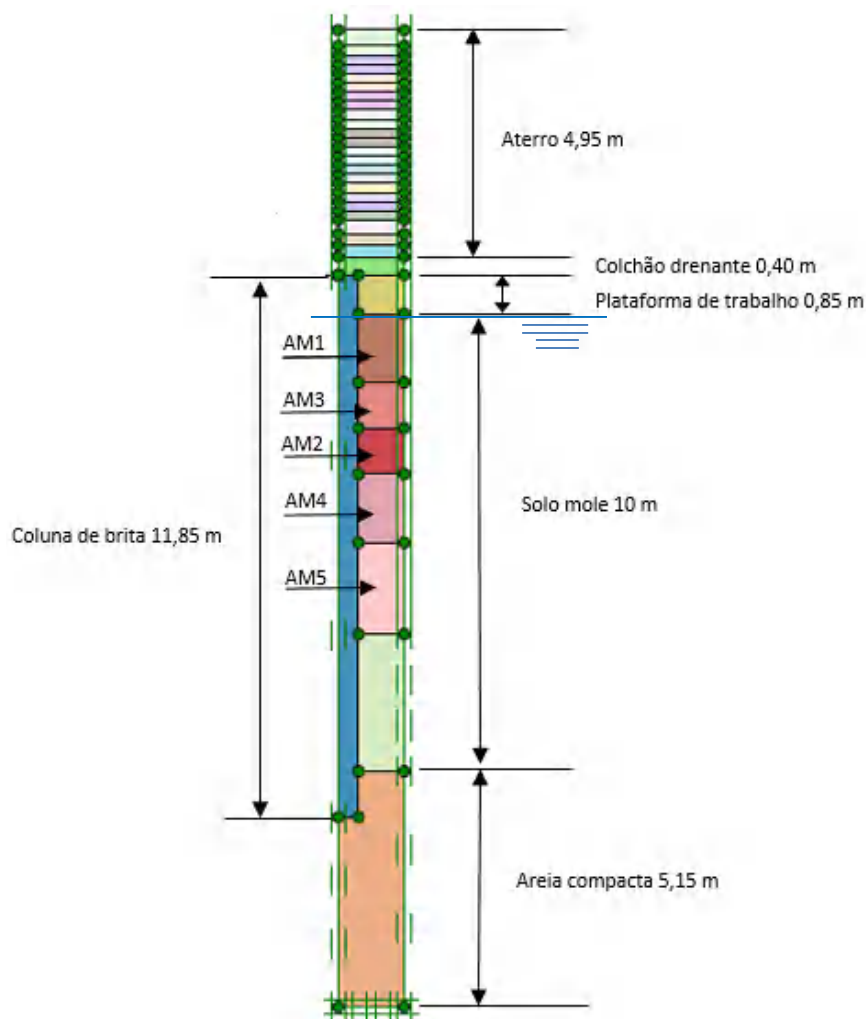


Figura 4.2 – Modelo numérico axi-simétrico utilizado na análise numérica

Foram realizadas análises numéricas variando o parâmetro  $K^*$  (coeficiente de empuxo do solo) para verificar o efeito da instalação das colunas de brita. Nas análises numéricas foi utilizado o modelo *Soft Soil* para o solo mole e o modelo de Mohr-Coulomb para os demais materiais, com os parâmetros apresentados nas tabelas 4.2 e 4.4, respectivamente.

A comparação dos resultados obtidos para recalque variando com o tempo, para os valores de  $K^*$  igual a 1 (critério do Método de Priebe), 1,2, 1,5 e  $K_0$  está apresentada na figura 4.3 junto aos dados de campo. Verifica-se que o valor de  $K_0$  foi o que apresentou melhor concordância com os resultados de campo.

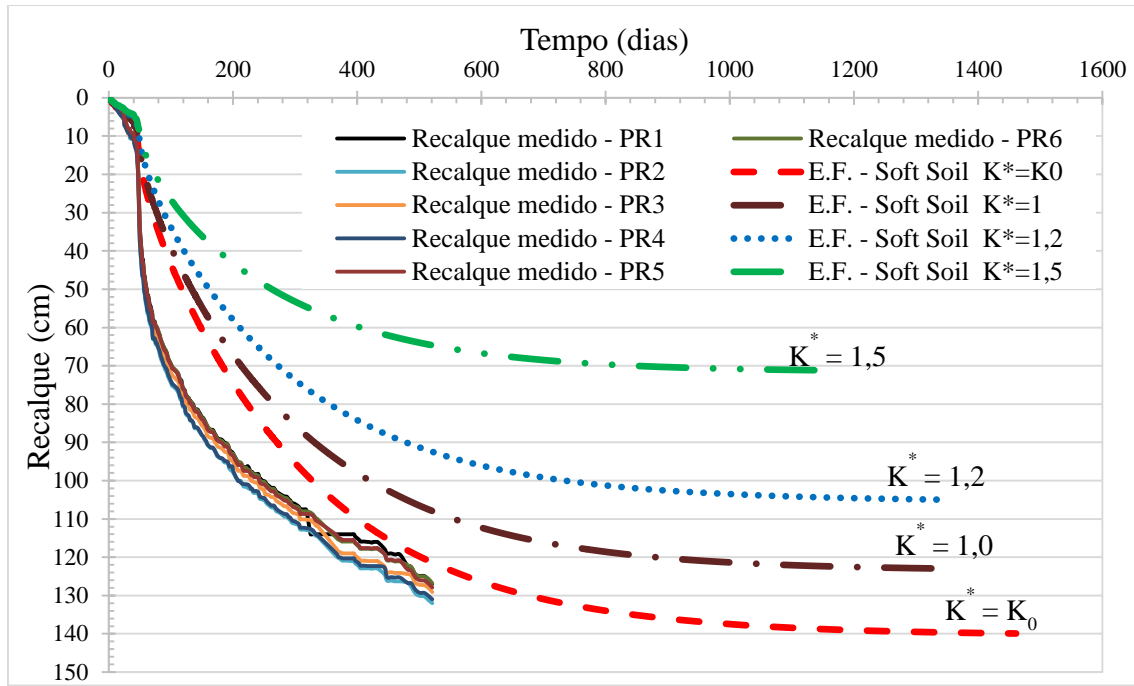


Figura 4.3 – Comparação valores de  $K^*$  para resultados de recalque

ELSHAZLY et al.(2008) apresentam resultados do coeficiente de empuxo do solo após a execução da coluna ( $K^*$ ) variando com o espaçamento das colunas (de diâmetro médio igual a 1,0 m), como ilustra a figura 4.4. Os autores verificaram que os menores valores de  $K^*$  são mais adequados para maiores espaçamentos entre colunas, e os maiores valores de  $K^*$  para os menores espaçamentos. Mais informações sobre os efeitos da instalação da coluna de brita no valor de  $K^*$ , propostos na literatura, estão apresentadas em ROZA (2012) e LIMA (2012).

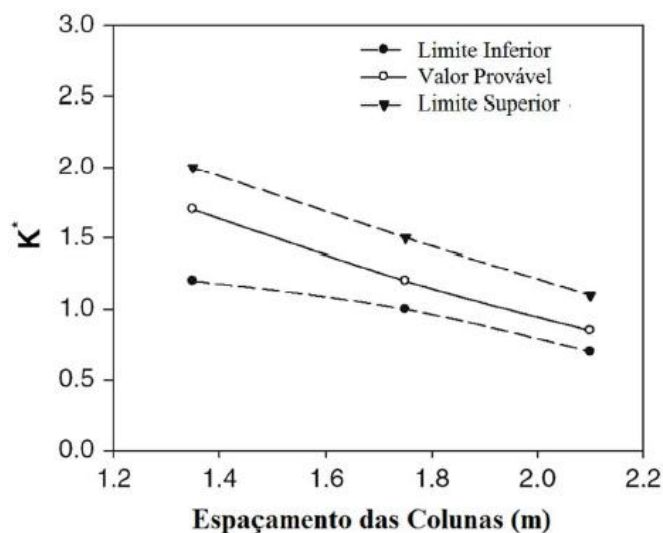


Figura 4.4 – Variação de  $K^*$  com o espaçamento de colunas (ELSHAZLY et al., 2008)

O aterro experimental possui espaçamento fora do padrão, igual a 2,90 m, não abrangido pelo gráfico da figura 4.4, e razão de substituição ( $A_c/A$ ) igual a 7,5%. Como verificado, para a geometria do aterro experimental, o valor de  $K^*$  que melhor caracteriza os resultados de campo é igual a  $K_0$  (coeficiente de empuxo do solo no repouso), como ilustrado na figura 4.3.

ROZA (2012) e LIMA (2012) apresentam resultados de análises numéricas comparadas com dados de campo para colunas de brita não encamisadas, com  $A_c/A$  igual a 23% (diâmetro igual a 1,0 m e espaçamento entre colunas igual 1,85 m), em que o valor de  $K^*$  que melhor representou os resultados de campo foi  $K^*$  igual a 1,25. No entanto, HOSSEINPOUR (2015) e CAMPOS (2015) obtiveram bons resultados utilizando  $K^*$  igual a  $K_0$  para colunas encamisadas, com  $A_c/A$  igual a 12,5% (diâmetro igual a 0,80 m e espaçamento igual a 2,0 m). Na tabela 4.6 está apresentado um resumo dos valores de  $K^*$  utilizados com os espaçamentos e diâmetros das colunas. Observa-se que, de acordo com ELSHAZLY et al.(2008), o valor de  $K^*$  aumenta com a diminuição do espaçamento entre eixos das colunas.

Tabela 4.6 – Resultados de  $K^*$  variando com espaçamento, diâmetro e  $A_c/A$

	Espaçamento (m)	Diâmetro (m)	$A_c/A$	$K^*$
ATERRO EXPERIMENTAL (cap. 4)	2,90	0,90	7,5%	$K_0$
HOSSEINPOUR (2015) e CAMPOS (2015)	2,00	0,80	12,5%	$K_0$
REV. BIBLIOGRÁFICA (cap. 2)	2,00	1,0	19,6%	1,20-1,50
ROZA (2012) e LIMA (2012)	1,85	1,0	22,9%	1,25

Os resultados para deslocamento vertical (recalque) variando com tempo estão apresentados em forma de gráfico na figura 4.5, para os modelos *Soft Soil*, *Soft Soil Creep* e *Hardening Soil*, considerando  $K^*$  igual a  $K_0$ .

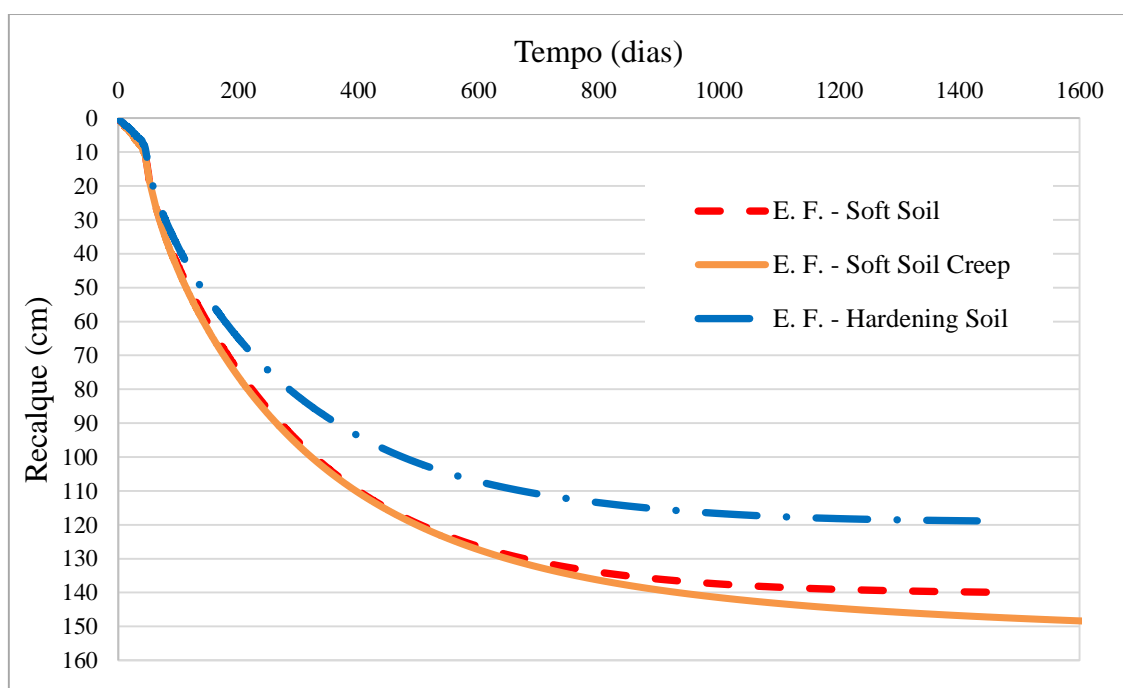


Figura 4.5 – Curvas recalque vs tempo - comparação de três modelos constitutivos

Os modelos de *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* apresentaram comportamento inicial muito semelhante, sendo que a diferença de comportamento ocorre em aproximadamente 700 dias. O período de monitoramento até o término deste trabalho foi de 521 dias, portanto, serão comparados os dados de campo com o modelo *Soft Soil*, ilustrados na figura 4.6, porém a longo prazo o modelo *Soft Soil Creep* pode apresentar melhores resultados. O



modelo *Hardening Soil*, mais apropriado para solos arenosos, subestimou os recalques e então não foi utilizado para comparação com os dados de campo.

A análise numérica utilizando o modelo *Hardening Soil* para o solo mole, resultou em um recalque de 1,19 m em aproximadamente 1430 dias ( $t_{95\%}$  igual a 774 dias). O modelo *Soft Soil* resultou no recalque de 1,40 m em 1460 dias ( $t_{95\%}$  igual a 762 dias) e o modelo *Soft Soil Creep* em 1,53 m de recalque em 2660 dias ( $t_{95\%}$  igual a 1250 dias).

Foram realizadas análises no modelo *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* considerando o módulo de elasticidade da coluna igual a 40 MPa e os resultados foram exatamente iguais aos obtidos para as análises anteriores, considerando o módulo de elasticidade igual a 80 MPa, e desta forma não são apresentados.

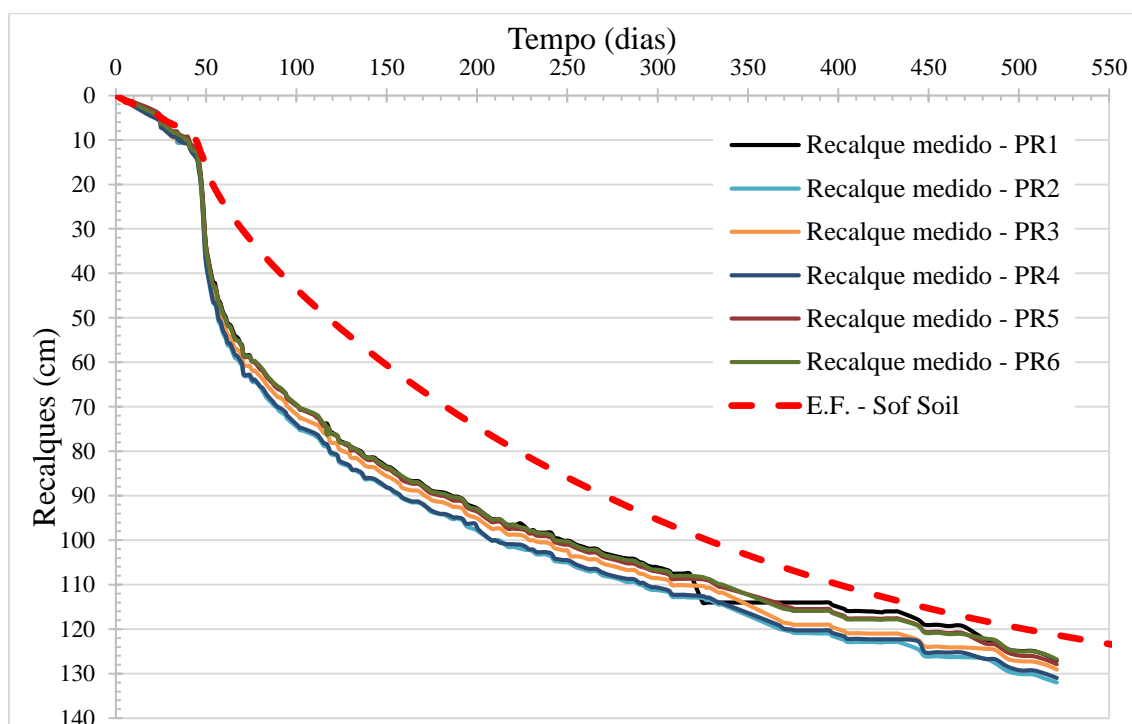


Figura 4.6 – Curvas recalque vs tempo – valores medidos x modelo numérico

Os dados de recalque obtidos em campo até a data de fechamento desta pesquisa (maio de 2017) correspondem a 521 dias (1,43 anos) de monitoramento. A média de recalque das placas instaladas em campo, obtida até esta data, foi de 1,29 m.

Foi realizada uma análise numérica considerando o solo sem tratamento, ou seja, sem colunas de brita. Foi adotado o modelo *Soft Soil* (não drenado) para o solo mole, com os parâmetros apresentados na tabela 4.2, e Mohr-Coulomb (drenado) com os parâmetros

apresentados na tabela 4.4, porém sem a coluna de brita. Para a análise numérica sem colunas de brita, o recalque final resultou em 1,71 m, e tempo de estabilização de 95% do recalque igual a 46,9 anos, como ilustra a figura 4.7. Verifica-se que o resultado de recalque final sem colunas é muito próximo ao valor calculado para o recalque sem colunas utilizando a equação 2.1 ( $\Delta h = 1,75$  m).

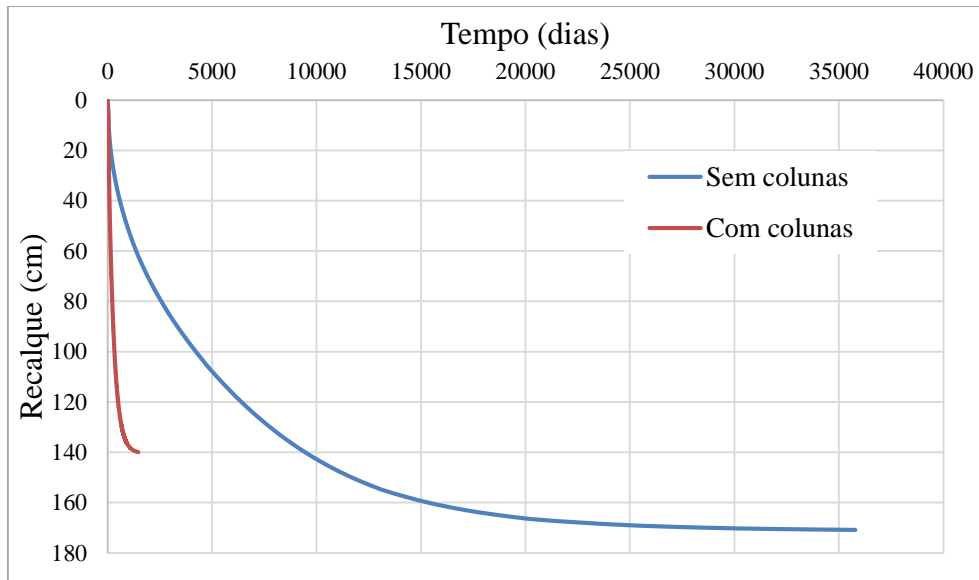


Figura 4.7 – Curva recalque vs tempo – resultado numérico para solo sem e com colunas de brita

De acordo com LAMBE (1973), as análises podem ser classificadas pelo tipo de previsão, como apresentado na tabela 4.7. Foram realizadas análises numéricas prévias por HOSSEINPOUR (2016) antes da execução do aterro, previsão tipo A, sem dados de campo. Para esta análise, o recalque seria de 1,07 m e estabilizaria com aproximadamente 217 dias. Porém, de posse dos dados de campo e laboratório, foi realizada a análise numérica tipo C1, detalhada anteriormente, em que o recalque final é de 1,40 m e atinge a estabilidade com mais de 1000 dias (aproximadamente 1460 dias), conforme ilustra a figura 4.8. A previsão tipo A apresenta valor de recalque subestimado devido aos parâmetros geotécnicos adotados na análise numérica.

Tabela 4.7 – Classificação das previsões (adaptado de LAMBE, 1973)

Tipo de previsão	Quando a previsão é feita	Resultados no momento da previsão
A	Antes do acontecimento	-
B	Durante o acontecimento	Desconhecidos
B1	Durante o acontecimento	Conhecidos
C	Depois o acontecimento	Desconhecidos
C1	Depois o acontecimento	Conhecidos

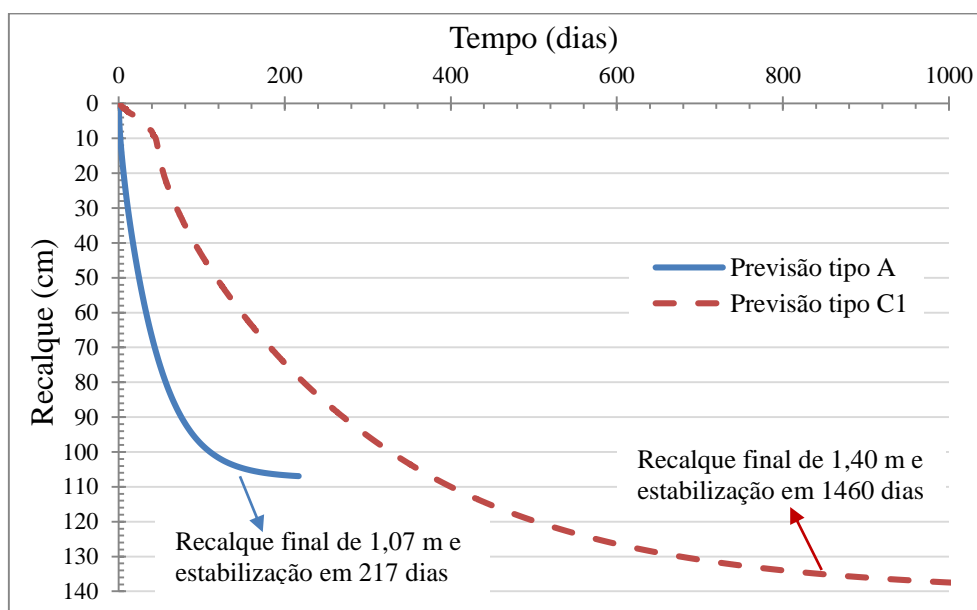


Figura 4.8 – Curvas recalque vs tempo – previsões tipo A e tipo C1

Na figura 4.9 estão apresentados os valores medidos de excesso de poro pressão variando com o tempo pelos piezômetros e comparados com a análise numérica para o modelo de *Soft Soil*. O posicionamento dos piezômetros para a análise numérica foi considerado na profundidade de 4,0 m e distante cerca de 1,0 m do eixo da coluna de brita. No entanto, não é possível determinar com exatidão a distância dos piezômetros em relação às colunas de brita em campo, sendo que pequenas variações no posicionamento podem causar alterações nos valores de leituras.

Na figura 4.10 está apresentado o comparativo dos modelos numéricos *Soft Soil* e *Hardening Soil* com uma das medições de campo (piezômetro PZ-3A).

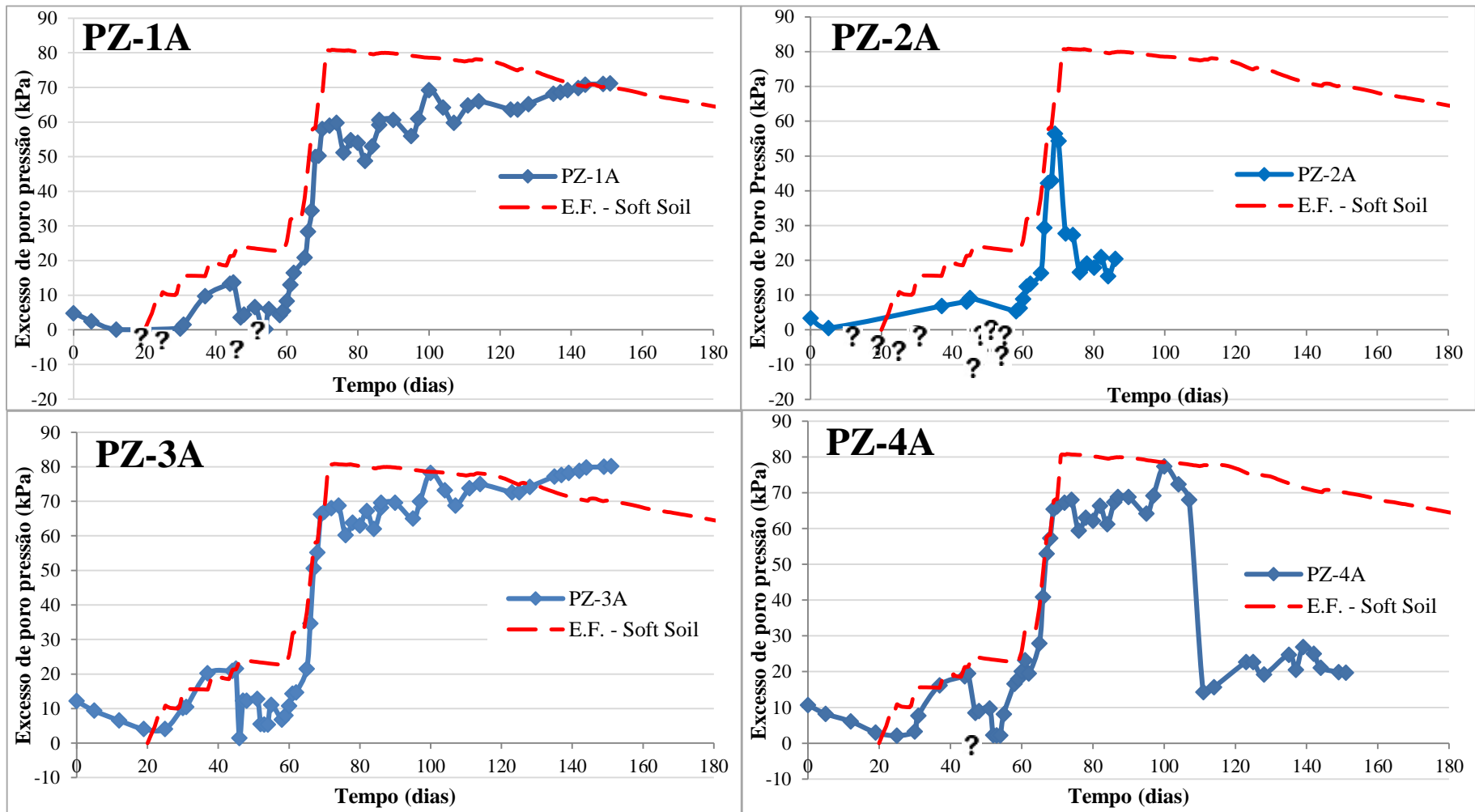


Figura 4.9 – Excesso de poro pressão: valores medidos vs modelo numérico

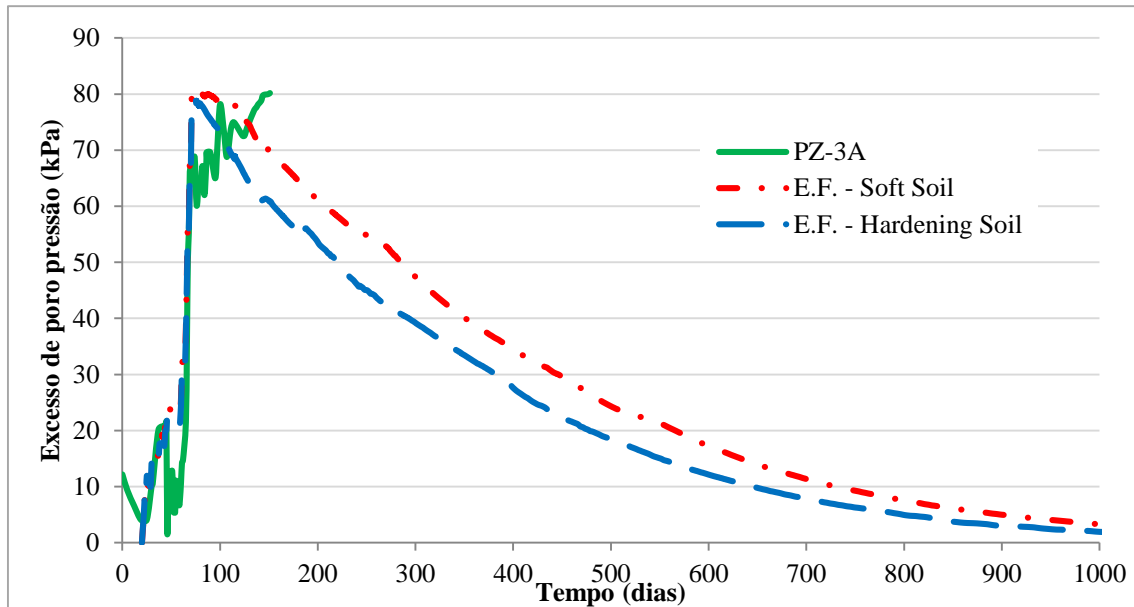


Figura 4.10 – Excesso de poro pressão vs tempo: resultados numéricos e medições de campo

Na figura 4.11 está ilustrado um comparativo das curvas de recalque com o tempo e poro pressão com o tempo, obtidas a partir da análise numérica e dos resultados de campo. Como esperado, verifica-se que o tempo necessário para estabilização dos recalques é o mesmo que o tempo necessário para dissipação do excesso de poro pressão, cerca de 1500 dias.

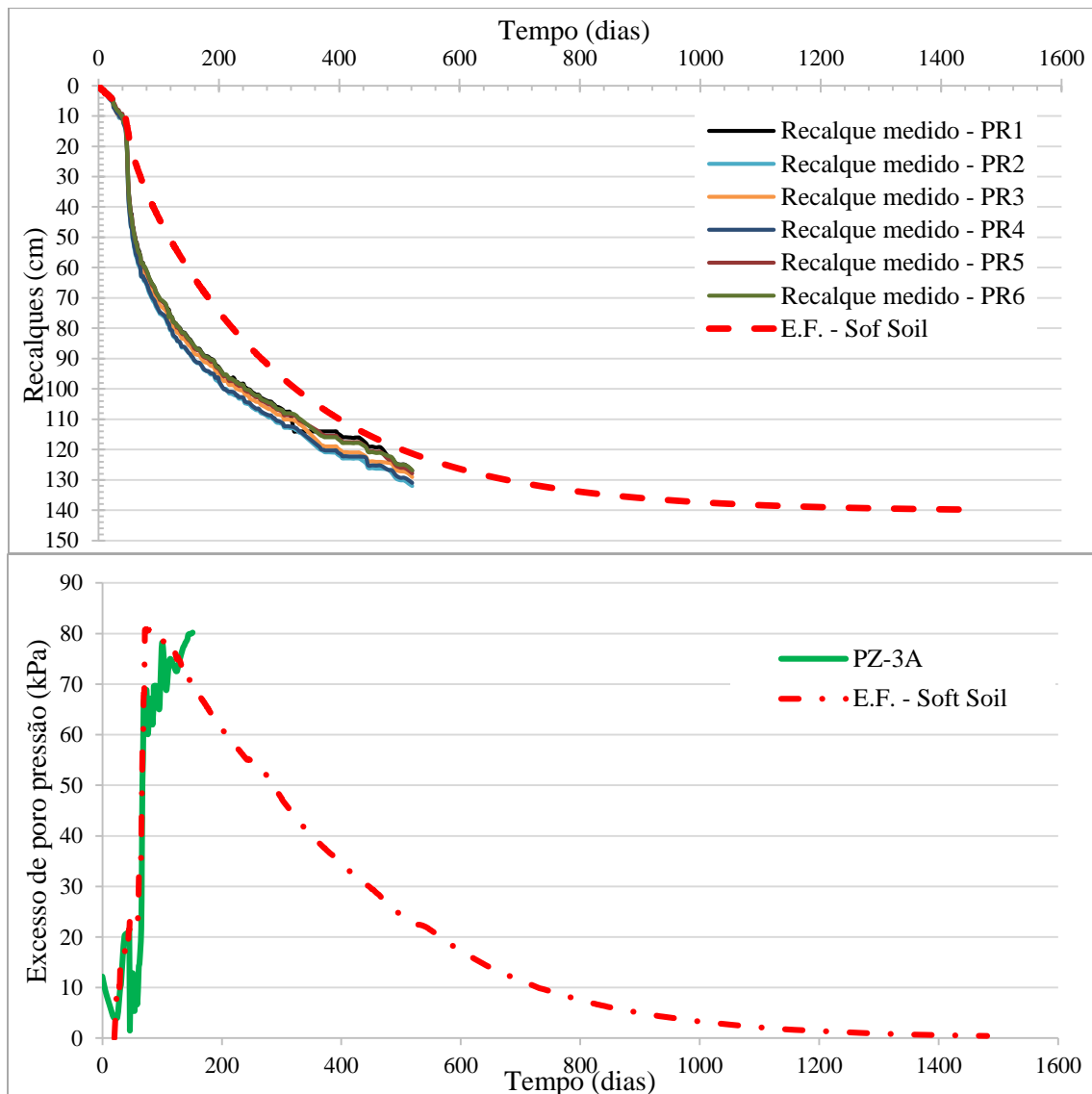


Figura 4.11 – Comparativo entre recalque vs tempo e excesso de poro pressão vs tempo para resultados da análise numérica e campo

Foram realizadas análises numéricas variando o tipo de malha entre média, fina e muito fina. Para o solo mole foi adotado o modelo *Soft Soil*, com os parâmetros apresentados na tabela 4.2, e para os demais materiais o modelo Mohr-Coulomb, com os parâmetros da tabela 4.4. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 4.8. Observa-se a pouca influência do refinamento de malha nos resultados de recalque e tempo de estabilização.

Tabela 4.8 – Influência da malha nos resultados de recalque e tempo de estabilização

<b>Malha</b>	<b>Elementos</b>	<b>Nós</b>	<b>Recalque (cm)</b>	<b>Diferença (%)</b>	<b>Tempo total (dias)</b>	<b>t<sub>95</sub> (anos)</b>
média	312	2721	139,89	-	1461	2,09
fina	517	4415	139,98	0,06	1457	2,07
muito fina	930	7789	140,76	0,62	1395	2,05

Não foram realizados ajustes de parâmetros do solo na tentativa de se obter melhores comparações entre os resultados da previsão e os registros de campo. Não é objetivo deste trabalho fazer retroanálise para variar parâmetros. O principal objetivo da análise numérica foi fazer uma previsão numérica reproduzindo a sequência construtiva do aterro e verificar se as respostas obtidas estão condizentes com os dados provenientes do acompanhamento da instrumentação.

#### 4.4 MÉTODO DE ASAOKA

O método de ASAOKA (1978), modificado por MAGNAN E DERROY (1980), é um dos métodos de análise de desempenho que, a partir dos dados de evolução de recalque com o tempo obtidos em campo, permite determinar a previsão de recalque final e o coeficiente de adensamento. Este método é aplicado para situações com e sem drenos, considerando drenagem radial, vertical ou combinada (LIMA, 2007; ALMEIDA E MARQUES, 2014).

O método de Asaoka (e a Teoria de Barron) considera que o dreno tem rigidez nula. Sendo assim, é válido para drenos pré-fabricados convencionais, mas rigorosamente não para colunas de brita, cuja rigidez reconhecidamente interfere no processo de transferência de carga entre aterro e argila mole. Mesmo com esta limitação, o método de Asaoka será aplicado visando avaliar como seus resultados comparam com os demais métodos.

O método de Asaoka só deve ser aplicado após transcorridos, no mínimo, 60% de adensamento (ASAOKA, 1978). A aplicação do método para um período inferior acarreta em resultados de recalque final menores e coeficiente de adensamento maiores que o real.

O procedimento para a utilização do método está descrito a seguir, de acordo com ALMEIDA E MARQUES (2014).

1. Traçar a curva recalque ( $\Delta h_s$ ) versus tempo (t);
2. Dividir a curva em valores de tempo igualmente espaçados ( $\Delta t$ );

3. Plotar no gráfico os valores de  $s_i$  e  $s_{i-1}$ , em um sistema de eixos cartesianos de mesma escala horizontal e vertical;
4. Ajustar uma reta por meio dos pontos (linha de tendência), obter a inclinação  $\beta$  e obter o coeficiente de adensamento horizontal, vertical e combinado de acordo com as equações 4.8 a 4.10;
5. Traçar a reta de  $45^\circ$  e determinar o recalque final (interseção da reta com a curva plotada), como ilustra a figura 4.12.

Determinação de  $c_h$  (drenagem radial pura):

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (4.8)$$

Determinação de  $c_v$  (drenagem vertical):

$$c_v = -\frac{5}{12} \times h_d^2 \times \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (4.9)$$

Determinação de  $c_h$  (drenagem combinada: radial e vertical):

$$c_h = \frac{-\ln \beta_1 / \Delta t}{\frac{8}{d_e^2 \times F(n)} + \frac{\pi^2}{4 \times r \times h_d^2}} \quad (4.10)$$

onde:

$c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal;

$\beta$  = coeficiente angular;

$\Delta t$  = intervalo de tempo considerado;

$c_v$  = coeficiente de adensamento vertical;

$h_d$  = distância de drenagem;

$r$  = razão de  $c_h/c_v$ ;

$F(n)$  = função de densidade de drenos, calculado pelas equações 2.19 e 2.20 e apresentado a seguir.

De forma a considerar o amolgamento da argila ao redor da coluna, foi adotado a redução de 15% do diâmetro da coluna ( $d_w=0,85 \times d_c$ ).



$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{1,13 \times s}{0,85 \times d_c} = \frac{1,13 \times 2,9}{0,85 \times 0,90} = 4,28$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \times \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{4,28^2}{4,28^2 - 1} \times \ln(4,28) - \frac{3 \times 4,28^2 - 1}{4 \times 4,28^2} = 0,80$$

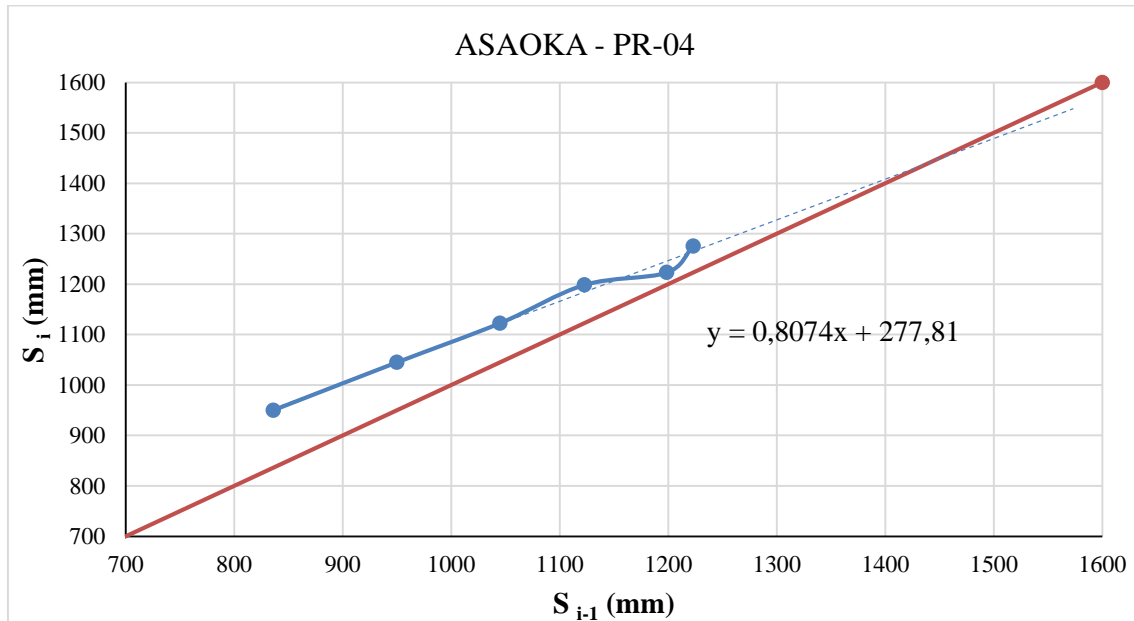


Figura 4.12 – Gráfico da PR-04 para o método de Asaoka

#### 4.4.1 Análise de recalques

Após a finalização do aterro, os dados das placas de recalque foram acompanhados ao longo do tempo, e em paralelo, foram realizadas análises de estabilização de recalques pelo método de ASAOKA(1978). MAGNAN E DERROY (1980) recomendam a escolha do intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) na faixa de 30 a 90 dias, para uma previsão com maior acurácia.

Com o objetivo de avaliar a influência do intervalo de tempo ( $\Delta t$ ), TERRA (1988) analisou resultados de recalques finais para valores de  $\Delta t$  variando de 30 a 100 dias e verificou que os valores de recalques variam em um intervalo relativamente pequeno. Sendo assim, foi considerado para análise dos recalques, para o aterro experimental, o intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) igual a 60 dias, considerando os dados obtidos nos dias 130/190/250/310/370/430/490. Os valores obtidos para o recalque final para a análise realizada,

média e desvio padrão estão apresentados na tabela 4.9 e o método construtivo, para cada uma das placas, está apresentado no anexo 2.

Tabela 4.9 – Resultados de previsão de recalque pelo método de Asaoka

Recalque infinito (mm)							
PR1	PR2	PR3	PR4	PR5	PR6	Média	Desvio padrão
1422	1467	1424	1442	1428	1407	1432	19

#### 4.4.2 Análise de valores de coeficiente de adensamento radial

Após a determinação dos valores previstos para o recalque final pelo Método de ASAOKA (1978), foram determinados os valores dos coeficientes de adensamento radial puro ( $c_h$ ) para cada placa, mantendo o mesmo intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) de 60 dias. Para esta determinação, foram utilizadas as equações 4.8 e 4.10, para calcular os coeficientes de adensamento considerando a drenagem radial pura ( $c_h$  radial) e com a drenagem combinada (radial + vertical) para cada placa. Na tabela 4.10 estão apresentados os valores de  $c_h$  considerando a drenagem radial pura para cada placa de recalque.

Tabela 4.10 – Resultados de  $c_h$  para drenagem radial pura para cada placa de recalque pelo método de Asaoka

Coeficiente de adensamento para drenagem radial pura ( $m^2/s$ )					
PR1	PR2	PR3	PR4	PR5	PR6
$7,80 \times 10^{-8}$	$7,91 \times 10^{-8}$	$8,05 \times 10^{-8}$	$8,04 \times 10^{-8}$	$7,85 \times 10^{-8}$	$7,97 \times 10^{-8}$

Da mesma forma que foram obtidos os valores de  $c_h$  para drenagem radial pura (apresentados na tabela 4.10), foram determinados os valores de  $c_h$  considerando drenagem combinada (vertical + radial). O valor do coeficiente de adensamento radial combinado foi determinado considerando a relação de  $c_h/c_v$  igual a 1,5. Não serão apresentados os valores de  $c_h$  considerando drenagem combinada, pois apresentam pequena variação quando comparados aos valores de  $c_h$  com drenagem radial pura.

As médias obtidas para os coeficientes de adensamento radial considerando a drenagem radial pura e drenagem combinada foram de  $7,94 \times 10^{-8} m^2/s$  e  $7,41 \times 10^{-8} m^2/s$ , respectivamente. A partir destes resultados, verifica-se que a contribuição da drenagem vertical na determinação de  $c_h$  combinado não altera significativamente os valores de  $c_h$ ,

a diferença de valores é de apenas 7%. Isto ocorre devido ao diâmetro da coluna de brita ser muito grande e a drenagem radial ser predominante. A drenagem vertical teria maior influência no resultado de  $c_h$  combinado se a espessura da camada fosse menor.

GUO e CHU (2017) apresentam resultados de recalque e de coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ), obtidos a partir da comparação de dados de ensaios de adensamento oedométrico e de resultados da previsão de Asaoka. Para análise dos dados, os autores variaram o intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) e a faixa do grau de adensamento ( $U_h$ ), utilizando dados iniciais de  $U_0$  a  $U_{30}$ , depois de  $U_0$  a  $U_{60}$  e finalmente de  $U_0$  a  $U_{90}$ . Os autores concluem que a variação do intervalo de tempo utilizado não altera significativamente os resultados, no entanto a faixa do grau de adensamento utilizada apresenta maior influência nos resultados.

Com a finalidade de comparar os resultados obtidos para o aterro experimental, foi realizada uma análise pelo método de Asaoka com intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) igual a 30 dias, com maior número de amostras (130/160/190/220/250/280/310/340/370/400/430/460/490/ 520). Os resultados obtidos indicaram um aumento no recalque de 4,0 cm e aumento de 60 % no valor de  $c_h$ , conforme os resultados apresentados na tabela 4.11.

Com a média obtida para os dados de  $c_h$ , para a análise considerando  $\Delta t$  igual a 30 dias, verificou-se o comportamento da curva de recalque versus tempo comparada às curvas obtidas pela previsão de Asaoka com  $\Delta t$  igual a 60 dias, com as de campo e com a da análise numérica, como ilustra a figura 4.13. A partir dos resultados da tabela 4.11 verifica-se que o valor de recalque não sofreu influência significativa do intervalo de tempo utilizado, no entanto  $c_h$  aumentou. Com base nestes resultados, constata-se que o intervalo de tempo utilizado influencia o resultado de  $c_h$ , divergindo dos resultados propostos por GUO E CHU (2017).

Tabela 4.11 – Resultados de recalque e  $c_h$  pelo método de Asaoka com variação do intervalo de tempo

Recalque infinito (mm)							
$\Delta t$ (dias)	PR1	PR2	PR3	PR4	PR5	PR6	Média
60	1422	1467	1424	1442	1428	1407	1432
30	1441	1508	1461	1484	1482	1453	1472

Coeficiente de adensamento para drenagem radial pura ( $c_h$ ) (m <sup>2</sup> /s)							
$\Delta t$ (dias)	PR1	PR2	PR3	PR4	PR5	PR6	Média
60	$7,80 \times 10^{-8}$	$7,91 \times 10^{-8}$	$8,05 \times 10^{-8}$	$8,04 \times 10^{-8}$	$7,85 \times 10^{-8}$	$7,97 \times 10^{-8}$	$7,94 \times 10^{-8}$
30	$1,27 \times 10^{-7}$	$1,26 \times 10^{-7}$	$1,28 \times 10^{-7}$	$1,27 \times 10^{-7}$	$1,25 \times 10^{-7}$	$1,26 \times 10^{-7}$	$1,27 \times 10^{-7}$

#### 4.4.3 Curvas recalque - tempo

Na figura 4.13 está ilustrada a comparação dos resultados obtidos em campo, com a análise numérica e com a previsão de Asaoka. Foi considerado o valor de recalque final igual a 1,43 m para a previsão de Asaoka, de acordo com a média das placas para o intervalo de 60 dias e 1,47 m para o intervalo de 30 dias. Para a determinação da curva recalque versus tempo foram utilizadas as equações 4.11 e 4.12, desenvolvidas por BARRON (1948) para drenos e foi utilizada a correção gráfica proposta por GILBOY (1936, apud CAPUTO, 1988). A correção considera que o recalque no final da construção (tempo  $t_c = 49$  dias para o aterro experimental) é igual ao recalque no tempo no  $t_c/2$  quando se considera o carregamento aplicado instantaneamente.

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} \quad (4.11)$$

$$U_h = 1 - e^{-[8T_h/F(n)]} \quad (4.12)$$

onde:

$T_h$  = fator de tempo para drenagem horizontal;

$c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal;

$t$  = tempo;

$d_e$  = diâmetro equivalente ou diâmetro de influência;

$U_h$  = grau de adensamento médio;

$F(n)$  = função de densidade de drenos.

As curvas dos métodos numérico (M. E. F.) e analítico para os dados de recalque versus tempo da figura 4.13 indicam curvas com tendência à estabilização, o que difere do comportamento das curvas de campo. Este comportamento sugere a ocorrência de adensamento secundário, que ocorre em paralelo com a primária (ALMEIDA E MARQUES, 2014). A mudança de inclinação na curva da figura 4.12 (e nas figuras apresentadas no anexo 2 para os resultados do método de Asaoka de todas as placas) também indica a presença importante do efeito da compressão secundária, mas este assunto não será abordado neste trabalho. Para o intervalo de análise ( $\Delta t$ ) de 60 dias, o tempo de estabilização de 95% dos recalques é de 1,29 anos e para o intervalo ( $\Delta t$ ) de 30 dias, de 0,81 anos.

Deve-se observar que foi adotada a razão  $A/A_c$  não usual para o padrão de colunas de brita (fora do ábaco de PRIEBE, 1995) que indicou claramente uma estabilização de recalques com prazo elevado.

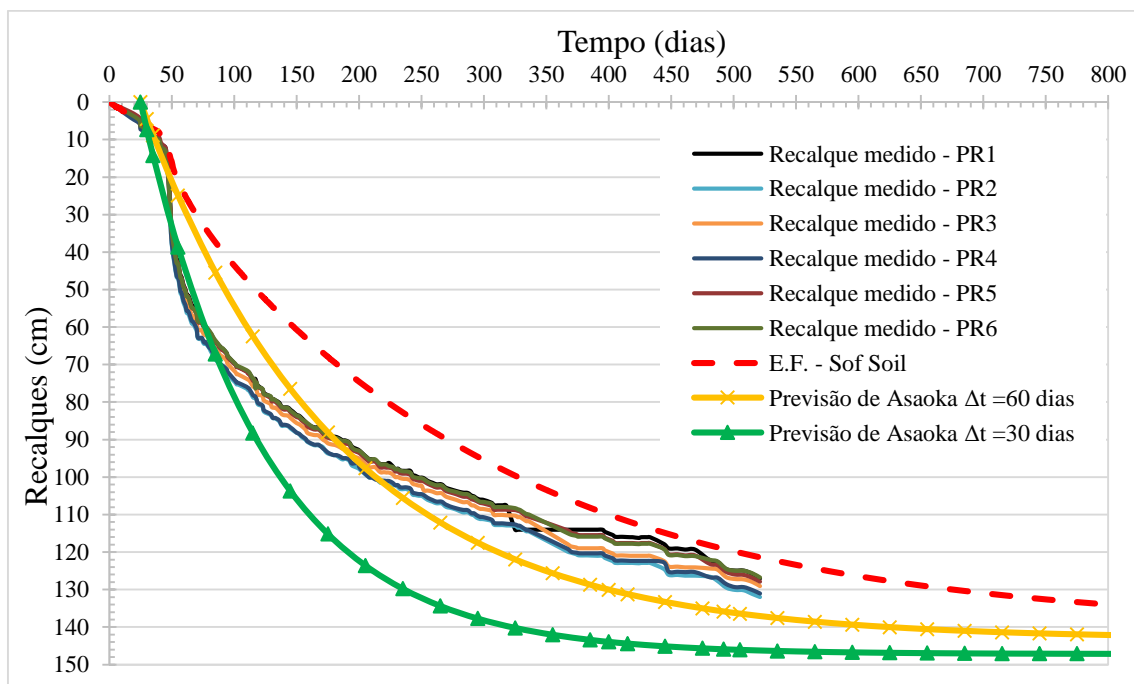


Figura 4.13 – Comparativo recalque vs tempo para dados de campo, análise numérica (E.F.) e previsão de recalques de Asaoka

Na figura 4.14 estão apresentados os valores de  $c_h$  determinados para os ensaios de piezocone (CPTU) com dissipação de poro pressão, realizados pelas empresas Fugro e Terratek. Estão também identificados os valores obtidos com base nos ensaios oedométricos, realizados pela COPPETEC e apresentados no capítulo 3. O valor de  $c_h$ ,

para os dados obtidos em laboratório, foi determinado com o uso da equação 4.13 (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012), considerando a relação de  $k_v/k_h$  igual a 1,5.

Está também apresentada na figura 4.14 a média dos valores obtidos, para a faixa de variação de  $7,80 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $8,05 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , pelo método de previsão de recalques de ASAOKA (1978), considerando drenagem radial pura.

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} \times c_h(NA) \quad (4.13)$$

onde:

$c_v(NA)$  = coeficiente de adensamento vertical normalmente adensado;

$k_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical do solo;

$k_h$  = coeficiente de permeabilidade horizontal do solo;

$c_h(NA)$  = coeficiente de adensamento horizontal normalmente adensado.

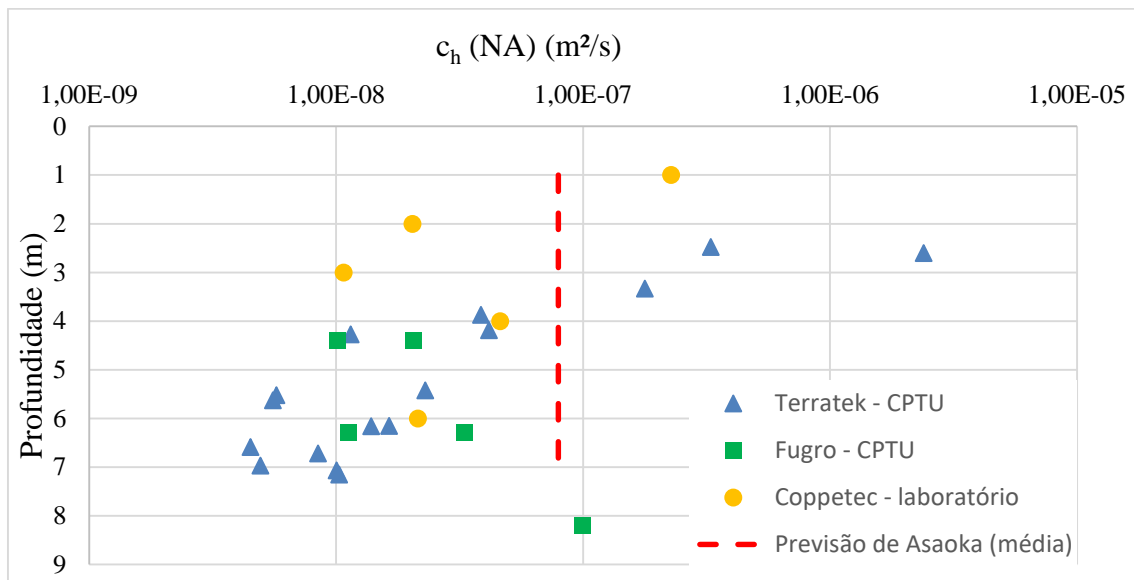


Figura 4.14 – Resultados de coeficiente de adensamento horizontal vs profundidade

A partir dos dados apresentados na figura 4.14, verifica-se que, tanto os dados de piezocone da Terratek quanto os dados da Fugro apresentam a mesma faixa de variação para as profundidades de 4,0 m a 7,0 m.

## 4.5 TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO

### 4.5.1 Adensamento unidimensional – Terzaghi

Para o cálculo do tempo de estabilização dos recalques, considerando apenas a drenagem vertical (unidimensional - 1D), foram utilizadas as expressões simplificadas apresentadas por TERZAGHI (1943) para determinar a porcentagem de adensamento variando com o tempo.

Admitindo  $c_v$  igual a  $c_h$  calculado pelo método de Asaoka para drenagem radial pura ( $c_h$  igual a  $7,94 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s) e considerando a distância de drenagem igual a metade da espessura de solo mole ( $H_d = 5$  m), determinou-se o tempo necessário para estabilização de 95% dos recalques, utilizando as equações 4.14 e 4.15, que resultou igual a 11,3 anos, como ilustra a figura 4.15.

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right)^2 \times U_v \quad \text{Para } U_v \text{ menor ou igual a } 60\% \quad (4.14)$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \times \log(100 - U_v) \quad \text{Para } U_v \text{ maior que } 60\% \quad (4.15)$$

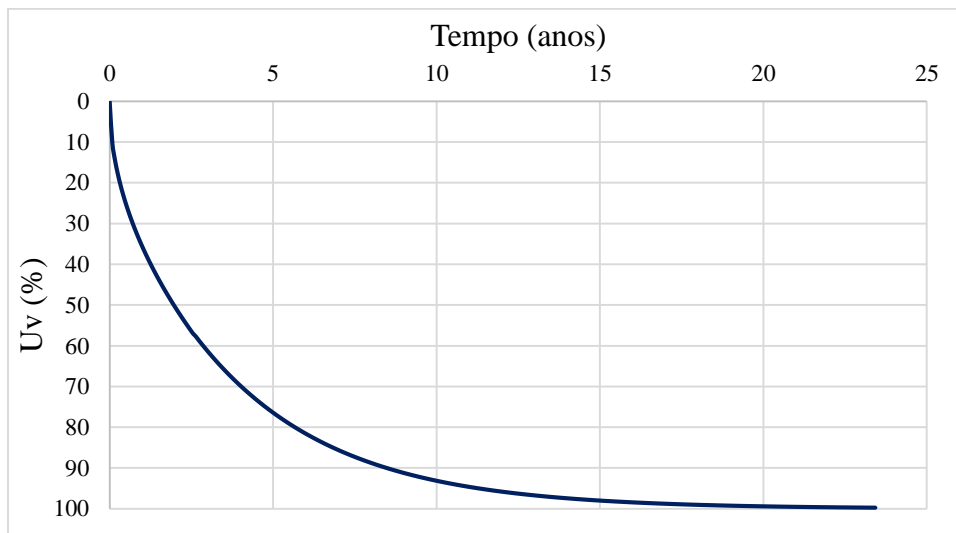


Figura 4.15 – Porcentagem de adensamento versus tempo para drenagem vertical (1D)

### 4.5.2 Teoria de Barron - Campo

A sequência de cálculo para determinação do tempo necessário para estabilização de 95% dos recalques, de acordo com a Teoria de BARRON (1948), descrita no item 2.4 (capítulo

2), para o aterro experimental será apresentada a seguir. O amolgamento da argila ao redor da coluna (*smear*) foi considerado na redução do diâmetro da coluna em 15%. O coeficiente de adensamento horizontal considerado foi a média calculada pelo método de previsão de Asaoka ( $c_h$  com drenagem radial pura).

$$d_w = 0,85 \times d_c = 0,85 \times 0,90 = 0,765m$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{1,13 \times s}{d_w} = \frac{1,13 \times 2,9}{0,765} = 4,28$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \times \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{4,28^2}{4,28^2 - 1} \times \ln(4,28) - \frac{3 \times 4,28^2 - 1}{4 \times 4,28^2} = 0,80$$

$$t_{95} = -\frac{F(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln(1 - U_h)}{c_h} = -\frac{0,80}{8} \times 3,28^2 \times \frac{\ln(1 - 0,95)}{7,94 \times 10^{-8}} = 470 \text{ dias} = 1,29 \text{ ano}$$

onde:

$d_e$  = diâmetro de influência de um dreno (para malha quadrada  $d_e = 1,13 \times s$ );

$d_w$  = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente do dreno;

$s$  = espaçamento entre drenos (colunas de brita);

$F(n)$  = função de densidade de drenos;

$t$  = tempo de estabilização dos recalques;

$c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal;

$U_h$  = grau de adensamento devido ao fluxo radial.

O coeficiente de adensamento horizontal, considerando drenagem radial pura, foi determinado pela equação 4.8, que quando substituída na equação 2.21 do tempo de estabilização, observa-se que este é independente do diâmetro da coluna, como apresentado a seguir.

$$t_{95} = -\frac{F(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln(1 - U_h)}{c_h} = -\frac{F(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln(1 - U_h)}{-F(n) \times d_e^2 \times \ln \beta_1 / 8 \times \Delta t}$$

$$t_{95} = \frac{\ln(1 - U_h)}{\ln \beta_1 / \Delta t} = \frac{\ln(1 - U_h) \times \Delta t}{\ln \beta_1}$$



Outra maneira de considerar o amolgamento é pela equação 4.16 proposta por HANSBO (1981), desenvolvida para drenos verticais pré-fabricados, de menor diâmetro, constituídos de um núcleo de plástico ranhurado envolto por material filtrante. A sequência de cálculo para a determinação do tempo de estabilização de recalques está apresentada a seguir.

$$Fs = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \times \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad (4.16)$$

onde:

$k_h/k_s$  = razão da permeabilidade do solo mole e do solo amolgado;

$d_s$  = diâmetro da área afetada pelo amolgamento;

$d_w$  = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente do dreno.

INDRARATNA et al. (2005, apud ALMEIDA E MARQUES, 2014), apresentam um resumo de recomendações de dez estudos sobre o efeito do amolgamento considerando a área amolgada pela instalação do geodreno. Os estudos indicam faixas de valores de  $k_h/k_s$  entre 1 e 6, com média igual a 2,5 e para a razão de  $d_s/d_w$  valores entre 1,5 e 5, com média de 2,3. Considerando  $k_h/k_s$  igual a 2 e  $d_s$  igual a 1,5 m, o cálculo para determinação do tempo de estabilização de 95% dos recalques está apresentado a seguir.

$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{1,13 \times s}{d_w} = \frac{1,13 \times 2,9}{0,90} = 3,64$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \times \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{3,64^2}{3,64^2 - 1} \times \ln(3,64) - \frac{3 \times 3,64^2 - 1}{4 \times 3,64^2} = 0,667$$

$$Fs = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \times \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) = (2 - 1) \times \ln \left( \frac{1,5}{0,9} \right) = 0,51$$

$$t_{95} = - \frac{(F(n) + Fs)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln(1 - U_h)}{c_h} = - \frac{0,66 + 0,51}{8} \times 3,28^2 \times \frac{\ln(1 - 0,95)}{7,94 \times 10^{-8}}$$

$$t_{95} = 690 \text{ dias} = 1,89 \text{ ano}$$

onde:

$d_e$  = diâmetro de influência de um dreno (para malha quadrada  $d_e = 1,13 \times s$  ; para malha triangular  $d_e = 1,05 \times s$ );

$d_w$  = diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente do dreno;  
 $s$  = espaçamento entre drenos (colunas de brita);  
 $F(n)$  = função de densidade de drenos;  
 $k_h/k_s$  = razão da permeabilidade do solo mole e do solo amolgado;  
 $d_s$  = diâmetro da área afetada pelo amolgamento;  
 $t$  = tempo de estabilização dos recalques;  
 $c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal;  
 $U_h$  = grau de adensamento devido ao fluxo radial.

Portanto, o amolgamento pode ser considerado pela redução do diâmetro da coluna ou pela equação de HANSBO (1981). Com os valores obtidos, se verifica que o tempo necessário para a estabilização dos recalques utilizando a equação proposta por Hansbo é superior ao determinado utilizando a redução de diâmetro, utilizada na teoria de Barron. No entanto, o mais frequente na prática para cálculo de colunas de brita é aplicar a teoria original de BARRON (1948), com a redução de diâmetro, como apresentada no item 2.4 (capítulo 2).

No cálculo apresentado acima, o diâmetro da área afetada pelo amolgamento ( $d_s$ ) foi considerado igual a 1,5 m. Foi realizado o cálculo também considerando  $d_s$  igual a 2,0 m, que resulta na razão de  $d_s/d_w$  igual a 2,22, próximo ao valor médio sugerido por INDRARATNA et al. (2005, apud ALMEIDA E MARQUES, 2014). Não existe experiência para o uso da equação de HANSBO (1981) para o cálculo de colunas de brita, sendo os valores de  $d_s$  iguais a 1,5 m e 2 m estimados. Os valores obtidos para o tempo de 95% da estabilização estão apresentados a seguir.

$$d_s = 1,5 \text{ m} - t_{95} = 1,89 \text{ anos};$$

$$d_s = 2,0 \text{ m} - t_{95} = 2,35 \text{ anos}.$$

### 4.5.3 Método de Han e Ye - Campo

Para a solução simplificada que Han e Ye desenvolveram em 2002, o tempo necessário para a estabilização de 95% do recalque do aterro experimental está apresentado a seguir para os fatores de concentração ( $n_s$ ) iguais a 3 e 5.

O fator de concentração de tensões ( $n_s$ ), é a razão entre os acréscimos da tensão vertical efetiva atuante na coluna de brita e na argila mole ao seu redor ( $n_s = \Delta\sigma'_{v,c} / \Delta\sigma'_{v,s}$ )

(ALMEIDA E MARQUES, 2014). O uso de um valor de fator de concentração de tensões constante para toda a camada de solo mole não é adequado para o uso em análises de estabilidade, pois há variação deste ao longo da profundidade e também durante o processo de adensamento (LIMA, 2012).

LIMA (2012) e HOSSEINPOUR (2015) apresentam, em um amplo estudo sobre o fator de concentração de tensões ( $n_s$ ), dados de diversos autores, que em sua grande maioria recomendam valores de  $n_s$  entre 2 e 5 para a situação final do adensamento. Para a obra abordada por ROZA (2012) localizada no Rio de Janeiro, o valor de  $n_s$  calculado foi de 2,86. HOSSEINPOUR (2015) apresenta resultados variando de 2 a 2,3 após o término do aterro.

Na figura 4.16 está representada a curva de porcentagem de adensamento ( $U_h$ ) versus tempo considerando  $n_s$  igual a 3, que resulta em aproximadamente 15,9 meses (1,31 anos) para estabilização de 95% dos recalques. Este resultado foi obtido considerando os valores dos parâmetros apresentados para as equações do método, descrito no item 2.6 (capítulo 2), e apresentadas a seguir.

$$c_{hm} = c_h \times \left(1 + n_s \times \frac{1}{N^2 - 1}\right) = 7,94 \times 10^{-8} \times \left(1 + 3 \times \frac{1}{3,64^2 - 1}\right) = 9,88 \times 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$F'_m = \frac{3,64^2}{3,64^2 - 1} \times \left(\ln \frac{3,64}{1,5} + 2 \ln 1,5 - \frac{3}{4}\right) + \frac{1,5^2}{3,64^2 - 1} \times (1 - 2) \times \left(1 - \frac{1,5^2}{4 \times 3,64^2}\right) + 2 \times \frac{1}{3,64^2 - 1} \times \left(1 - \frac{1}{4 \times 3,64^2}\right) + \frac{32}{\pi^2} \times \left(\frac{4,8 \times 10^{-10}}{1000}\right) \times \left(\frac{10}{0,9}\right)^2 = 1,009$$

$$T_{hm} = \frac{c_{hm} \times t}{d_e^2} = \frac{9,88 \times 10^{-8} \times t}{3,28^2} = 9,20 \times 10^{-9} \times t$$

$$U_h = 1 - e^{-\frac{-8}{F'_m} \times T_{hm}} \quad \therefore U_{95} = 1 - e^{-\frac{-8}{1,009} \times 9,20 \times 10^{-9} \times t} \quad \therefore t = 477 \text{ dias} \quad (1,31 \text{ anos})$$

onde:

$c_{hm}$  = coeficiente de adensamento horizontal modificado;

$c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal ( $7,94 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ );

$n_s$  = fator de concentração de tensões;

$N$  = razão entre o diâmetro de influência da coluna e o diâmetro da coluna ( $N = d_e/d_c = 3,64$ );

$T_{hm}$  = fator tempo modificado;

$d_e$  = diâmetro de influência ( $d_e = 1,13 \times s = 3,28$  m);

$F'_m$  = função de adensamento (1,0093);

$U_h$  = porcentagem de adensamento radial;

$S$  = razão entre o diâmetro da zona amolgada ( $d_s$ ) e o diâmetro da coluna ( $d_c$ ) ( $d_s/d_c = 1,5$ );

$k_h/k_s$  = razão da permeabilidade do solo mole e do solo amolgado (2);

$k_c$  = coeficiente de permeabilidade do material da coluna (1000 m/s).

- $n_s = 3 \quad \therefore \quad t_{95\%} = 1,31$  anos (477 dias);
- $n_s = 5 \quad \therefore \quad t_{95\%} = 1,15$  anos (420 dias).

Os valores para o tempo de estabilização sofrem pequena variação em relação ao fator de concentrações de tensões. Quanto maior o valor do fator de concentrações de tensões, menor será o tempo necessário para a estabilização do recalques. Para  $n_s$  igual a 3, o tempo é muito próximo ao determinado pela Teoria de Barron considerando o amolgamento na redução de diâmetro.

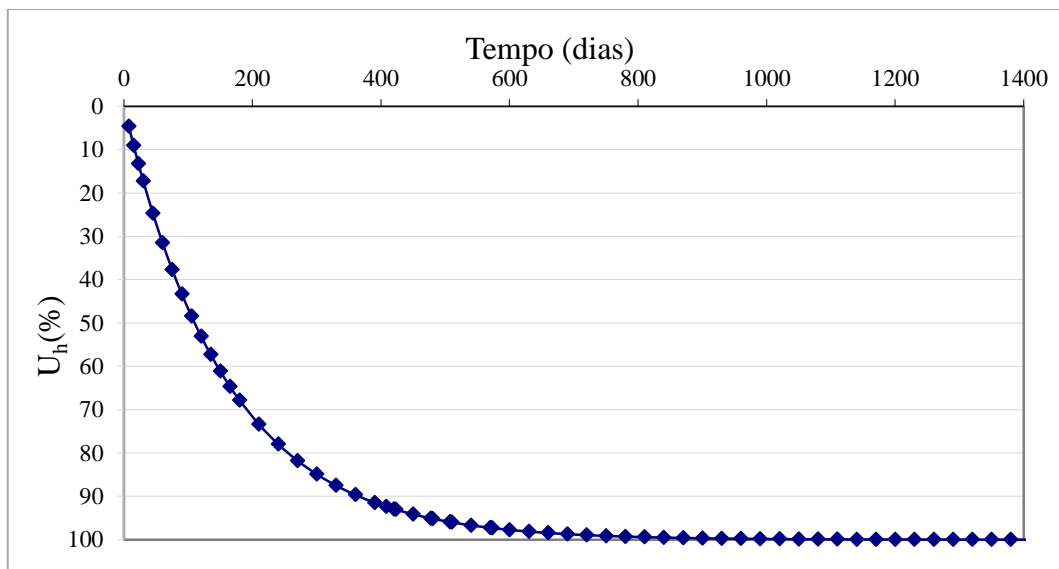


Figura 4.16 – Porcentagem de adensamento vs tempo para  $n_s = 3$  – método de Han e Ye

Devido a insuficientes dados de campo para separar os efeitos de amolgamento (*smear*) e resistência hidráulica dos drenos, HAN (2010, apud HAN, 2015) propôs a equação 4.17, apresentada a seguir, com a finalidade de simplificar a equação 2.23.

$$F'_m = \frac{N^2}{N^2 - 1} \times \left( \ln N - \frac{3}{4} \right) + \frac{1}{N^2 - 1} \times \left( 1 - \frac{1}{4 \times N^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \times \left( \frac{k_h}{k_c} \right) \times \left( \frac{h_{arg}}{d_c} \right)^2 \quad (4.17)$$

onde:

$F'_m$  = função de adensamento;

$N$  = razão entre o diâmetro de influência da coluna e o diâmetro da coluna ( $N = d_e/d_c = 3,64$ );

$k_h/k_c$  = razão da permeabilidade do solo mole e do material da coluna;

$h_{arg}$  = espessura da camada de argila;

$d_c$  = diâmetro da coluna.

Utilizando os dados do aterro experimental, apresentados anteriormente, e considerando o fator de concentração de tensões ( $n_s$ ) igual a 3, a equação 4.17 resulta igual a 0,667 e o tempo para estabilização para 95% dos recalques resulta em 0,86 ano, conforme apresentado a seguir.

$$F'_m = \frac{3,64^2}{3,64^2 - 1} \times \left( \ln 3,64 - \frac{3}{4} \right) + \frac{1}{3,64^2 - 1} \times \left( 1 - \frac{1}{4 \times 3,64^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \times \left( \frac{4,8 \times 10^{-10}}{1000} \right) \times \left( \frac{10}{0,9} \right)^2$$

$$F'_m = 0,667$$

$$U_h = 1 - e^{-\frac{-8}{F'_m} \times T_{lm}} \quad \therefore U_{95} = 1 - e^{-\frac{-8}{0,667} \times 9,20 \times 10^{-9} \times t} \quad \therefore t = 314 \text{ dias } (0,86 \text{ ano})$$

Verifica-se que com o método proposto por HAN (2010, apud HAN, 2015), com a simplificação dos efeitos de amolgamento e resistência hidráulica dos drenos, o resultado obtido subestima os valores obtidos em campo.

## 4.6 COMENTÁRIOS FINAIS

Este capítulo apresentou os resultados dos métodos analíticos e numérico, apresentados detalhadamente no capítulo 2, para os dados do aterro experimental. Os resultados obtidos para recalque do solo com melhoria, fator de melhoramento do solo e tempo necessário para estabilização de 95% dos recalques estão apresentados nas tabelas 4.12 e 4.13. Os resultados para tempo de estabilização obtidos pelos métodos de Barron, Hansbo e Han e Ye foram calculados utilizando  $c_h$  determinado pelo método de Asaoka.

Tabela 4.12 – Valores de recalque e fator de melhoria do solo ( $n_0$ ) – aterro experimental

<b>Método</b>	<b>Recalque com colunas (m)</b>	<b>Recalque sem colunas (m)</b>	<b>Fator de melhoramento</b>
Priebe	1,59 ( $n_0$ ) 1,34 ( $n_2$ )		$n_0 = 1,39$ $n_2 = 1,65$
Raithel e Kempfert	1,36 ( $m = 0,4$ ) 1,46 ( $m = 0,5$ ) 2,04 ( $m = 1,0$ )	-	-
Análise numérica	1,40	1,71	1,22
Previsão de Asaoka	1,43		
Leitura das placas de recalque em maio/2017 (média)	1,29		
Cálculo clássico		2,21	

Tabela 4.13 – Valores de tempo de estabilização – aterro experimental

<b>Método</b>	<b><math>t_{95}</math> radial (ano)</b>	<b><math>t_{95}</math> 1D (ano)</b>
Barron	1,29	-
Hansbo	1,89	-
Han e Ye	1,31	-
Análise numérica	2,09	46,9
Previsão de Asaoka	1,29	-
Terzaghi	-	11,3

Os valores de fator de melhoramento calculados pelo método de Priebe indicaram a mesma tendência observada para os valores obtidos no capítulo 2. Os valores de  $n_0$  e  $n_1$  são praticamente iguais, evidenciando que a consideração da compressibilidade do material não altera o valor do coeficiente de melhoramento do solo. Da mesma forma que verificado na revisão bibliográfica, o valor de  $n_2$  é maior que  $n_0$  e  $n_1$ . Quando considerado o fator de melhoramento  $n_2$ , o resultado obtido para o recalque do solo melhorado com colunas de brita resultou em um valor mais próximo ao verificado em campo.

Para os dados obtidos nos ensaios de adensamento oedométrico, apresentados no anexo 1, os valores do parâmetro  $m$  utilizado no método de Raithel e Kempfert variam de 0,3 a 0,6 para a faixa de tensões das amostras. O valor de  $m$  igual a 0,4 foi o que apresentou melhor concordância de valor de recalque quando comparado aos valores obtidos pela análise numérica, pela previsão de desempenho de Asaoka e verificados em campo.

A análise numérica realizada para obtenção da curva de recalque versus tempo apresentou comportamento semelhante ao verificado em campo, porém com maior tempo para atingir o recalque final. Para a geometria do aterro experimental, espaçamento fora do padrão,

foi considerado o valor de  $K^*$  igual a  $K_0$  (coeficiente de empuxo do solo no repouso) nas análises numéricas pois foi o valor que melhor caracterizou os resultados de campo. A análise numérica é muito sensível às mudanças de parâmetros e de modelos constitutivos adotados, como observado no capítulo 2 e pelos resultados obtidos variando os modelos e o valor de  $K^*$ . As análises numéricas realizadas com os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* apresentaram pequena variação no valor de recalque para o período comparado com os dados de campo para este caso de obra. No entanto, o modelo *Hardening Soil* apresentou valor de recalque muito inferior, pois não é um modelo recomendado para a simulação do comportamento de solos moles.

Para os dados de dissipação de poro pressão, a análise numérica apresentou valores de pico (máximos) muito próximos aos obtidos em campo. A análise numérica foi realizada seguindo o histórico de construção do aterro, dessa forma verifica-se que os resultados obtidos com as análises numéricas são coerentes para o período de execução do aterro. Durante a execução das camadas ocorre o aumento do excesso de poro pressão, e na fase de adensamento ocorre a dissipação do excesso de poro pressão. No entanto, por problemas na instrumentação, não foi possível determinar o tempo final para a dissipação do excesso de poro pressão para comparar com os resultados das análises numéricas.

Para a realização das análises de previsão de desempenho pelo método de Asaoka foi utilizado o intervalo de tempo igual a 60 dias. A média da previsão de recalque final para as placas de recalque foi de 1,43 m e a média dos coeficientes de adensamento, considerando drenagem radial pura, foi  $7,94 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. O comportamento da curva de recalque versus tempo pela previsão de Asaoka indica a tendência a estabilização, o que difere do comportamento das curvas de campo. Foi determinado também o coeficiente de adensamento considerando drenagem combinada (radial + vertical), porém a diferença de valores de  $c_h$  considerando drenagem radial pura é 7% maior que com drenagem combinada. Esta diferença indica que a drenagem vertical não altera significativamente os valores de  $c_h$  devido ao diâmetro da coluna de brita ser muito grande e a drenagem radial ser predominante. A variação no intervalo de tempo ( $\Delta t$ ), utilizado para as análises do método de Asaoka, indicou que o valor de  $\Delta t$  não influencia de forma significativa o valor da previsão de recalque final, porém aumentou cerca de 60% o valor de  $c_h$ .

Os valores obtidos para o tempo de estabilização pelos métodos de Barron e Han e Ye possuem boa concordância entre si, porém apresentam valores subestimados. O tempo de

monitoramento até o final desta pesquisa foi de 521 dias (1,43 anos) e o aterro não havia atingido a estabilidade, e os valores obtidos pelos métodos de Barron e Han e Ye são de 1,29 e 1,31 anos, respectivamente. A teoria desenvolvida por Hansbo, para drenos pré-fabricados, foi a que apresentou resultado mais coerente com o comportamento verificado em campo.

A partir dos dados de recalque e tempo de estabilização, verifica-se que a coluna de brita teve, no caso presente, mais vantagem em diminuir o tempo de estabilização de recalques do que em diminuir a magnitude de recalques.



## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 5.1 INTRODUÇÃO

Este trabalho, inserido na linha de pesquisa de Obras sobre Solos Moles da Área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil da COPPE, teve como objetivo avaliar o comportamento de um aterro sobre colunas de brita em solos moles, a partir da análise dos dados obtidos da instrumentação de uma área experimental. Para a realização deste trabalho foram acompanhadas as etapas de construção e monitoramento do aterro experimental. Com base nos resultados obtidos em campo, foram avaliados os métodos analíticos e numéricos utilizados para previsão dos resultados de recalque final, tempo para estabilização e dissipação dos excessos de poro pressão.

A revisão bibliográfica sobre os procedimentos de cálculo para colunas de brita foi apresentada na forma de uma sequência de cálculo para um problema a ser resolvido. Foram descritos e exemplificados os métodos de Priebe, de Raithel e Kempfert, a teoria de Barron, o método de Han e Ye e a verificação de estabilidade considerando um material compósito e utilizando o método de trincheira equivalente. Para analisar o comportamento do solo mole melhorado com colunas de brita, foi realizada uma análise numérica com o auxílio do *software* Plaxis e comparados os resultados obtidos com os métodos analíticos.

O caso de estudo deste trabalho foi o aterro experimental da E.T.E. Alcântara, localizado na cidade de São Gonçalo – RJ. A área do aterro experimental foi determinada por ser a região com maior espessura de solo mole. Nesta região foram executadas 100 colunas de brita, em uma malha quadrada de 10 x 10 colunas, com diâmetro de 0,90 m e espaçamento entre eixos de 2,90 m. É importante salientar que o espaçamento utilizado de 2,90 m não é típico para colunas de brita, ele foi, entre as alternativas disponíveis, o que apresentou melhor resultado e custo benefício. Foram descritas as etapas de execução do aterro experimental desde a execução do aterro de conquista até sua finalização.

A investigação geotécnica realizada para a determinação dos parâmetros do solo compreendeu ensaios de piezocone e de palheta, realizados pelas empresas Terratek e

Fugro, sondagens a percussão, ensaios oedométricos e de caracterização realizados pela COPPETEC.

## 5.2 OBSERVAÇÕES DE CAMPO

O aterro experimental foi instrumentado com seis placas de recalque, quatro piezômetros Casagrande e um indicador de nível d'água (I.N.A.). Dos resultados obtidos das leituras dos piezômetros, verificou-se que no início da execução do aterro, primeiras camadas até a cota de 4,0 m, eles apresentaram resultados coerentes com a execução do aterro: durante a execução das camadas o excesso de poro pressão aumenta e nos períodos de adensamento, o excesso de poro pressão diminui. Porém, após o término do aterro por problemas na instrumentação, não foi possível determinar o tempo necessário para a dissipação do excesso de poro pressão.

As placas de recalque, escolhidas por possuírem resposta imediata, de boa precisão e medição mecânica, apresentaram recalques com média de 1,29 m para o período de acompanhamento do monitoramento de 521 dias.

## 5.3 RECALQUES

A alternativa escolhida para melhoramento do solo, colunas de brita, se mostrou adequada para a região com solos moles, pois reduziu a magnitude dos recalques. Os recalques totais obtidos com a utilização dos métodos analíticos e numérico apresentaram boa concordância com as medidas de campo. Para o método de Raithel e Kempfert, o valor de  $m$  igual a 0,4 foi o que apresentou melhor concordância de valor de recalque quando comparado aos valores obtidos pela análise numérica, pela previsão de desempenho de Asaoka e verificados em campo.

Priebe apresenta fator de melhoramento  $n_2$  maior que  $n_1$  e  $n_0$  para o problema apresentado no capítulo 2 e para o aterro experimental. Em ambos os casos, os valores de  $n_0$  e  $n_1$  são praticamente iguais, evidenciando que a consideração da compressibilidade do material no cálculo não altera o valor do coeficiente de melhoramento do solo. No entanto, a consideração do peso da coluna e do solo envolvente aumenta o fator de melhoramento de solo ( $n_2$ ), tornando-o menos conservativo.

Com base nos resultados de 20 projetos instrumentados, MC CABE (2009) recomenda a utilização do fator de melhoramento  $n_0$ , que apresentou melhor concordância para as medidas e retroanálises realizadas pelo autor. No entanto, para o aterro experimental o fator de melhoramento  $n_2$  foi o que apresentou melhor concordância com os resultados obtidos pela instrumentação.

Para a realização das análises de previsão de desempenho pelo método de Asaoka foi utilizado o intervalo de tempo igual a 60 dias. O comportamento da curva de recalque versus tempo pela previsão de Asaoka, indica a tendência a estabilização, o que difere do comportamento das curvas de campo. Foram determinados os coeficiente de adensamento considerando drenagem radial pura e drenagem combinada (radial + vertical). A diferença de valores de  $c_h$  considerando drenagem radial pura é de 7% maior que  $c_h$  com drenagem combinada. Esta diferença indica que a drenagem vertical não altera significativamente os valores de  $c_h$  devido ao diâmetro da coluna de brita ser muito grande e a drenagem radial ser predominante.

A curva recalque x tempo obtida pelo método numérico (M.E.F.), considerando o modelo constitutivo *Soft Soil*, apresentou tendência a estabilização, da mesma forma que a análise de Asaoka, porém divergindo do comportamento de campo. Este comportamento sugere a ocorrência de adensamento secundário, também verificado no gráfico da análise de Asaoka, na mudança de inclinação da curva.

Nas análises numéricas realizadas para verificar o efeito da instalação das colunas de brita no valor do coeficiente de empuxo ( $K^*$ ), o valor de  $K^*$  que apresentou resultados mais próximos ao verificado em campo no aterro experimental foi  $K^*$  igual a  $K_0$  (coeficiente de empuxo no repouso). No entanto, para o problema apresentado na capítulo 2, o valor de  $K^*$  que apresentou melhor concordância está na faixa de 1,2 a 1.5. É importante destacar que o espaçamento utilizado no aterro experimental, igual a 2,90 m, é fora do padrão. Dessa forma, verifica-se que os resultados obtidos estão de acordo com o apresentado por ELSHAZLY et al.(2008), que o coeficiente de empuxo do solo, após a execução da coluna, varia com o espaçamento entre colunas, diminuindo quanto maior for o espaçamento.

O fator de melhoramento determinado a partir das análises numéricas foi o mais conservativo dos métodos utilizados para os casos apresentados nos capítulos 2 e 4.

## 5.4 TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO

Os valores obtidos para o tempo de estabilização pelos métodos de Barron e Han e Ye possuem boa concordância entre si, porém apresentam valores subestimados comparados aos de campo. O tempo de monitoramento até o final desta pesquisa foi de 521 dias (1,43 anos) e o aterro não havia atingido a estabilidade, e os valores obtidos pelos métodos de Barron e Han e Ye são de 1,29 e 1,31 anos, respectivamente.

A teoria desenvolvida por Hansbo, para drenos pré-fabricados, foi a que apresentou resultado para o tempo de estabilização mais coerente com o comportamento verificado em campo. A análise numérica foi a que apresentou maior tempo para estabilização dos recalques tanto para o problema do capítulo 2 quanto para o aterro experimental.

Para o problema apresentado no capítulo 2, o valor do tempo necessário para a estabilização pelo método de Han e Ye foi inferior ao calculado pela teoria de Barron, enquanto que para os dados do aterro experimental foi superior. Esta diferença se deve ao valor do coeficiente de adensamento horizontal modificado ( $c_{hm}$ ) calculado no método de Han e Ye. Quando comparado  $c_{hm}$  com o coeficiente horizontal do solo ( $c_h$ ), para o problema do capítulo 2,  $c_{hm}$  é 73% superior a  $c_h$ , enquanto que, para o aterro experimental, é de 24% o acréscimo.

A partir dos dados de recalque e tempo de estabilização, verifica-se que a coluna de brita teve, no caso do aterro experimental, mais vantagem em diminuir o tempo de estabilização de recalques do que em diminuir a magnitude de recalques.

## 5.5 PORO PRESSÕES

Quando comparados os resultados de dissipação de poro pressão verificados em campo com as análises numéricas, verifica-se que a análise apresentou valores de pico (máximos) muito próximos ao verificado em campo. A análise numérica foi realizada seguindo o histórico de construção do aterro, dessa forma verifica-se que os resultados obtidos com as análises numéricas são coerentes para o período de execução do aterro.

O posicionamento dos piezômetros no modelo numérico foi considerado na profundidade de 4,0 m e distante cerca de 1,0 m da coluna de brita, porém não é possível determinar

com exatidão o posicionamento dos instrumentos em campo, o que pode causar pequenas alterações nos valores de excesso de poro pressão.

Os resultados obtidos para dissipação de excesso de poro pressão e recalque variando com o tempo, indicam que, como esperado, o tempo necessário para estabilização dos recalques é o mesmo que o para dissipação do excesso de poro pressão.

## 5.6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para continuidade desse estudo, sugere-se:

- O prosseguimento do monitoramento das placas de recalque do aterro teste para verificação do tempo e valor final de recalque;
- A análise dos dados de sensores de recalque, piezômetros elétricos de corda vibrante, células de tensão, além de mais placas de recalque e piezômetros Casagrande já instalados na área de estudo abrangida pela pesquisa de doutorado em andamento;
- Realização de novos ensaios de campo para validação dos parâmetros adotados na análises;
- Análise dos dados de inclinômetros para validação da estabilidade do aterro e verificação dos resultados com a utilização de métodos numéricos;
- Análise dos dados de Asaoka para a verificação do adensamento secundário indicado nos gráficos.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; DAVIES, M. C. R.; PARRY, R. H. G. **Centrifuged embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations**. *Geotechnique*, v. 35, n. 4, pp. 425-441, 1985.
- ALMEIDA, M. S. S.; FUTAI, M. M.; LACERDA, W. A.; MARQUES, M. E. S. **Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays - Part 1**. *Soils & rocks*, v. 31, pp. 69-75, 2008.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- ALMEIDA, M. S. S. **Notas de aula: aterros sobre solos moles**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2015.
- AMERICAN STANDARD OF TESTING MATERIAL. **ASTM D 4883**: Standard test method for index puncture resistance of geotextiles, geomembranes and related products. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2000.
- ASAOKA, A. **Observation procedure of settlement prediction**, *Soil and Foundation*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 18, n. 4, pp. 87-101, Dec. 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10319**: Geossintéticos – ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: solo – ensaios de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991.
- BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ**. 2016. 292p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- BARRON, R. A. **Consolidation of fine-grained soils by drain wells**. *Transactions, ASCE*, v. 113, pp. 718-754, 1948.
- BJERRUM, L. Embankments on Soft Ground. **Proceedings of the specialty conference on performance of earth and earth-supported structures**, American Society of Civil Engineers, New York, v. 2, pp. 1-54, 1972.
- BRINKGREVE, R. B. J. **Finite element code for soil and rock analyses – PLAXIS – 2D user's manual**. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2010.

CAMPOS, P. A. **Análise numérica paramétrica de um aterro teste sobre solo mole.** 2015. 100 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2015.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos.** Vol. 1. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

DANZIGER, F. A. B.; ALMEIDA, M. S. S.; SILLS, G. C. **The significance of the strain path analysis in the interpretation of piezocone dissipation data.** *Geotechnique*, UK, v. 47, n. 5, pp. 901-914, 1997.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. **Ensaio de Piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação.** In: Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC, 2000, São Paulo. Anais do Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC. São Paulo: ABMS, 2000.

Departamento Nacional de Estradas de Rolagem. DNER PRO 381-1998, **Projeto de aterro sobre solos moles para obras viárias.** Rio de Janeiro. 1998.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.** New York: John Wiley & Sons, 1988.

ELSHAZLY, H. A.; ELKASABGY, M.; ELLEBOUDY, A. **Effect of inter-column spacing on soil stresses due to vibro-installed stone columns: interesting findings.** *Geotech Geol Eng* 26, pp. 225–236. 2008.

FAGUNDES, D. F. **Modelagem centrífuga de aterros estruturados.** 2016. 251p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

FÉLIX, M. – Comunicação pessoal. 2016.

FUGRO – Relatório da empresa Fugro In situ Geotecnia LTDA. 2016.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; COSTA, A. M.; AMARAL, C. S. **Investigação geotécnica em um depósito de argila muito mole baixada fluminense.** In: V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo. v. 1. pp. 500-510, 2004.

GUO, W.; CHU, J. **New observational method for prediction of one-dimensional consolidation settlement.** *Geotechnique*. v. 67, n. 6, pp. 516-522. June, 2017.

HAN, J. **Principles and practices of ground improvement.** New Jersey: John Wiley & Sons, 2015.

HAN, J.; YE, S. L. **A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects.** *Int. J. Geomech.*, 2(2), p. 135–151, 2002.

HANSBO, S. **Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains.** Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, v. 3, Paper 12/22, pp. 677–682, 1981.

HOSSEINPOUR, I. **Test embankment on geotextile encased granular columns stabilized soft ground**. 2015. 356 p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

HOSSEINPOUR, I – Comunicação pessoal. 2016.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. **Analysis of the piezocone in clay**. In: ISOPT, 1. Orlando. Proceedings... Orlando. v. 2. pp. 777 – 783, 1988.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. **New developments in field and laboratory testing of soils**, 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, v. 1, pp. 57-153, 1985.

KELLER, **Keller foundations brochure**. Disponível em: [www.keller.co.uk](http://www.keller.co.uk). 2016a.

KELLER – Relatório da empresa Keller. 2016b.

LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. **Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays**, In: Proceedings of the X PCSMFE, State-of-the art lecture, pp. 133-176. Mexico, 1995.

LAMBE, T. W., **Predictions in soil engineering**. 13th Rankine Lecture, Géotechnique. v. 23, n. 2, pp. 149-202, 1973.

LIMA, B. T. **Modelagem numérica da construção de aterro instrumentado na baixada fluminense**. 2007. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

LIMA, B. T. **Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles**. 2012. 314p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MAGNAN, J. P. ; DEROY, J. M. **Analyse graphique des tassement observes sous ler ouvrage**, Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chaussées, Paris, 109, set-out, pp. 9- 21, 1980.

MCCABE, B. A.; NIMMONS, G. J.; EGAN, D. **A review of field performance of stone columns in soft soils**. In: Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, v. 162, n. 6, pp. 323-334, 2009.

MESRI, G.; ASCE, M.; CASTRO, A. **The Ca/Cc concept and Ko during secondary compression**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 112, 3. pp. 230-247. Mar. 1987.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. 1980. 715 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **Mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. [S. l.]: Terratek, 2007.



PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRIEBE, H. **Estimating settlement in a gravel column consolidated soil**. Die Bautech, 53, 160–162 (em Alemão). 1976.

PRIEBE, H. J. **The design of vibro replacement**. Ground Engineering. Technical Paper GT 07-13 E, 1995.

RAITHEL, M.; KEMPFERT, H. G. **Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns**. In: Proceedings of GeoEngineering, Melbourne, pp. 347, Nov. 2000.

ROZA, F. C. **Comportamento de obras sobre solos moles com colunas de brita**. 2012. 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SLOPE INDICATOR MANUAL, **Guide to geotechnical instrumentation**. Durham Geo Slope Indicator, Washington, USA. 2004.

TAN, S. A.; TJAHYONO, S.; OO, K. K. **Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134, n. 2, pp. 185–194. 2008.

TERRA, B. S. R. **Análise de recalques do aterro experimental II sobre a argila mole de Sarapuí com elementos drenantes**. 1988. 239p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G., **Soil mechanics in engineering practice**. 3rd. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

THORBURN, S. **Building structures supported by stabilized ground**. Géotechnique. v. 25 81975, N° 1, pp. 83-94, 1975.

## **ANEXO 1 – Dados de laboratório**

## A.1 ENSAIOS DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO

Foram realizados ensaios de adensamento oedométrico em corpos de prova (CP) indeformados e saturados das cinco amostras de solo. Os ensaios tem como objetivo a determinação dos parâmetros do solo como o módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ), coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) e coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_v$ ).

Os ensaios foram realizados em nove estágios de pressão aplicada (1,50 kPa, 3,125 kPa, 6,25 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa) e para cada estágio foram realizadas leituras no extensômetro com a variação do tempo até que as deformações estabilizassem. Cada leitura do extensômetro equivale a 0,001 cm e cada estágio tinha duração de 24 horas.

A partir destes valores, foi determinada a deformação sofrida no corpo de prova para cada estágio de pressão aplicada, de acordo com a equação A.1.

$$\delta_n = \delta_{n-1} + (l_f - l_i) \times 0,001 \quad (\text{A.1})$$

onde:

$\delta$  = deformação do CP no estágio n de carregamento;

$l_f$  = leitura final do extensômetro;

$l_0$  = leitura inicial do extensômetro.

Com os valores da deformação, calcula-se a altura final do corpo de prova para cada estágio de pressão aplicada, de acordo com a equação A.2

$$h_f = h_i - \delta \quad (\text{A.2})$$

onde:

$h_f$  = altura final do CP;

$h_0$  = altura inicial do CP (igual a 2 cm).

O próximo passo é a determinação da altura correspondente ao solo seco ( $h_s$ ), que é feita com a equação A.3.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\frac{P_s}{V_s}}{1} = \frac{P_s}{\text{Área} \times h_s} \therefore h_s = \frac{P_s}{\text{Área} \times G_s} \quad (\text{A.3})$$

onde:

$G_s$  = peso específico dos grãos;

$\gamma_s$  = peso específico do solo seco;

$\gamma_w$  = peso específico da água ( $10 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ g/cm}^3$ )

$P_s$  = peso do solo seco;

$V_s$  = volume dos sólidos (área  $\times h_s$ ).

Com o valor de  $h_s$  determinado, calcula-se o índice de vazios ( $e$ ) para cada estágio de pressão aplicada, de acordo com a equação A.4. Os resultados estão apresentados para as cinco amostras na forma gráfica nas figuras de A1.1 a A1.5.

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{A_V \times h_V}{A_S \times h_S} = \frac{h_V}{h_S} = \frac{h_f - h_S}{h_S} = \frac{h_f}{h_S} - 1 \quad (\text{A.4})$$

onde:

$e$  = índice de vazios;

$V_V$  = volume de vazios;

$V_S$  = volume dos sólidos;

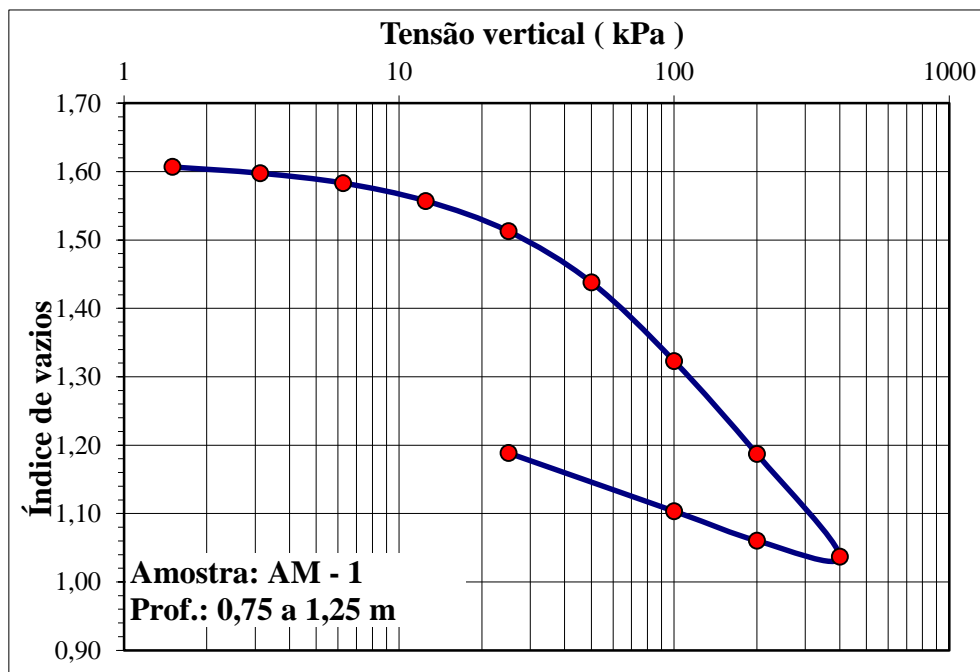


Figura A1.1 – Relação índice de vazios x tensão vertical efetiva- ( $\sigma'_v$ ) – amostra 1

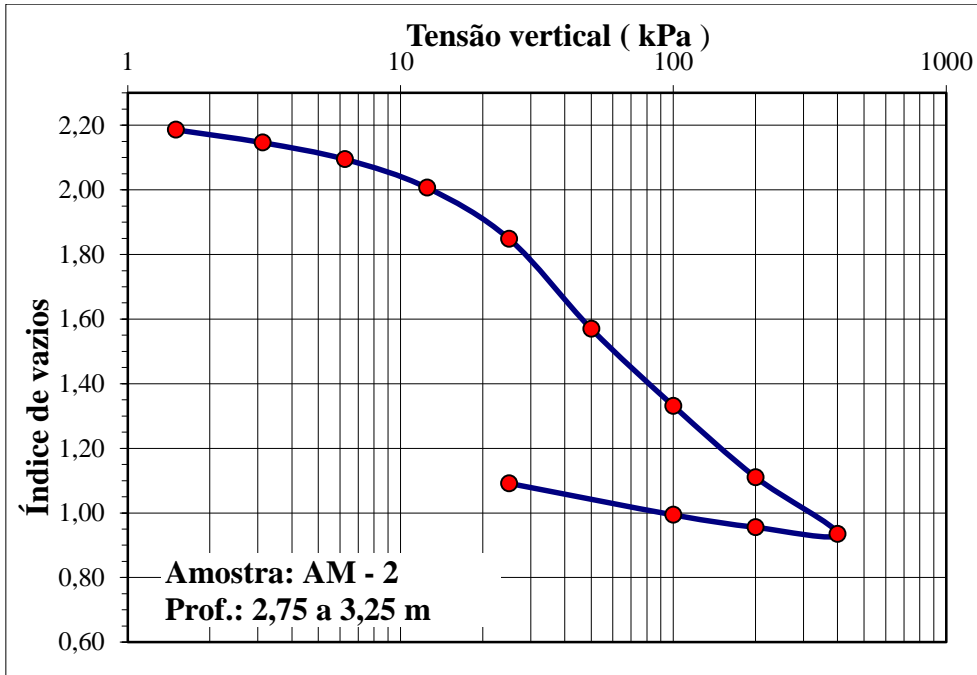


Figura A1.2 – Relação índice de vazios x tensão vertical efetiva- ( $e \times \sigma'_v$ ) – amostra 2

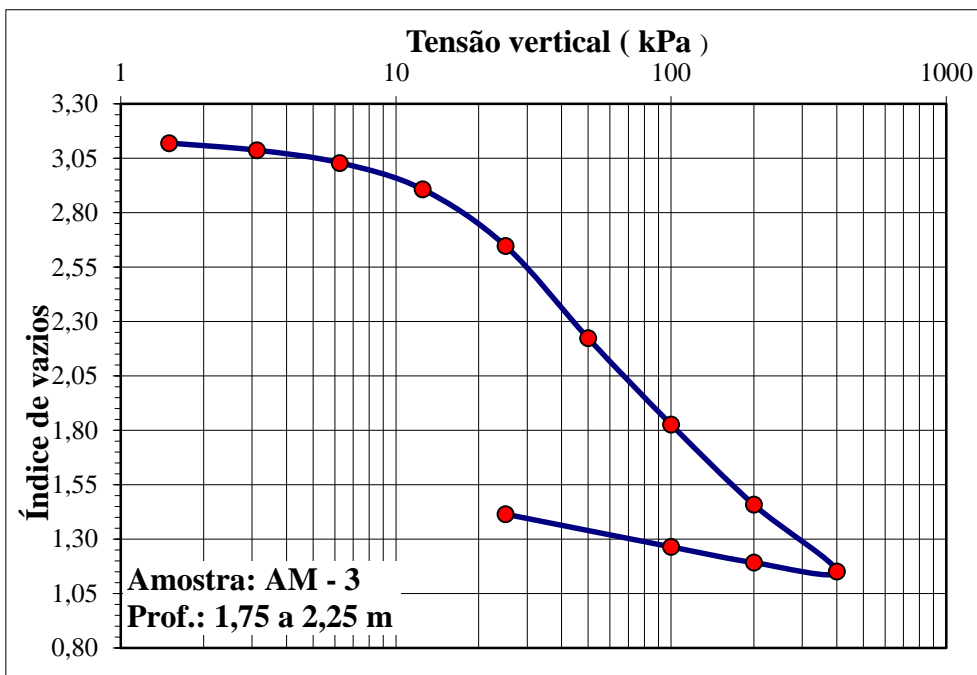


Figura A1.3 – Relação índice de vazios x tensão vertical efetiva- ( $e \times \sigma'_v$ ) – amostra 3

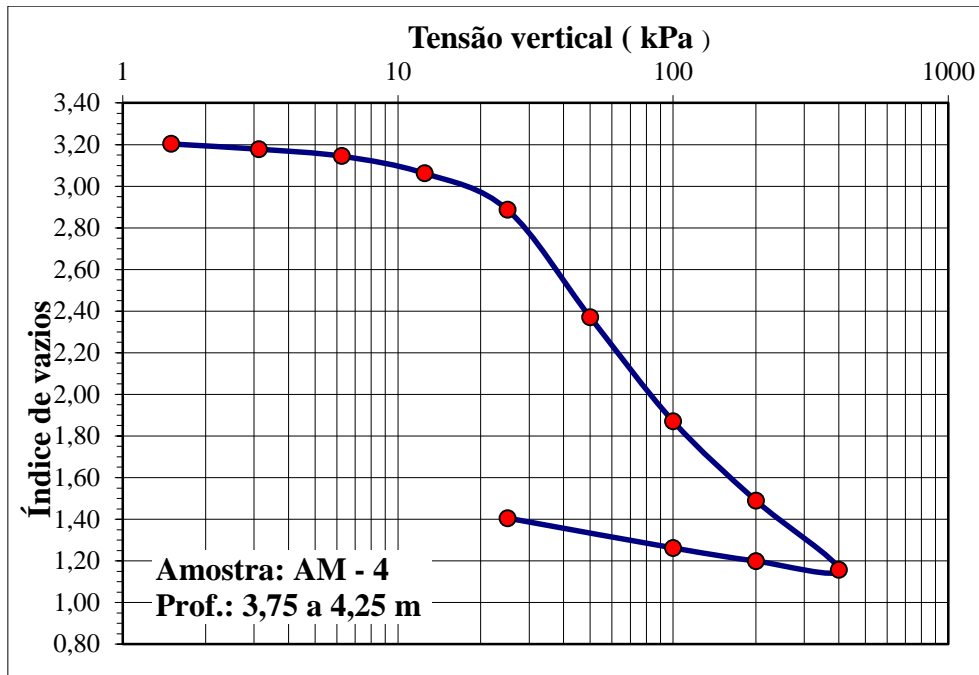


Figura A1.4 – Relação índice de vazios x tensão vertical efetiva ( $e \times \sigma'_v$ ) – amostra 4

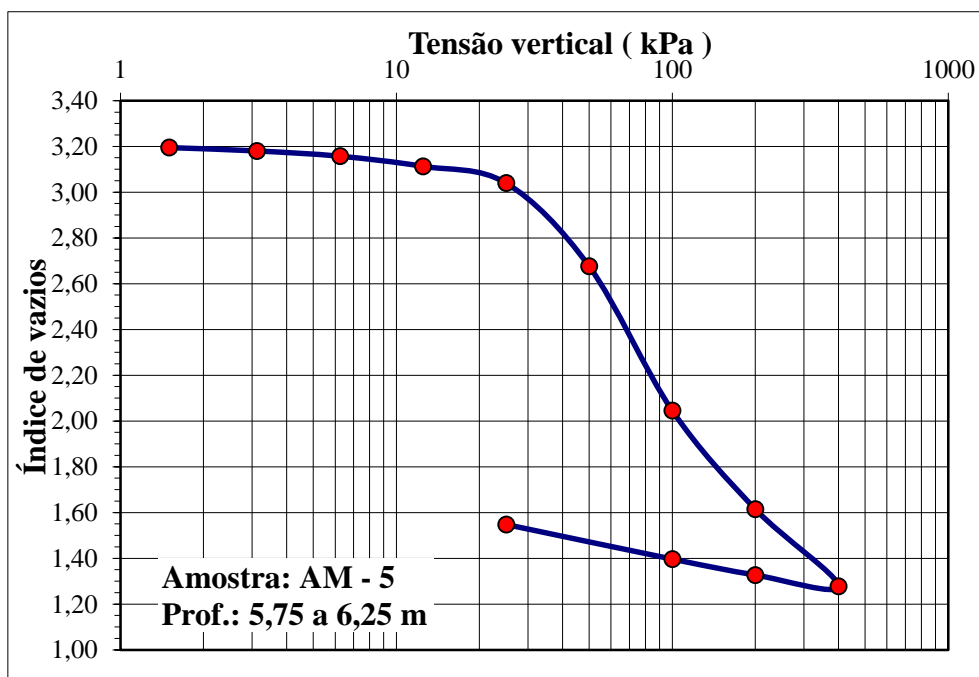


Figura A1.5 – Relação índice de vazios x tensão vertical efetiva ( $e \times \sigma'_v$ ) – amostra 5

A deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) do corpo de prova é calculado de acordo com a equação A.5 e o módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ) com a equação A.6, ambos parâmetros determinados para os diferentes estágios de pressão. Os resultados estão apresentados nas tabelas de

A1.1 a A1.5 com o respectivo gráfico de variação do módulo oedométrico com a pressão aplicada (tensão vertical efetiva).

$$\varepsilon_v = \frac{-\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \quad (\text{A.5})$$

$$E_{oed} = \frac{\sigma'_v}{\varepsilon_v} \quad (\text{A.6})$$

onde:

$\varepsilon_v$  = deformação volumétrica;

$\Delta e$  = variação do índice de vazios;

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$e_f$  = índice de vazios final;

$E_{oed}$  = módulo oedométrico do solo;

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva.

Tabela A1.1 – Resultados ensaios oedométricos – Amostra 1

<b>AMOSTRA 1</b>			
e	$\sigma'_v$ (kPa)	$\varepsilon_v$	Eoed. (kPa)
1,61	1,5	-	
1,60	3,1	0,00351	890
1,58	6,3	0,00554	1129
1,56	12,5	0,01012	1235
1,51	25	0,01738	1438
1,44	50	0,02966	1686
1,32	100	0,04718	2119
1,19	200	0,05853	3417
1,04	400	0,06874	5819

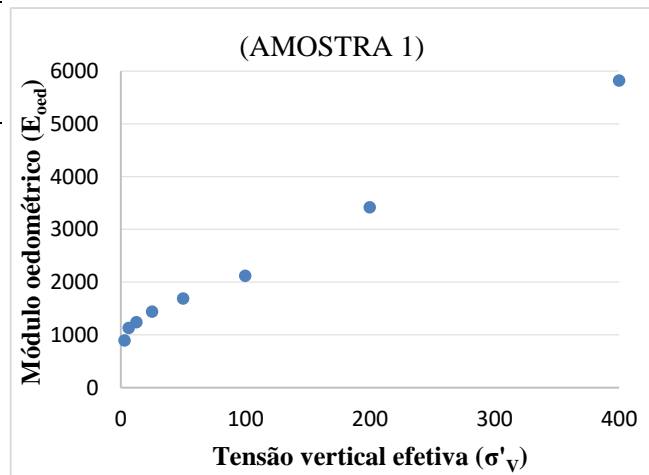


Tabela A1.2 – Resultados ensaios oedométricos – Amostra 2

<b>AMOSTRA 2</b>			
e	$\sigma'_v$ (kPa)	$\varepsilon_v$	Eoed. (kPa)
2,19	1,5	-	
2,15	3,1	0,01256	249
2,10	6,3	0,01628	384
2,01	12,5	0,02844	440
1,85	25	0,05269	474
1,57	50	0,09775	511
1,33	100	0,09278	1078
1,11	200	0,09472	2112
0,93	400	0,08340	4796

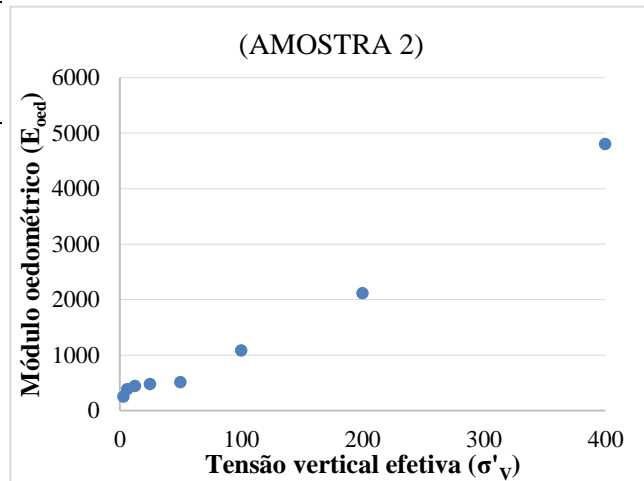


Tabela A1.3 – Resultados ensaios oedométricos – Amostra 3

<b>AMOSTRA 3</b>			
e	$\sigma'_v$ (kPa)	$\varepsilon_v$	Eoed. (kPa)
3,12	1,5	-	
3,09	3,1	0,00801	390
3,03	6,3	0,01413	442
2,91	12,5	0,03019	414
2,65	25	0,06649	376
2,22	50	0,11645	429
1,83	100	0,12284	814
1,46	200	0,13056	1532
1,15	400	0,12500	3200

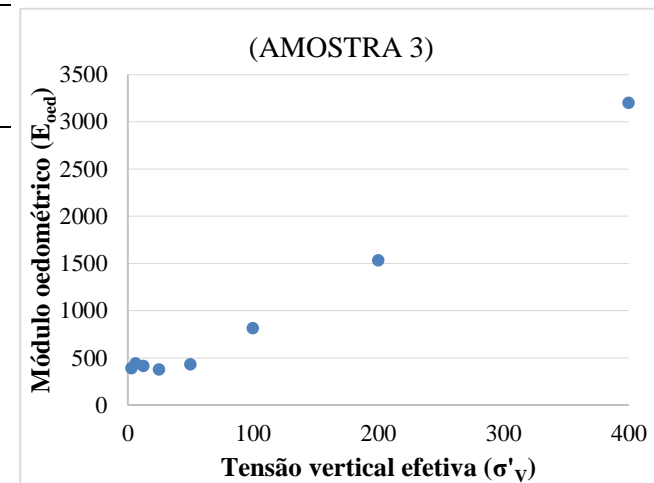


Tabela A1.4 – Resultados ensaios oedométricos – Amostra 4

<b>AMOSTRA 4</b>			
e	$\sigma'_v$ (kPa)	$\varepsilon_v$	Eoed. (kPa)
3,20	1,5	-	
3,18	3,1	0,00602	519
3,14	6,3	0,00807	774
3,06	12,5	0,01984	630
2,89	25	0,04307	580
2,37	50	0,13286	376
1,87	100	0,14822	675
1,49	200	0,13289	1505
1,16	400	0,13378	2990

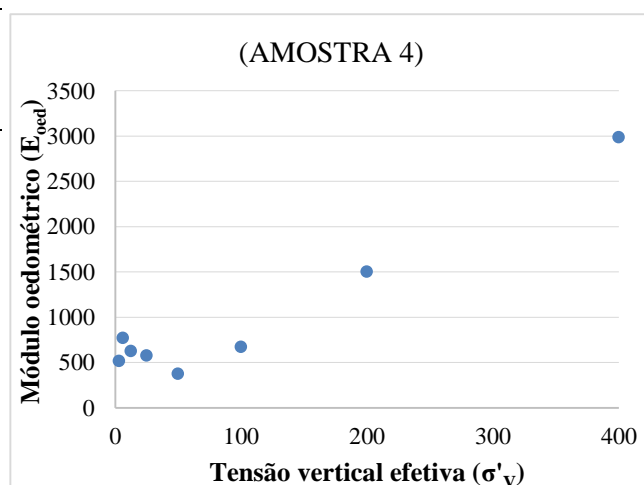
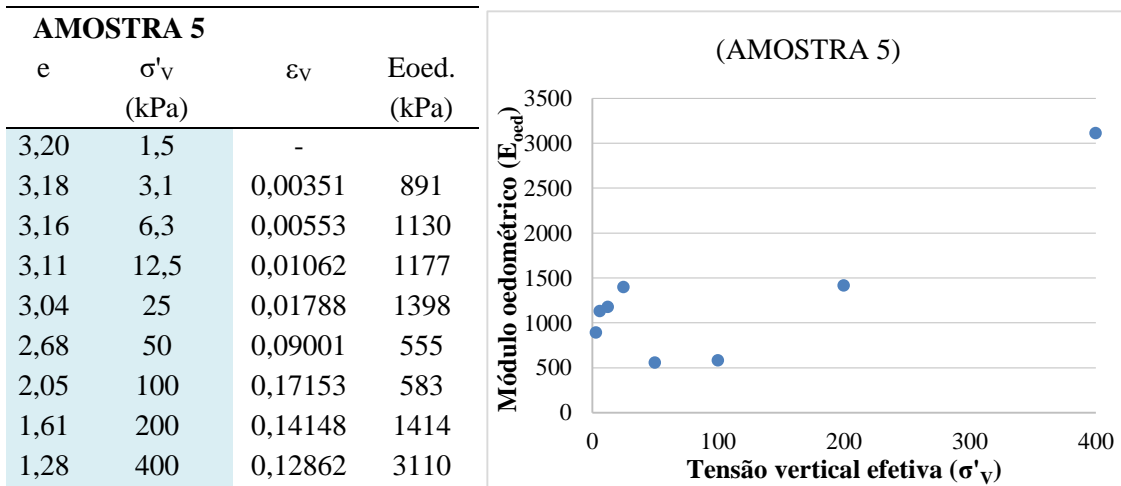




Tabela A1.5 – Resultados ensaios oedométricos – Amostra 5



Outro parâmetro determinado a partir dos ensaios oedométricos é o coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ), que é calculado conforme a equação A.7 para cada um dos estágios de tensão aplicada, como ilustram as figuras A1.6 a A1.11

$$c_v = \frac{h_d^2 \cdot T}{t} = \frac{h_f^2}{2} \cdot \frac{0,848}{t} \quad (\text{A.7})$$

onde:

$H_d$  = distância de drenagem;

T = fator tempo (para 90%, T igual a 0,848);

$t_{90}$  = tempo correspondente a 90%.

O valor de  $t_{90}$  foi determinado pelo método de Taylor para cada um dos estágios de carregamento, e a partir do valor de  $c_v$  para o estágio de 50 e 100 kPa foi determinado  $c_v$  para o valor correspondente a metade da tensão vertical efetiva na profundidade da amostra.

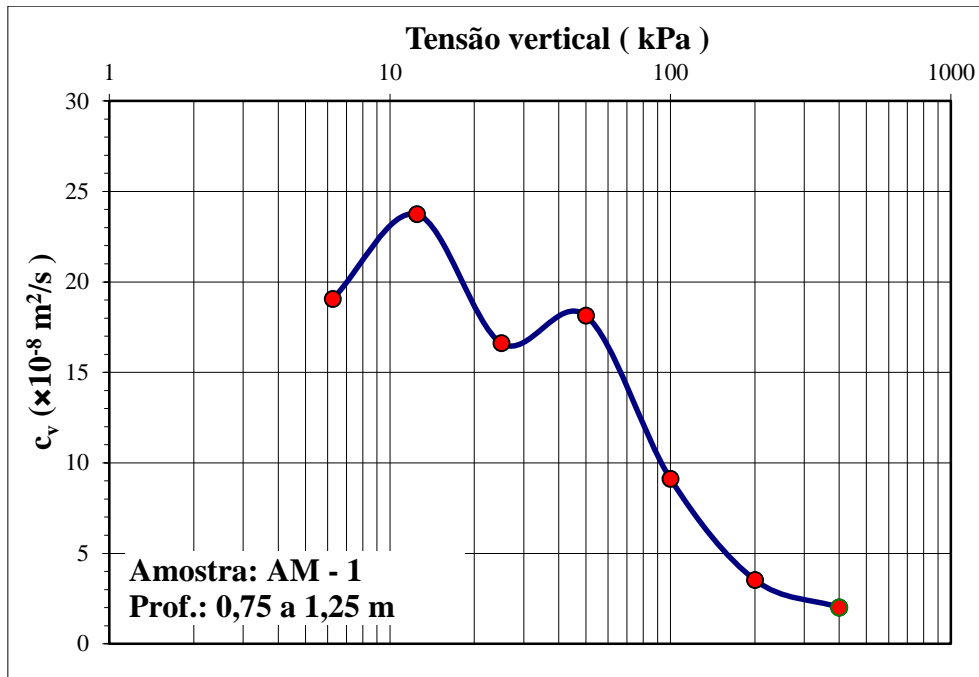


Figura A1.6 – Relação coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva- ( $c_v \times \sigma'_v$ ) – amostra 1

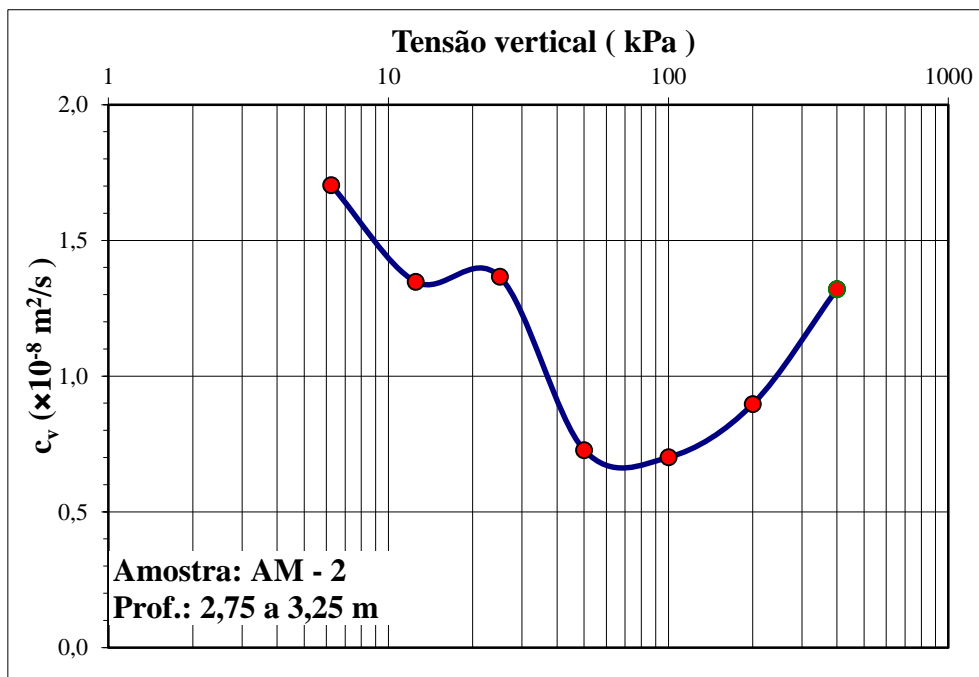


Figura A1.7 – Relação coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva- ( $c_v \times \sigma'_v$ ) – amostra 2

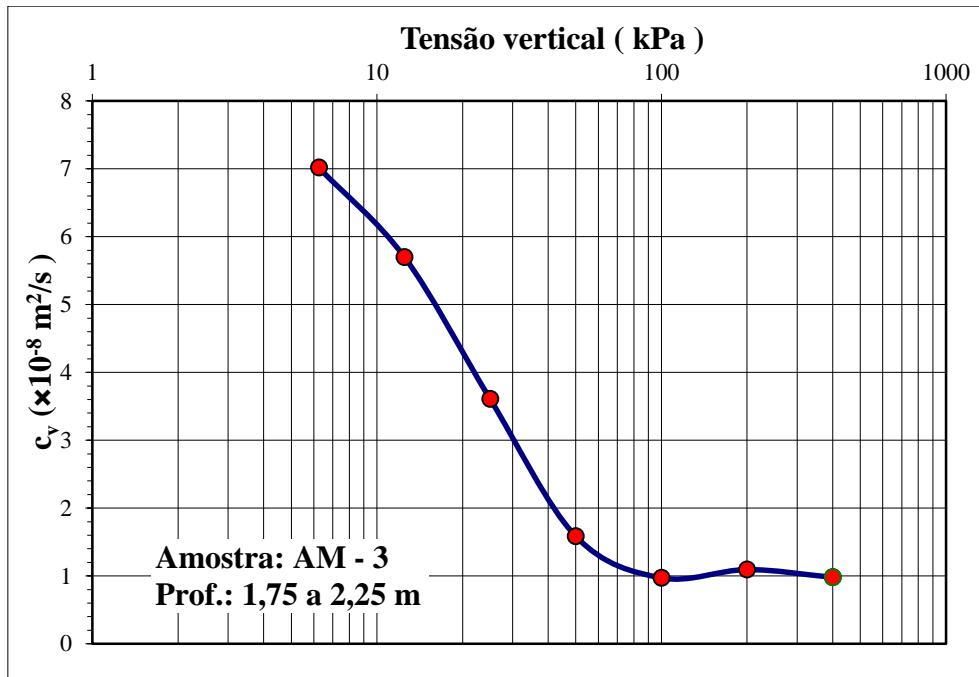


Figura A1.8 – Relação coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva- ( $c_v \times \sigma'_v$ ) – amostra 3

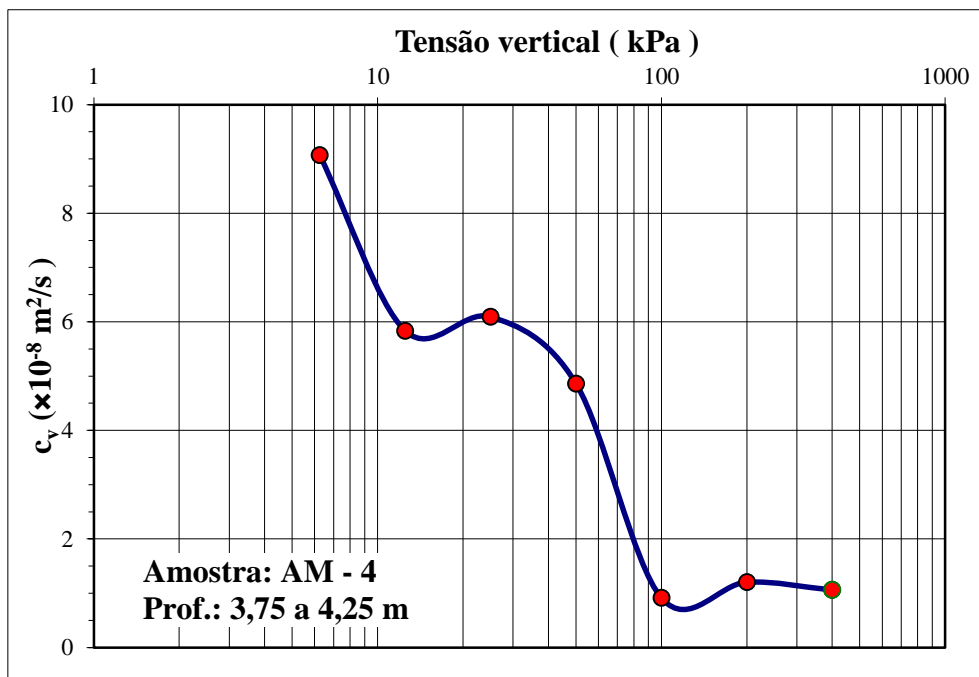


Figura A1.9 – Relação coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva- ( $c_v \times \sigma'_v$ ) – amostra 4

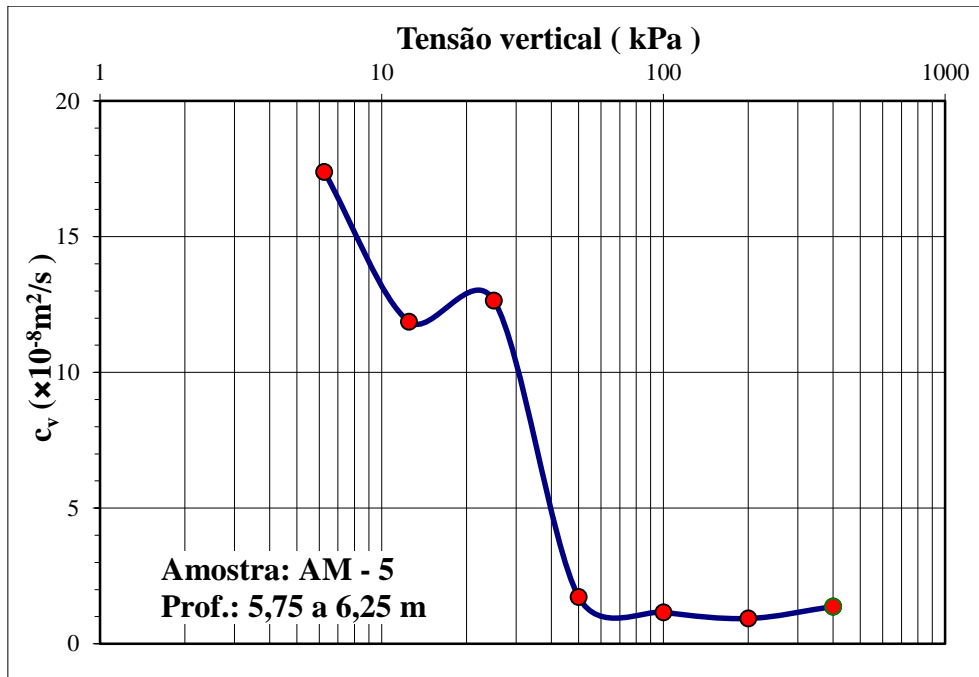


Figura A1.10 – Relação coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva- ( $c_v \times \sigma'_v$ ) – amostra 5

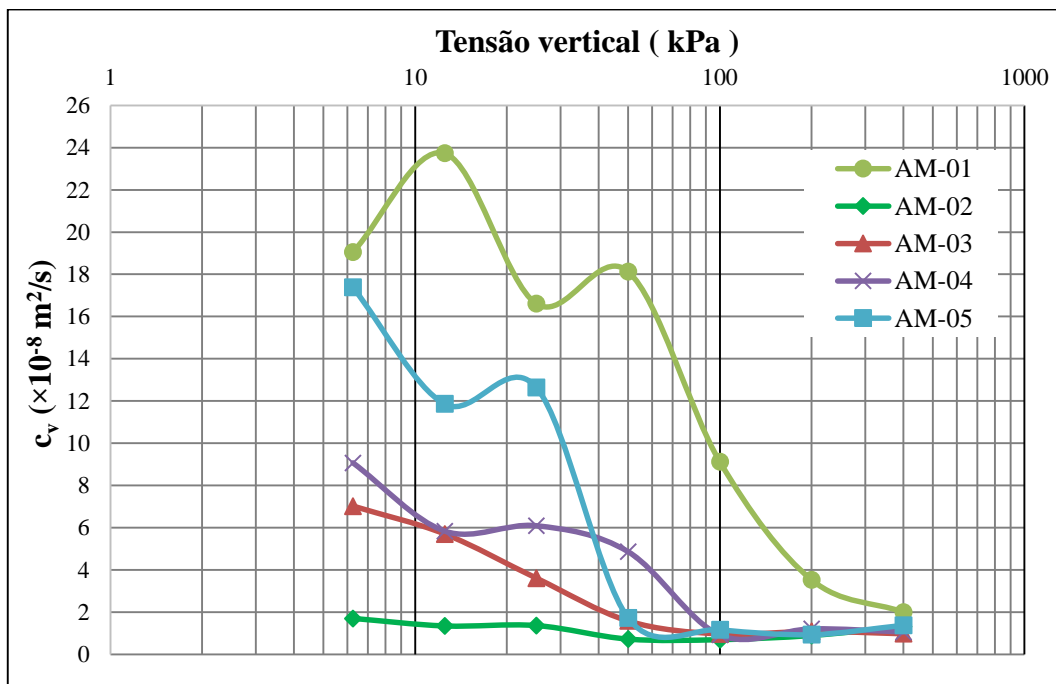


Figura A1.11 – Relação coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva- ( $c_v \times \sigma'_v$ ) – todas amostras

Na figura A1.12 estão representados os resultados do módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ) variando com tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) para de todas as amostras. O coeficiente de dependência

de rigidez ( $m$ ), utilizado no método de Raithel e Kempfert, foi determinado por ser o valor mais adequado para a faixa de tensões do aterro conforme a equação A.8, e de acordo com a figura A1.12. Foi considerada a tensão média de referência igual a 100 kN/m<sup>2</sup> e o módulo oedométrico de referência do solo ( $E_{oed,s,ref}$ ) igual a 750 kPa. O valor de  $E_{oed,s,ref}$  foi determinado igual a 750 kPa por ser o valor médio de  $E_{oed}$  das amostras para a faixa de  $\sigma'_v$  igual a 100 kN/m<sup>2</sup>.

$$E_{oed,s} = E_{oed,s,ref} \cdot \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^m \quad (A.8)$$

onde:

$p$  = tensão vertical existente.

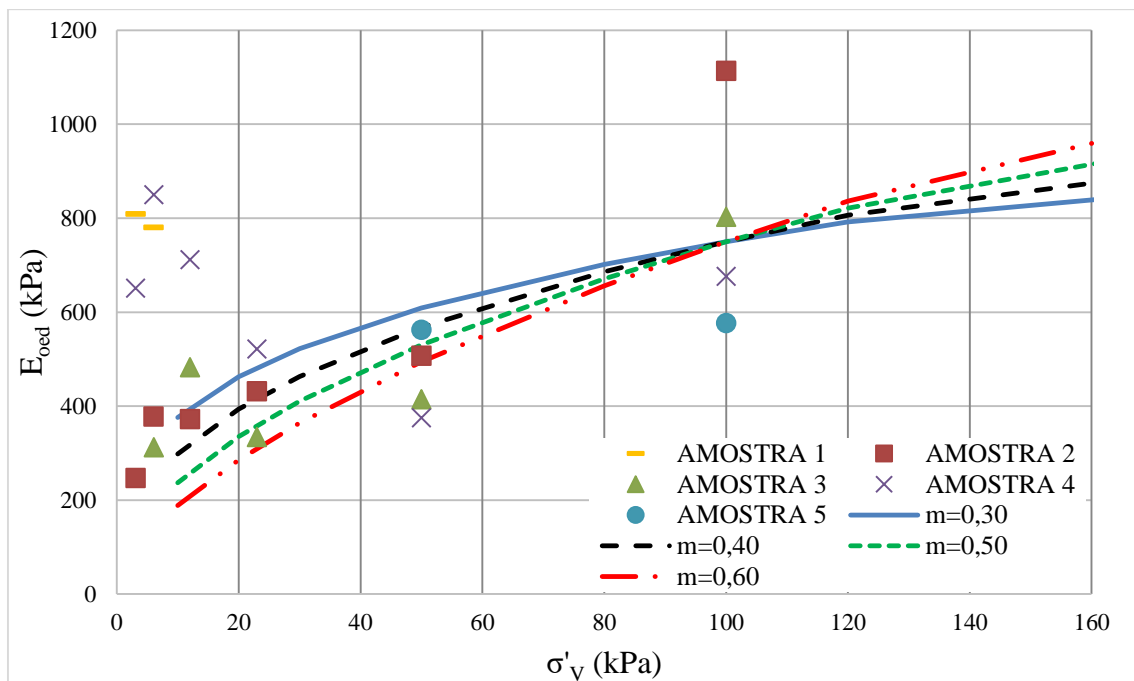


Figura A1.12 – Verificação da influência do parâmetro  $m$

## **ANEXO 2 – Resultados Método de Asaoka**

## A.2 RESULTADOS MÉTODO DE ASAOKA

O método de análise de desempenho desenvolvido por ASAOKA (1978) e posteriormente modificado por MAGNAN E DEROY (1980), apresentado no capítulo 4, foi realizado para os dados de campo obtidos pelas seis placas de recalque (PR). Nas figuras A2.1 a A2.6 estão apresentados os dados de campo para o intervalo de tempo de 60 dias, com os dados iniciando no 130º dia (130/190/250/310/370/430/490) para cada placa.

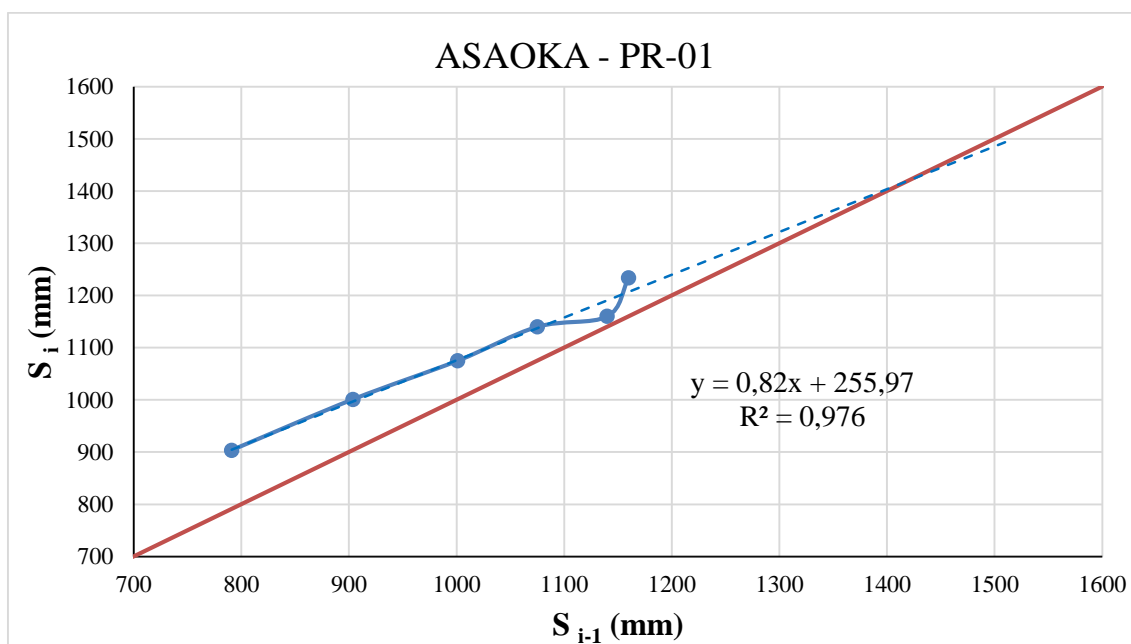


Figura A2.1 – Previsão de Asaoka para PR - 01

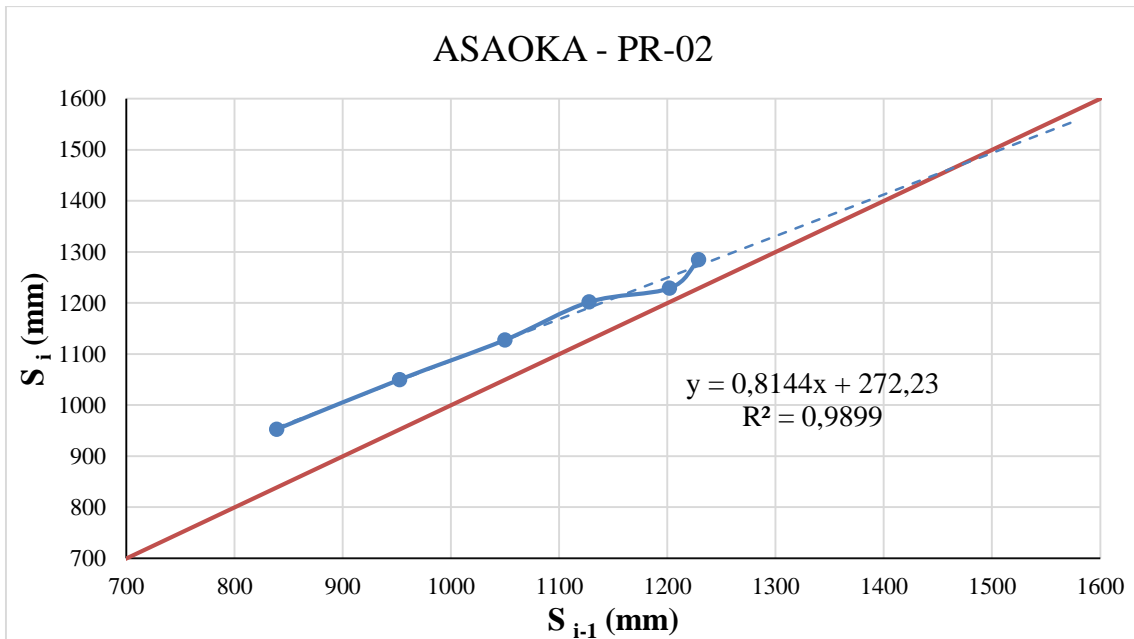


Figura A2.2 – Previsão de Asaoka para PR – 02

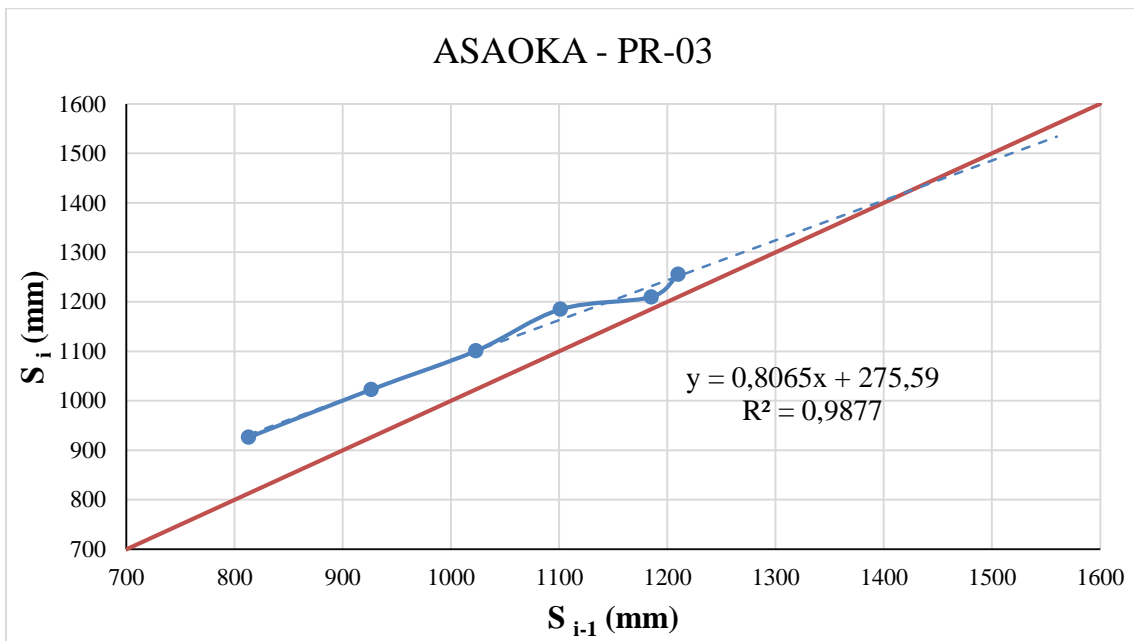


Figura A2.3 – Previsão de Asaoka para PR - 03



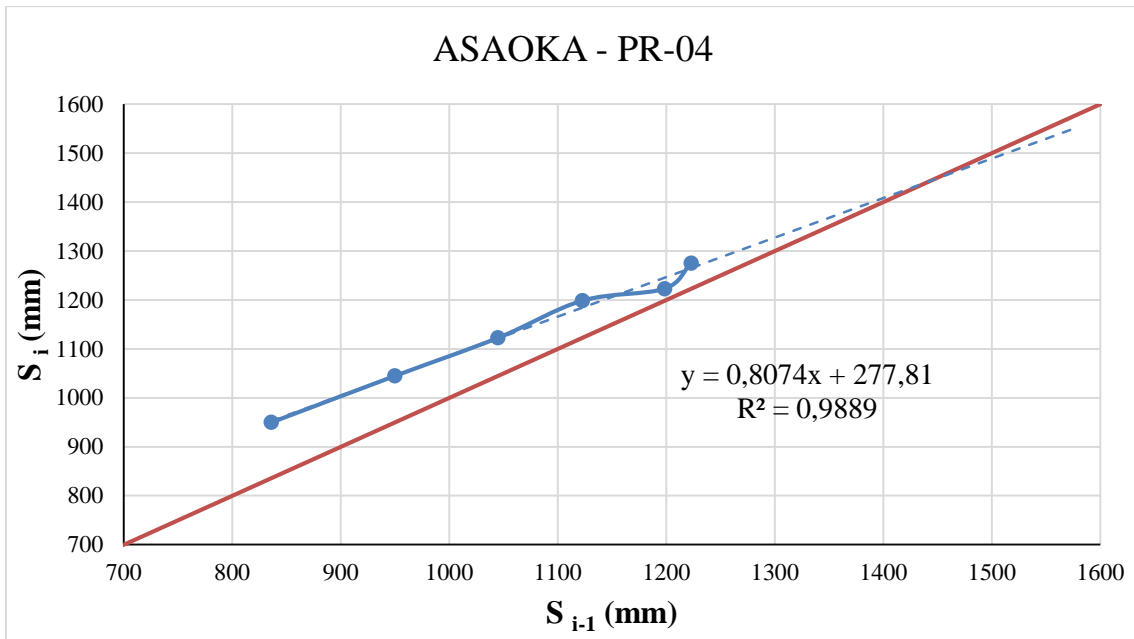


Figura A2.4 – Previsão de Asaoka para PR - 04

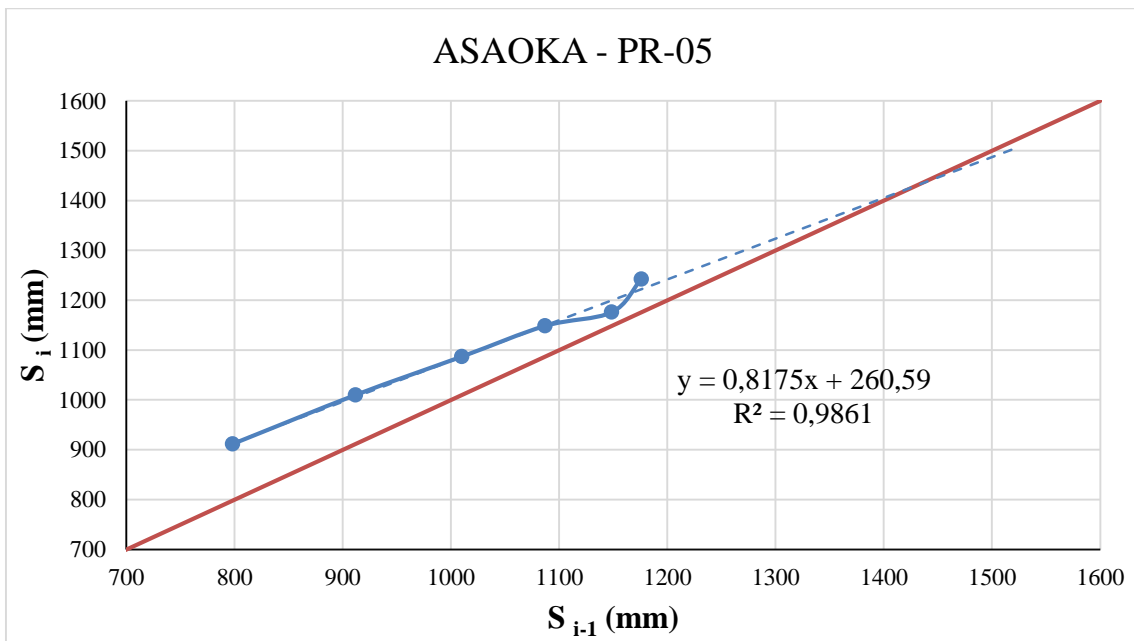


Figura A2.5 – Previsão de Asaoka para PR - 05

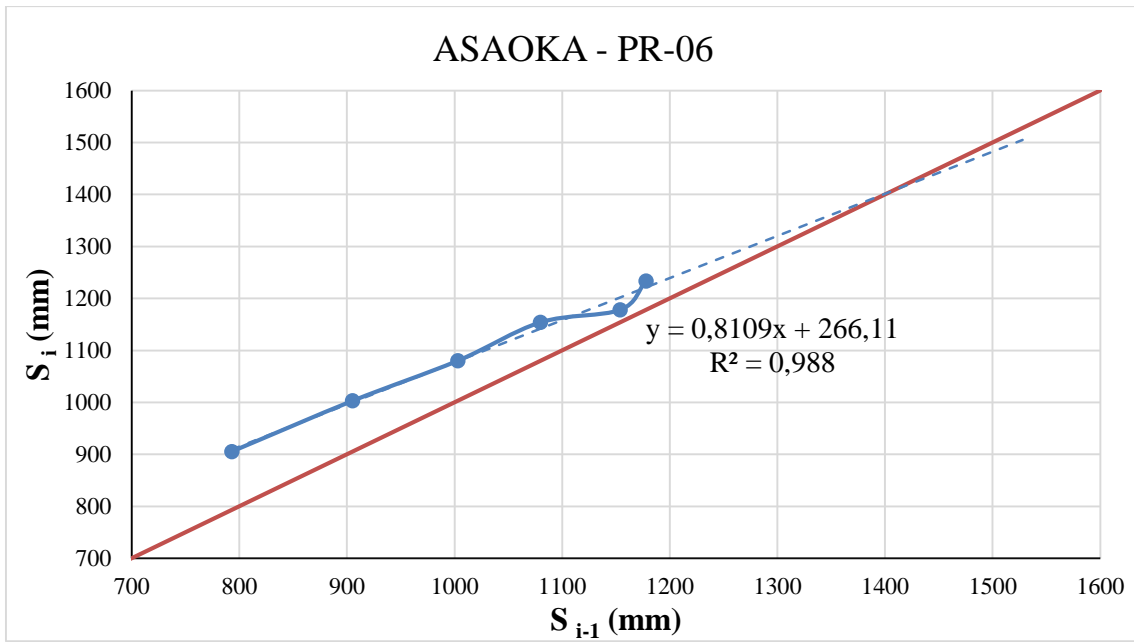


Figura A2.6 – Previsão de Asaoka para PR - 06