

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS SOBRE SOLOS
MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE BRITA, ESTUDO DE
CASO: BR-135/MA**

THAME DE CASTRO RIBEIRO MELLO

**ORIENTADOR: PROF. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, PhD
COORIENTADOR: PROF. MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc.**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G. DM – 330/2019

BRASÍLIA / DF: JULHO – 2019

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS SOBRE SOLOS
MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE BRITA, ESTUDO DE
CASO: BR-135/MA**

THAME DE CASTRO RIBEIRO MELLO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

Prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, Ph.D. (UnB)
(Orientador)

Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto, D.Sc. (UnB)
(Coorientador)

Prof. Márcio Muniz de Farias, Ph.D. (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc. (UPE)
(Examinador Externo)

FICHA CATALOGRÁFICA

MELLO, THAME DE CASTRO RIBEIRO	
Estudo do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, estudo de caso: BR-135/MA. [Distrito Federal] 2019.	
xix, 172 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2019)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental	
1. Modelagem Numérica	2. Solos Moles
3. Colunas de Brita	4. Instrumentação
I. ENC/FT/UnB	II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MELLO, T. C R. (2019). Estudo do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, estudo de caso: BR-135/MA. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM - 330/19, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 172 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Thame de Castro Ribeiro Mello

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, estudo de caso: BR-135/MA.

GRAU / ANO: Mestre / 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Thame de Castro Ribeiro Mello
SMPW Qd 17, Conjunto 12, lote 04, Park Way
CEP:71741-712, Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

À mina avó Clotilde e meu irmão João Victor.

AGRADECIMENTOS

Ao meu marido, Luiz Guilherme, meu amor, amigo e companheiro, sempre ao meu lado. Aos meus amores, meus filhos, minha vida, Bernardo, Andressa e Carolina. Aos meus pais, Graziela e Sebastião, pelo permanente apoio nas minhas decisões e ao meu irmão Mário que a todo momento está comigo.

Ao Prof. Juan Félix pela oportunidade de trabalhar com um tema fundamental para minha carreira profissional. Seu apoio acadêmico, ensinamentos, atenção, respeito e valiosas sugestões. Sou muita grata.

Ao meu coorientador Prof. Manoel Porfírio, por sua disponibilidade integral, pelos conhecimentos passados, pela amizade, conselhos, paciência e boas risadas.

Aos meus amigos do mestrado pela companhia e convívio nesses dois anos, em especial a Silvana e Mariana.

Ao DNIT por acreditar na capacitação de seus servidores.

A todos o meu agradecimento, tenho certeza que concluo esta etapa como uma profissional melhor e acima de tudo uma pessoa melhor.

RESUMO

A presença de solos moles em obras rodoviárias do Brasil geralmente torna o processo construtivo moroso ou mais caro. Desta forma, é preciso traçar uma estratégia para realização destes empreendimentos que requer uma série de conhecimentos técnicos abrangendo desde as etapas de investigação do terreno e elaboração do projeto geotécnico, até a execução e controle da obra. A definição da solução deve passar por uma rigorosa análise técnico-econômica, abrangendo não apenas os custos diretos, mas os indiretos, tais como o atendimento às políticas públicas visando a assegurar os anseios da sociedade frente à operação da rodovia. Sob este ponto de vista, este trabalho objetivou estudar o desempenho das obras de duplicação da BR-135/MA, assente sobre solos moles melhorados com colunas de brita, com o uso de resultados de instrumentação geotécnica e ferramentas numéricas. Para tanto, utilizando o método de elementos finitos (MEF), com o emprego do programa Plaxis, foram realizadas análises numéricas bidimensionais abordando-se o conceito de paredes longitudinais de colunas granulares para simplificação da geometria real do problema e o modelo constitutivo Soft Soil para representação das propriedades da argila mole. Os resultados obtidos na modelagem numérica foram compatíveis com os deslocamentos aferidos em campo. Ademais, observou-se a influência da solução na redução dos tempos de construção e minimização dos recalques. De acordo com a simulação numérica, as colunas de brita receberam tensões verticais cinco vezes maiores que as absorvidas pelo solo mole. Os piezômetros elétricos não apresentaram leituras coerentes com o resultado numérico. Ao final, com base na pesquisa desenvolvida, propôs-se uma metodologia para análise e projeto de aterros sobre solos moles reforçados empregando modelos numéricos.

ABSTRACT

The presence of compressible soils in road works in Brazil usually makes the construction process lengthy or more expensive. Therefore, it is necessary to set out a strategy for the realization of these projects that requires a series of technical knowledge, covering from the stages of field research and preparation of the geotechnical project, to the execution and control of the work. The definition of the solution must go through a rigorous technical-economic analysis, encompassing not only the direct costs but the indirect ones, such as the fulfillment of the public policies aiming to assure the society's anxieties regarding the operation of the highway. From this point of view, this essay aimed to study the performance of the BR-135/MA duplication works on soft soils improved with gravel columns, using the results of geotechnical instrumentation and numerical tools. For this purpose, by using the Finite Element Method (FEM), through the program Plaxis, two-dimensional numerical analyzes were performed, addressing the concept of longitudinal walls of granular columns for simplification of the real geometry of the problem and the constitutive model Soft Soil to represent the properties of soft clay. The results obtained in the numerical modeling were compatible with the displacements measured in the field. Furthermore, it was noticed the influence of the solution on the reduction of the construction times and minimization of the settlements. According to the numerical simulation, the gravel columns received vertical stress five times higher than those absorbed by the soil. The electric piezometers did not present readings consistent with the numerical results. Finally, based on the research developed, a methodology was proposed for the analysis and design of embankments on reinforced soft soils by using numerical models.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. Objetivo Geral	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Aterros sobre solos moles	4
2.1.1. Problemas relacionados com projetos de aterros sobre solos moles.....	6
2.1.2. Estados-limites para projetos de aterros	7
2.1.3. Alternativas de solução para solos moles	9
2.1.4. Normativa vigente para projeto de aterros	14
2.2. Projeto de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita.....	15
2.2.1. Dimensionamento das colunas de brita.....	16
2.2.2. Execução das colunas de brita	20
2.3. Modelagem numérica	21
2.3.1. Modelos constitutivos para solos moles	21
2.3.2. Tipos de análises mediante o MEF para solos saturados.....	29
2.3.3. Modelagem do processo de adensamento.....	30
2.3.4. Exemplos da modelagem de aterros reforçados sobre solos moles.....	34
3. ESTUDO DE CASO	42
3.1. Descrição geral	42
3.1.1. Objetivo do projeto	42
3.1.2. Breve Histórico	43
3.1.3. Características gerais.....	44
3.1.4. Solução adotada.....	45
3.1.5. Seção tipo.....	46
3.1.6. Processos e tempos de construção	47
3.2. Informação disponível.....	53
3.2.1. Investigação geotécnica	53
3.2.2. Ensaios <i>in situ</i>	54
3.2.3. Ensaios de laboratório.....	55

3.2.4.	Instrumentação Geotécnica	56
3.3.	seção de estudo.....	64
3.3.1.	Escolha da seção de estudo	64
3.3.2.	Geometria	70
3.3.3.	Estratigrafia	71
3.3.4.	Estado inicial de tensões e condições piezométricas.....	72
3.3.5.	Resultados da instrumentação.....	74
4.	MODELAGEM NUMÉRICA DO ESTUDO DE CASO.....	81
4.1.	Características gerais.....	81
4.1.1.	Modelo constitutivo empregado para cada tipo de material	82
4.1.2.	Propriedades dos solos e das colunas.....	82
4.1.3.	Características e simplificações do modelo	86
4.2.	Calibração dos parâmetros do modelo.....	88
4.3.	Definição dos casos e das etapas de análise.....	92
4.3.1.	Definição dos casos de análise	92
4.3.2.	Definição das etapas de análise	96
5.	Resultados	99
5.1.	Recalques na base do aterro	99
5.1.1.	Caso 1	100
5.1.2.	Caso 2	103
5.1.3.	Caso 3	106
5.1.4.	Designação do caso de análise.....	109
5.2.	Análise numérica versus AM-V, PZ e IN	110
5.2.1.	Simulação numérica versus AM-V.....	110
5.2.2.	Simulação numérica versus PZ.....	112
5.2.3.	Inclinômetro.....	119
5.3.	MEF versus Método Asaoka	120
5.4.	Análise sobre a eficácia das colunas de brita.....	124
5.5.	Análises Paramétricas	127
5.5.1.	Influência dos parâmetros das colunas de brita	127
5.5.2.	Influência dos parâmetros do aterro	130
5.6.	Aplicação a uma nova seção (SI-01 da E1265)	132
5.6.1.	Seção geométrica do aterro e do reforço	132

5.6.2.	Estratigrafia	133
5.6.3.	Estado inicial de tensões e condições piezométricas.....	134
5.6.4.	Resultado da instrumentação	135
5.6.5.	Modelo constitutivo empregado para cada tipo de material	136
5.6.6.	Propriedades dos solos e das colunas.....	136
5.6.7.	Modelagem numérica	137
5.6.8.	Resultados	139
5.7.	Metodologia Proposta PARA análise E PROJETO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	
	REFORCADOS USANDO MEF	144
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	148
6.1.	Conclusões	148
6.2.	Recomendações	150
	REFERÊNCIAS.....	152
	Anexo A	158
	Anexo B.....	170

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 - Métodos de equilíbrio limite recomendados para análise de estabilidade (DNER, 1998).</i>	5
<i>Tabela 2.2 - Aplicabilidade das alternativas de solução em função da classe do aterro e do tipo de solo (DNER, 1998).</i>	10
<i>Tabela 2.3 - Principais métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos das colunas de brita.</i>	17
<i>Tabela 2.4 - Resumo dos tipos de análises (modificado de Rodríguez, 2010).</i>	30
<i>Tabela 2.5 - Adequação dos modelos geométricos para estudar diferentes características de uma coluna de brita para tratamento de um aterro (modificado de Castro, 2017).</i>	36
<i>Tabela 2.6 - Estudos do comportamento dos solos moles reforçados com colunas de britas utilizando simulações numéricas baseadas no MEF.</i>	38
<i>Tabela 3.1 - Critérios das seleções das seções a instrumentar (DNER, 1998).</i>	57
<i>Tabela 3.2 - Localização das nove seções instrumentadas.</i>	57
<i>Tabela 3.3 - Localização das seções instrumentadas e das coletas de amostra shelby.</i>	65
<i>Tabela 3.4 - Localização das seções instrumentadas e das amostras shelby e os ensaios SPT e CPTU disponíveis.</i>	66
<i>Tabela 3.5 - Relação umidade (w%) com índice de compressão (C_c).</i>	69
<i>Tabela 3.6 - Condições Iniciais.</i>	74
<i>Tabela 3.7 - Valores aferidos nas PR.</i>	76
<i>Tabela 3.8 - Localização dos sensores do extensômetro magnético vertical.</i>	77
<i>Tabela 3.9 - Localização dos PZ.</i>	78
<i>Tabela 4.1 - Propriedades atribuídas a cada estrato do solo mole da estaca E1388.</i>	82
<i>Tabela 4.2 - Parâmetros geotécnicos para a modelagem numérica.</i>	83
<i>Tabela 4.3 - Valores E_{col} e ϕ_{col} para colunas de brita (Lima, 2012).</i>	85
<i>Tabela 4.4 - Redução dos coeficientes de compressibilidade e a influência nos recalques.</i>	88
<i>Tabela 4.5 - Permeabilidades adotadas na modelagem numérica e o respectivo tempo para obter 95% dos recalques.</i>	91
<i>Tabela 4.6 - Etapas de análises para simulação numérica do caso 1, E1388.</i>	97
<i>Tabela 4.7 - Etapas de análises para simulação numérica do caso 2, E1388.</i>	97
<i>Tabela 4.8 - Etapas de análises para simulação numérica do caso 3, E1388.</i>	98
<i>Tabela 5.1 - Recalques, campo versus numérico.</i>	100
<i>Tabela 5.2 - Caso 1, recalques obtidos em campo versus calculado pelo MEF e os respectivos tempos.</i>	102
<i>Tabela 5.3 - Caso 2, recalques obtidos em campo versus calculado pelo MEF e os respectivos tempos.</i>	105
<i>Tabela 5.4 - Caso 3, recalques obtidos em campo versus calculado pelo MEF e os respectivos tempos.</i>	106
<i>Tabela 5.5 - Simulação numérica versus AM-V, E1388</i>	110
<i>Tabela 5.6 - Placas de recalque versus MEF versus Asaoka.</i>	124

<i>Tabela 5.7 - Recalques obtidos para E1388, para os casos sem coluna de brita e com coluna de brita.</i>	125
<i>Tabela 5.8 - Condições Iniciais para E1265.</i>	134
<i>Tabela 5.9 - Valores aferidos nas PR para E1265.</i>	136
<i>Tabela 5.10 - Propriedades atribuídas a cada estrato do solo mole da Estaca 1265.</i>	137
<i>Tabela 5.11 - Etapas de análise para E1265, Caso 3 (item 4.3.1).</i>	138
<i>Tabela 5.12 - Recalques medidos no campo versus a simulação numérica para E1265.</i>	141
<i>Tabela 5.13 - Recalques máximos obtidos sem coluna de brita versus com coluna de brita para E1265.</i>	143
<i>Tabela A.6.1 - Resultados Vane Test em 13 seções (DNIT, 2012).</i>	159
<i>Tabela A.6.2 - Segmentos homogêneos divididos em função das características geométricas dos solos moles (DNIT, 2012).</i>	161
<i>Tabela A.6.3- Localização dos Ensaios CPTu e as respectivas profundidades de solos moles encontradas(DNIT, 2014b).</i>	162
<i>Tabela A.6.4 - Resultados de ensaios geotécnicos em 28 amostras shelby (DNIT, 2012).</i>	165

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 - Fator de correção da S_u medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade (Almeida e Marques, 2010).</i>	5
<i>Figura 2.2 - Estados-limites últimos - análise de ruptura (Rodríguez, 2018).</i>	8
<i>Figura 2.3 - Comparação entre custos das alternativas de Solução (DNER, 1998).</i>	11
<i>Figura 2.4 - Técnicas executivas de aterros sobre solos moles (modificado de Almeida e Marques, 2010).</i>	11
<i>Figura 2.5 - Tipos de ruptura nas estacas de brita (modificado de Barksdale e Bachus, 1983).</i>	16
<i>Figura 2.6 - Fator de melhoramento do solo (Priebe, 1995).</i>	18
<i>Figura 2.7 - Modelo de distribuição de tensões (DNIT, 2012).</i>	19
<i>Figura 2.8 - FC ao longo da profundidade x tensão vertical aplicada (modificado de Aboshi et al., 1979).</i>	19
<i>Figura 2.9 - Instalação de colunas de brita, alimentação bottom feed (Raju, 2003).</i>	21
<i>Figura 2.10 - Curva tensão versus deformação para modelo elástico linear e plástico perfeito (Brinkgreve et al., 2018c).</i>	22
<i>Figura 2.11 - Superfície hexagonal de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (modificado de Brinkgreve et al., 2018c).</i>	23
<i>Figura 2.12 - Superfície de plastificação (Georgiadis, 2004).</i>	23
<i>Figura 2.13 - Relação logarítmica entre tensão isotrópica versus volume específico ($1 + e$).</i>	25
<i>Figura 2.14 - Superfície de plastificação de Cam-Clay modificado no plano p'-q (modificado de Brinkgreve et al., 2018 c).</i>	26
<i>Figura 2.15 - Superfície Limite de Estado e Linha de Estado Crítico.</i>	26
<i>Figura 2.16 - Superfície de plastificação do modelo Soft-Soil, no plano p'-q (modificado de Brinkgreve et al., 2018c).</i>	27
<i>Figura 2.17 - Superfície de plastificação, espaço 3D e 2D (Karstumen et al., 2005).</i>	29
<i>Figura 2.18 - Principais modelos geométricos para estudos de colunas de brita: (a) modelo 3D completo, (b) célula unitária, c) trincheiras longitudinais de colunas granulares, d) anéis de brita cilíndricos, e) solo homogêneo equivalente e (f) fatia 3D de colunas (Castro, 2017).</i>	35
<i>Figura 2.19- Plastificação no modelo de célula unitária: a) axissimétrica 3D; b) estado plano, Método 1; c) estado plano, Método 2 (Tan et al., 2008)</i>	37
<i>Figura 3.1 - Obras de Duplicação na BR-135/MA- Brasil (Fonte: Google Earth).</i>	42
<i>Figura 3.2 - Execução da duplicação, com operação da rodovia em pista simples (Fonte: DNIT).</i>	43
<i>Figura 3.3 - Imagem da rodovia antes da duplicação e suas interferências.</i>	44
<i>Figura 3.4 - BR-135/MA duplicada.</i>	45
<i>Figura 3.5 - Dimensionamento das colunas de brita.</i>	46
<i>Figura 3.6 - Seções típicas original e projetada, indicando a nova plataforma construída, bem como a região onde foi realizado o tratamento com colunas de brita (modificada DNIT, 2012).</i>	46

<i>Figura 3.7 - Unifilar de tratamento dos solos moles.</i>	47
<i>Figura 3.8 - (a) Estaca 1240+00 início do segmento com solução de colunas de brita, encaixe com a via férrea; (b) e (c) execução de colunas de brita; (d) colunas de brita finalizadas (DNIT, 2014b).</i>	48
<i>Figura 3.9 - Em andamento raspagem e remoção da camada de forro de agregados (DNIT, 2014a).</i>	48
<i>Figura 3.10 - Tratamento da camada de base material proveniente do forro de agregados oriundo da raspagem do suporte dos equipamentos de execução das colunas de brita (DNIT, 2014a).</i>	49
<i>Figura 3.11 - a) Depósito de geogrelha, b) descarga de novos lotes do geossintético, c) e d) aplicação da geogrelha (DNIT, 2014a).</i>	49
<i>Figura 3.12 - Instrumentação instalada e protegida (DNIT, 2014a).</i>	50
<i>Figura 3.13 - a) Indicação da Estaca 1652, b), c) e d) aplicação da camada drenante de areia (DNIT, 2014a).</i>	50
<i>Figura 3.14 - Tratamento e compactação da segunda camada de aterro (DNIT, 2014a).</i>	51
<i>Figura 3.15 - a) e b) Aplicação da camada de base granular BGS, c) e d) nivelamento e compactação da camada de base granular BGS (DNIT, 2014a).</i>	52
<i>Figura 3.16 - a) Camada de base granular BGS imprimada, b) primeira camada de CBUQ, c) e d) segunda camada de CBUQ (DNIT, 2014a).</i>	52
<i>Figura 3.17 – Ferrovia: a) camada de sublastro imprimada e liberada para aplicação do lastro de agregados, b) marcação para aplicação do lastro de agregados, c) aplicação do lastro de agregados, para assentamento dos dormentes e d) aplicação dos dormentes de concreto (DNIT, 2014a).</i>	53
<i>Figura 3.18 - Seção tipo de instrumentação da BR-135/MA (DNIT, 2012).</i>	58
<i>Figura 3.19 - Desenho esquemático de instalação de placa de recalque (DNER, 1998).</i>	58
<i>Figura 3.20 - Etapas da PR nas obras da BR-135/MA: a) e b) instalação, c) tubo de proteção, d) leitura (DNIT, 2015).</i>	59
<i>Figura 3.21 - a) Soldagem dos cabos dos piezômetros de corda vibrante, b) PZ com cabos já soldados, c) instalação de PZ, c) leitura da frequência dos PZ (DNIT, 2015).</i>	60
<i>Figura 3.22 - Piezômetro tipo Casagrande (DNIT, 2015).</i>	60
<i>Figura 3.23 Medidor de nível d'água (DNIT, 2015).</i>	61
<i>Figura 3.24 - Pré-furo para instalação de PZc (DNIT, 2015).</i>	61
<i>Figura 3.25 - Perfil de instalação de AM-V (DNER, 1998).</i>	62
<i>Figura 3.26 - Instalação de AM-V (DNIT, 2015).</i>	62
<i>Figura 3.27 - Extensômetro magnético horizontal (DNER, 1998).</i>	63
<i>Figura 3.28 - Instalação de AM- H (DNIT, 2015).</i>	63
<i>Figura 3.29 - Instalação de IN (DNIT, 2015).</i>	64
<i>Figura 3.30 - Leitura de IN na BR-135/MA (DNIT, 2015).</i>	64
<i>Figura 3.31 - Relação entre índice de compressão e umidade (Rodovia BR-135/MA).</i>	69
<i>Figura 3.32- Geometria dos aterros definidas em projeto para a estaca E1388</i>	70
<i>Figura 3.33 Alçamento do aterro em função do tempo</i>	70
<i>Figura 3.34- Geometria aterro e colunas de brita.</i>	71
<i>Figura 3.35- Geometria do aterro com sobrecarga e geogrelha.</i>	71

Figura 3.36 - Seção geotécnica E1388 (DNIT, 2012).	72
Figura 3.37 - Croqui com a localização das instrumentações.	74
Figura 3.38 – Perfil com a localização das instrumentações.	75
Figura 3.39- Recalques medidos nas quatro PR, E1388.	76
Figura 3.40 - Recalques corrigidos para as PR, E1388.	76
Figura 3.41 - Recalques registrados pelos AM-V na E1388.	77
Figura 3.42 - Poropressão lida nos PZ em função do tempo, E1388.	78
Figura 3.43 - Dados de campo dos piezômetros de Casagrande.	79
Figura 3.44- Deslocamentos acumulativos Inclinômetro E1388, Eixo A (direção principal transversal)	80
Figura 3.45- Deslocamentos acumulativos Inclinômetro E1388, Eixo B (direção secundária longitudinal)	80
Figura 4.1 - Propriedades solos moles E1388.	83
Figura 4.2 – Diferentes tipos de solos compactados na mesma energia de compactação (Pinto, 2006).	86
Figura 4.3 - Geometria do aterro para E1388, BR-135/MA.	87
Figura 4.4 – Malha de elementos finitos para E1388, BR-135/MA.	87
Figura 4.5 - Curva tempo versus recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (A+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (A), para PR-01-E1388.	89
Figura 4.6 - Curva tempo versus recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (C+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (C), para PR-02-E1388.	89
Figura 4.7 - Curva tempo versus recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (E+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (E), para PR-03-E1388.	90
Figura 4.8 - Curva tempo versus recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (D+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (D), para PR-04-E1388.	90
Figura 4.9 - Fases de construção do aterro na modelagem.	92
Figura 4.10 - Etapa 1. Construção do aterro existente sem prazo definido	93
Figura 4.11 - Etapa 2. Ativação coluna de brita, do geossintético e construção da camada drenante durante 33 dias	93
Figura 4.12 - Etapa 3. Construção da 2ª camada do aterro durante 33 dias.	94
Figura 4.13 - Etapa 4. Construção da 3ª camada do aterro durante 33 dias.	94
Figura 4.14 - Etapa 5. Construção da sobrecarga durante 10 dias e adensamento, sem prazo definido	94
Figura 5.1 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-01) versus obtido (modelo numérico).	100
Figura 5.2 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-02) versus obtido (modelo numérico).	101
Figura 5.3 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-03) versus obtido (modelo numérico).	101
Figura 5.4 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-04) versus obtido (modelo numérico).	102
Figura 5.5 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-01) versus obtido (modelo numérico).	103
Figura 5.6 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-02) versus obtido (modelo numérico).	104
Figura 5.7 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-03) versus obtido (modelo numérico).	104
Figura 5.8 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-04) versus obtido (modelo numérico).	105
Figura 5.9 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-01) versus obtido (modelo numérico).	107

Figura 5.10 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-02) versus obtido (modelo numérico).	107
Figura 5.11 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-03) versus obtido (modelo numérico).	108
Figura 5.12 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-04) versus obtido (modelo numérico).	108
Figura 5.13 - Deslocamentos verticais na profundidade de 0,27 m, MEF versus AM-V, E1388.	111
Figura 5.14 - Deslocamentos verticais na profundidade de 2 m, MEF versus AM-V, E1388	111
Figura 5.15 - Deslocamentos verticais na profundidade de 3,47 m, MEF versus AM-V, E1388.	111
Figura 5.16 - Deslocamentos verticais na profundidade de 4,19 m, MEF versus AM-V, E1388.	112
Figura 5.17 - Deslocamentos verticais na profundidade de 9,79 m, MEF versus AM-V, E1388.	112
Figura 5.18 - Excesso de poropressão obtido após construção da 1ª camada - $\Delta u = 3,34 \text{ kN/m}^2$, $t = 4$ dias.	113
Figura 5.19 - Excesso de poropressão obtido após construção da 2ª camada - $\Delta u = 4,62 \text{ kN/m}^2$, $t = 37$ dias.	113
Figura 5.20 - Excesso de poropressão obtido após construção da 3ª camada - $\Delta u = 5,43 \text{ kN/m}^2$, $t = 70$ dias.	113
Figura 5.21- Excesso de poropressão obtido após aplicação da sobrecarga - $\Delta u = 17,72 \text{ kN/m}^2$, $t = 110$ dias.	114
Figura 5.22- Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da pista antiga - $\Delta u = 0,7 \text{ kN/m}^2$.	114
Figura 5.23 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da 1ª camada - $\Delta u = 1,45 \text{ kN/m}^2$, ($t = 33$ dias).	114
Figura 5.24 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da 2ª camada - $\Delta u = 4,15 \text{ kN/m}^2$, ($t = 66$ dias).	115
Figura 5.25 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da 3ª camada - $\Delta u =$	115
Figura 5.26 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da sobrecarga - $\Delta u =$	115
Figura 5.27 – Resultado MEF da tensão vertical aplicada ao final do processo de execução do aterro.	116
Figura 5.28 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-2) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ2).	117
Figura 5.29 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-1) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ1).	117
Figura 5.30 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-3) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ3).	118
Figura 5.31 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-5) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ5).	118
Figura 5.32 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-4) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ4).	119
Figura 5.33 - Deslocamento horizontal de 19 cm, simulação sem colunas granulares.	120
Figura 5.34 - Deslocamento horizontal de 4 cm, simulação com colunas granulares.	120
Figura 5.35 - Curva tempo versus recalque, intervalos de tempo igualmente espaçados (Almeida e Marques, 2010).	121
Figura 5.36 - Curva tempo versus recalque, intervalos de tempo igualmente espaçados (Almeida e Marques, 2010).	122
Figura 5.37 - Método de Asaoka na PR-01, E1388.	122
Figura 5.38 - Método de Asaoka na PR-02, E1388.	123

Figura 5.39 - Método de Asaoka na PR-03, E1388. _____	123
Figura 5.40 - Método de Asaoka na PR-04, E1388. _____	123
Figura 5.41 - Deslocamentos verticais obtidos sem colunas de brita para E1388 (recalque máximo de 1,10m). _____	125
Figura 5.42 - Deslocamentos verticais obtidos com colunas de brita para E1388 (recalque máximo de 0,28m). _____	125
Figura 5.43 - Previsão numérica dos recalques ao longo do tempo para aterro executado com e sem colunas de brita, para PR-01. _____	126
Figura 5.44 - Influência de ϕ'_{col} no recalque, para $\phi'_{col} = 40^\circ, 45^\circ$ e 50° (F40, F45 e F50, respectivamente). ____	128
Figura 5.45 - Influência de E_{col} no recalque, para $E_{col} = 10, 40, 60, 80$ e 120 MPa (E10, E40, E60, E80 e E120, respectivamente). _____	129
Figura 5.46 - Plastificação das colunas granulares para $E_{col} = 40$ MPa _____	129
Figura 5.47 - Influência de ψ_{col} no recalque, para $\psi_{col} = 0^\circ, 5^\circ$ e 10° (D0, D5 e D10, respectivamente). _____	130
Figura 5.48 - Influência do ϕ'_{at} no recalque, para $\phi'_{at} = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ e 50° (Fa30, Fa35, Fa40, Fa45 e Fa50, respectivamente) _____	131
Figura 5.49 - Influência do E_{at} no recalques, para $E_{at} = 8,5$ e 60 MPa (Ea8,5 e Ea60, respectivamente). _____	132
Figura 5.50- Geometria dos aterros definidas em projeto para a estaca E1265 _____	133
Figura 5.51 - Subida do aterro para E1265. _____	133
Figura 5.52 - Perfil geotécnico para E1265. _____	134
Figura 5.53 – Croqui de localização das instrumentações na SI-01. _____	135
Figura 5.54 – Perfil da seção SI-01. _____	135
Figura 5.55 - Gráfico recalques versus tempo para as quatro placas de recalques, E1265. _____	136
Figura 5.56- Propriedades solos moles para E1265. _____	137
Figura 5.57 - Geometria do aterro para E1265 da BR-135/MA. _____	138
Figura 5.58 - Malha de elementos finitos para E1265. _____	138
Figura 5.59 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da pista antiga para E1265. _____	139
Figura 5.60 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 1 para E1265. _____	139
Figura 5.61 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 2 para E1265. _____	139
Figura 5.62 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 3 para E1265. _____	140
Figura 5.63- Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 4 para E1265. _____	140
Figura 5.64 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento por descarregamento para E1265. _	140
Figura 5.65 - Recalque medido (leitura PR-01) versus previsto (modelo numérico) para E1265. _____	141
Figura 5.66 - Recalque medido (leitura PR-02) versus previsto (modelo numérico) para E1265. _____	141
Figura 5.67 - Recalque medido (leitura PR-03) versus previsto (modelo numérico) para E1265. _____	142
Figura 5.68 - Recalque medido (leitura PR-01) versus previsto (modelo numérico) para E1265. _____	142
Figura 5.69 - Deslocamentos verticais obtidos sem colunas de brita para E1265 (recalque máximo de 1,11m). _____	143
Figura 5.70- Deslocamentos verticais obtidos com colunas de brita para E1265 (recalque máximo de 0,2m). _____	143

<i>Figura 5.71 - Previsão numérica dos recalques ao longo do tempo para aterro executado com e sem colunas de brita, para PR-01 da E1265.</i>	144
<i>Figura A.6.1 - Seção transversal existente: pista simples, adutora do sistema italuís, linha de transmissão da Eletronorte, linhas férreas da antiga CFN e da Vale (modificado de DNIT, 2012).</i>	158
<i>Figura A.6.2 - Resultado do ensaio SPT-19, estaca 1390(DNIT, 2012).</i>	166
<i>Figura A.6.3- Resultado do ensaio CPTu nº 56, estaca 1389+19,40(DNIT, 2014b).</i>	167
<i>Figura A.6.4 - Resultado do ensaio CPTu na E1389+19,40(DNIT, 2014b).</i>	168
<i>Figura A.6.5 - Resultado do ensaio CPTu na E1389+19,40 (continuação) (DNIT, 2014b).</i>	168
<i>Figura A.6.6 – Resultado do ensaio CPTu na E1389+19,40 (continuação) (DNIT, 2014b).</i>	169
<i>Figura B.6.7 - Resultado do ensaio SPT-02, estaca 1265(DNIT, 2012).</i>	170
<i>Figura B.6.8 - Resultado do ensaio SPT-03, estaca 1265 (DNIT, 2012).</i>	171
<i>Figura B.6.9 - Resultado do ensaio CPTu n.59 (DNIT, 2014b).</i>	172

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área total de influência da coluna
A_c	área de coluna
A_s	área de argila por coluna
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AM-V	extensômetro magnético vertical
AM-H	extensômetro magnético horizontal
B	largura da plataforma do aterro
c_{col}	subscrito referente à coluna de brita
c	coesão do solo
c'	coesão efetiva do solo
c_v	coeficiente de adensamento
CCM	modelo constitutivo Cam-Clay Modificado
CPTu	ensaio de piezocone
CS	coeficiente de substituição
C_c	índice de compressão
C_r	índice de recompressão
CSL	linha de estado crítico
c_{ref}	coesão de referência
C_w	compressibilidade da água
C_s	compressibilidade do material sólido
D^e	matriz de rigidez do material
DNER	Departamento Nacional de Estrada e Rodagens
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
e	índice de vazios
E	módulo de elasticidade – módulo de Young
E'	módulo de elasticidade efetivo
E_{at}	módulo de elasticidade do aterro
E_{col}	módulo de elasticidade da coluna de brita
E_{ref}	módulo de elasticidade de referência
E_{oed}	módulo oedométrico do solo mole
FC	fator de concentração de tensões
F_c	fator de carga
F_R	fator de resistência
FS	fator de segurança
FRR	fator de redução de recalques
FHWA	Federal Highway Administration
G'	módulo de deformação cisalhante elástica efetivo
G	módulo cisalhante
H	espessura de solo mole
I	inclinômetro
HS	modelo Hardening Soil
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
k	coeficiente de permeabilidade
K	módulo volumétrico
K	módulo de rigidez volumétrico
K_0	coeficiente de empuxo do solo
K_s	módulo de volume do material sólido
k_x	coeficiente de permeabilidade horizontal
k_y	coeficiente de permeabilidade vertical

K_w	módulo de volume da água
km	quilometro
kPa	quilo pascal
LE	modelo Linear Elástico
m	metro
M	parâmetro utilizado no modelo Cam-clay modificado
MC	modelo constitutivo Morh-coulomb
MEF	método de elementos finitos
mm	milímetro
MPa	mega pascal
m_v :	coeficiente de variação volumétrica
\underline{m}	vetor de componentes de tensões normais e de cisalhamento
n	porosidade
n_0	fator de melhoramento do solo
NA	nível da água
NT	nível do terreno
NBR	Norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas
OCR	razão de pré-adensamento (<i>over consolidation ration</i>)
p'	tensão efetiva isotrópica
p_{active}	poropressão ativa
p_{steady}	poropressão constante do estado estacionário
p_{excess}	excesso de poropressão
POP	relação de pré-adensamento
Plaxis	<i>software</i> de modelagem numérica em elementos finitos
PR	placa de recalque
PR-01	placa de recalque 1
PR-02	placa de recalque 2
PR-03	placa de recalque 3
PR-04	placa de recalque 4
PZ	piezômetro elétrico
PZc	piezômetro casagrande
q_c :	resistência de ponta
q'	tensão desviadora
Q_1	resistência lateral
RPA	razão de sobre-adensamento
s	recalque do solo
S_{eff}	grau efetivo de saturação
SS	modelo constitutivo Soft Soil
SSC	modelo Soft Soil Creep
Su	resistência ao cisalhamento não drenada
SPT	ensaio de penetração standard
t	tempo
TRB	Instituto de Pesquisa de Transporte da FHWA
UnB	Universidade de Brasília
VST	ensaios de palheta
w	teor de umidade (%)
z	Profundidade
α_{Biot}	coeficiente de poropressão de Biot
β	coeficiente angular
γ	peso específico
γ_{at}	peso específico do material de aterro
γ_{sat}	peso específico saturado
κ	índice de recompressão do modelo Cam-clay
κ^*	índice de recompressão do modelo Soft Soil

κ^*	índice de recompressão do modelo Soft Soil
λ^*	índice de compressão do modelo Soft Soil
$\Delta\sigma$	acréscimo de tensão vertical
$\Delta\sigma'$	acréscimo de tensão efetiva vertical
$\sigma'_{v,f}$	Acréscimo da tensão efetiva vertical média a tempo infinito
$\Delta t_{critical}$	tempo crítico
ε_{xx}	deformação na direção xx
ε_{yy}	deformação na direção yy
ε_{zz}	deformação na direção zz
ν	coeficiente de Poisson
ν'	coeficiente de Poisson efetivo
$\underline{\sigma}$	vetor de tensões totais
$\underline{\sigma}'$	vetor de tensões efetivas
σ_p	tensão de pré- adensamento
σ'_{xx}	tensão normal efetiva na direção xx
σ'_{yy}	tensão normal efetiva na direção yy
σ'_{zz}	tensão normal efetiva na direção zz
σ'_{xy}	tensão cisalhante efetiva na direção xy
σ'_{yz}	tensão cisalhante efetiva na direção yz
σ'_{zx}	tensão cisalhante efetiva na direção zx
$\underline{\sigma}$	vetor de tensões totais
$\underline{\sigma}'$	vetor de tensões efetivas
τ	tensão cisalhante
ϕ	ângulo de atrito
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{col}	ângulo de atrito efetivo da coluna
ϕ'_{at}	ângulo de atrito efetivo do aterro
ψ	ângulo de dilatação
ψ_{col}	ângulo de dilatação da coluna
2D	bidimensional
3D	tridimensional
∞	infinito

Capítulo 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A elaboração de projetos de aterros sobre solos moles é um interessante tema da Engenharia Geotécnica e um desafio para o projetista, visto ser possível aplicar as teorias desenvolvidas na ciência Mecânica dos Solos. A presença de solos moles em obras rodoviárias geralmente torna o processo construtivo moroso ou mais caro. As inúmeras técnicas e soluções existentes atualmente permitem que o projetista, de acordo com as premissas elencadas pelo contratante, escolha o caminho a ser seguido. Sob este ponto de vista, a definição da solução deve passar por uma rigorosa análise técnica-econômica abrangendo não só os custos diretos, mas também custos indiretos tais como o custo social impactado pelo atraso na liberação da operação da rodovia pela escolha de uma solução que demande mais tempo para ser concluída, o que nem sempre é levado em consideração.

Na última década, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Autarquia Federal vinculada ao Ministério da Infraestrutura responsável pela execução e gestão das vias navegáveis, ferrovias e rodovias federais, executou grandes obras em várias regiões do país. Dentre elas, destacam-se as duplicações da BR-101 nos Estados do Nordeste e do Sul, a implantação da BR-448/RS e da BR-493/RJ, chamado Arco Metropolitano. Todos esses empreendimentos tiveram que enfrentar a existência de solos moles ao longo da construção, utilizando diversas soluções geotécnicas para a resolução dos problemas que estes tipos de solos causam na construção e manutenção das rodovias e, ainda assim, foram observadas rupturas de alguns aterros face à complexidade de execução de empreendimentos assentes nestas superfícies.

Na rodovia BR-135/MA, a duplicação de um trecho de 25,0 km atravessa uma região de 18,0 km de solos moles com profundidades variáveis e algumas interferências físicas adjacentes à rodovia dificultaram a escolha da solução geotécnica aplicada no empreendimento. Considerando este cenário, o projeto propôs o uso da estabilização com colunas de brita ao longo de grande parte da extensão dos 18,0 km com o objetivo principal de acelerar e reduzir os recalques após a construção da rodovia. Dessa forma, chegou-se ao incrível número de 1,29

milhões de metros lineares de colunas de brita estimadas na elaboração do projeto executivo, com um consumo estimado de quase 650 mil metros cúbicos de brita. Tais números superlativos fizeram com que o empreendimento ficasse acima dos valores médios observados quando soluções mais tradicionais são utilizadas, embora, por outro lado, permitissem que o aterro e o pavimento fossem executados imediatamente após a estabilização do solo mole reduzindo, dessa maneira, o prazo de conclusão da obra.

Para execução do empreendimento da BR-135/MA foram realizados ensaios geotécnicos, sondagens a percussão, ensaios tipo *vane shear test* (VST) e *Cone Penetration Test* (CPTu), bem como foram coletadas amostras *shelby* para ensaios de laboratório. Para um melhor acompanhamento do desempenho da obra, a instrumentação esteve presente. Este estudo procura avaliar o comportamento do solo mole e, da mesma forma, avaliar, por meio de análise numérica, se o comportamento previsto está coerente com os deslocamentos e deformações medidos.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Estudar o comportamento de um caso real de aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita com o uso de resultados de instrumentação geotécnica e ferramentas numéricas.

1.2.2. Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, o presente trabalho pretende:

- i. Desenvolver uma metodologia baseada no método dos elementos finitos (MEF) para análise e projetos de aterros sobre solos moles reforçados; e
- ii. Simular mediante o MEF o caso de estudo (Obras de Adequação de Capacidade na BR-135/MA) e comparar os resultados com a informação obtida da instrumentação geotécnica e assim poder validar a metodologia desenvolvida.

1.3. APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi dividida em seis capítulos, a seguir descritos:

Capítulo 1 - Apresenta a motivação na escolha do tema, os objetivos e o escopo do trabalho;

Capítulo 2 – Constitui-se de uma breve revisão da literatura encontrada sobre os conceitos gerais referentes a execução de aterros sobre solos moles, delineando estudos realizados em outras pesquisas;

Capítulo 3 – Traz a descrição geral das obras objeto do presente estudo, qual seja duplicação da BR-135/MA, com a solução adotada para estabilização dos solos moles, apresentando os dados geotécnicos disponíveis e a instrumentação desenvolvida para acompanhamento dos recalques e monitoramento das poropressões geradas durante a execução dos aterros. Neste capítulo, definiu-se a seção de estudo para desenvolvimento do presente trabalho.

Capítulo 4 – Dispõe sobre a modelagem numérica do estudo de caso, apresentando as características gerais e simplificações do modelo, bem como a definição dos casos e etapas de análises.

Capítulo 5 – Consta das análises numéricas realizadas para simular a execução de um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de brita. Os resultados obtidos foram comparados com os dados advindos do monitoramento em campo. A seguir, cotejou-se os recalques alcançados pelo Método de Elementos Finitos (MEF) e os resultantes do método de análise de desempenho de Asaoka. Apresentou-se, ainda, neste capítulo, um estudo paramétrico com intuito de determinar os parâmetros mais sensíveis ao estudo de caso, assim como se validou o estudo desenvolvido aplicando-o em uma nova seção de instrumentação. Ao final, propôs-se uma metodologia para análise e projeto de aterros sobre solos moles reforçados utilizando o MEF.

Capítulo 5 – Exibe as principais conclusões encontradas com as análises realizadas nos aterros e algumas sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda os problemas e apresenta as principais técnicas construtivas de aterros sobre solos moles, com ênfase na solução de melhoramento do solo com colunas de brita, bem como apresenta as características elementares para modelagem numérica.

2.1. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Solos orgânicos e solos moles são, genericamente, utilizados para descrever os depósitos de solos, com materiais vegetais e animais em decomposição, de alta plasticidade e compressibilidade. Referem-se na realidade a complexos orgânico-minerais depositados em diversos ambientes de formação e que consistem em acumulações com quantidades variáveis de matéria orgânica (15 a 99%), em vários estágios de decomposição, com menor ou maior quantidade de partículas minerais (1 a 85%) (DNER, 1990).

Uma outra definição é que solos moles são aqueles com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade e quando situados sob a base de aterros, apresentam problemas de estabilidade e recalques, caso não sejam feitos tratamentos adequados (DER-SP, 2006).

A ocorrência de solos moles está presente em todo o mundo, em especial nas costas litorâneas. No Brasil é comum sua existência e pode ocorrer a ruptura de aterros sobre estes solos. São eventos que atrasam a obra de construção e sua recuperação também gera mais custos.

Face a algumas características desfavoráveis dos solos moles, como alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento, a execução de aterros sobre estes solos requer atenção e consiste, essencialmente, em provocar uma aceleração no adensamento do solo, com o conseqüente um ganho de resistência, e que uma parcela significativa dos recalques ocorra antes do término da obra.

A norma brasileira de projeto de aterros sobre solos moles, DNER-PRO 381/98 (DNER, 1998) preconiza a análise do comportamento para projetos sobre solos moles, que abrange a investigação da estabilidade (capacidade de suporte do solo) e de recalques (adensamento primário e secundário).

Pela referida norma, os estudos de estabilidade de um aterro sobre argila mole devem ser realizados por um ou mais métodos relacionados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Métodos de equilíbrio limite recomendados para análise de estabilidade (DNER, 1998).

Métodos recomendados	Fator de segurança obtido por equilíbrio de	Superfície de ruptura
Bishop modificado	Momentos	Circular
Jambu simplificado, corrigidos	Forças horizontais	Circular ou poligonal
Spencer, Sarma, Morgenstern e Price	Momentos e forças horizontais	idem

Almeida e Marques (2010) resumem que as análises de estabilidade correntes admitem o comportamento não drenado da argila e são realizadas em tensões totais, pela sua simplicidade, para tanto, o perfil de resistência não drenada (S_u) de projeto adotado para a camada de argila é um dado fundamental. As análises em tensões efetivas, abordadas por Almeida (1996), são mais complexas (Bjerrum, 1972; Parry, 1972), pois requerem a estimativa das poropressões geradas na camada de argila mole.

Em geral, o ensaio de palheta de campo é mais utilizado para determinação de S_u e, de acordo com a norma supramencionada, os seus resultados devem ser corrigidos pelos métodos disponíveis na literatura (Bjerrum, 1973, Aas *et al.*, 1986).

Este fator de correção é obtido em função do índice de plasticidade da argila e incorpora dois efeitos: a anisotropia da argila e a diferença entre a velocidade de carregamento da obra no campo e do ensaio. Conforme demonstrado na Figura 2.1, a resistência medida no ensaio de palheta deve então ser multiplicada pelo fator de correção, de forma a se obter a resistência de projeto (Almeida e Marques, 2010).

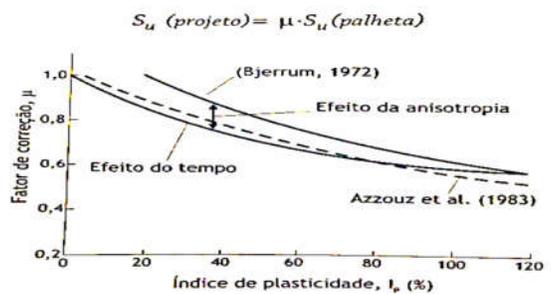


Figura 2.1 - Fator de correção da S_u medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade (Almeida e Marques, 2010).

Para a análise de recalques, calcula-se o deslocamento total após a construção e a variação com o tempo, de forma a elencar o método construtivo mais econômico e prático, bem como evitar trabalhos de reparação pós construtivos no pavimento provocados por deslocamentos verticais.

O recalque total sobre argila compressível tem três componentes: a) recalque não drenado ou imediato, associado a deformações elásticas cisalhantes a volume constante logo após a colocação do aterro que tem valor de pequena magnitude quando comparado ao recalque por adensamento; b) recalque por adensamento primário, correspondente à maior parcela do recalque total, calculado separando-se a camada de fundação em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaio de adensamento (Pinto, 2006) e; c) recalque por compressão secundária, relacionado a deformações observadas ao final do processo de adensamento, decorrente da compressão do esqueleto sólido, não associado à expulsão da água dos vazios do solo, ou seja, não está relacionado à dissipação de poropressões.

Uma alternativa simplificada para a estimativa da curva tempo-recalque pode ser obtida pela teoria de adensamento de Terzaghi (1943). No entanto, há situações que se afastam das hipóteses, tais como carregamentos dependente do tempo, heterogeneidade do solo e variação das propriedades do solo com o nível de tensão. Ademais, em situações particulares, a estimativa dos deslocamentos horizontais sob aterros é necessária, como, por exemplo, na avaliação do comportamento das estruturas adjacentes.

2.1.1. Problemas relacionados com projetos de aterros sobre solos moles

São recorrentes os problemas observados na malha rodoviária brasileira assentes sobre solos moles. As construções, nesses casos, requerem cuidados, e devem prever a definição e detalhamento do perfil geotécnico da zona de interesse, identificando extensões, espessuras e propriedades geotécnicas, as características e os parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento visando ao desenvolvimento das soluções adequadas a cada caso. Em suma, o programa de investigação tem por objetivo informar e uniformizar os procedimentos técnicos necessários para o bom desempenho dos trabalhos de campo, permitindo a obtenção de resultados e produtos, com qualidade e consistência de informações (DNER, 1990).

Inobstante a cautela no levantamento de dados e na elaboração do projeto, é frequente a ocorrência de problemas não previstos, tais como recalques e ruptura, fato que requer, durante a execução da obra, investigações específicas com sondagens adicionais. Neste tipo de solo de

fundação, a construção de aterros é quase sempre problemática e, o projeto, deverá atender, no mínimo, a dois requisitos básicos:

- i. Apresentar fator de segurança adequado contra a possibilidade de ruptura local e generalizada; e
- ii. Apresentar deformação, no fim e após a construção, compatível com o tipo de obra, evitando-se também prováveis danos às estruturas adjacentes (Ortigão, 1980).

Palmeira (2018) destaca que é importante, também, a análise de mecanismos de ruptura no caso de aterros sobre solos moles. Deve-se verificar a possibilidade de ruptura dentro do aterro (para materiais de aterro fracos), entretanto sua ocorrência é improvável visto que o material utilizado possui características melhores que do solo de fundação. Outro mecanismo é a expulsão do solo mole, que pode ou não ser aceitável, a depender das características da obra, já que o solo fraco pode ir sendo substituído com o material de aterro, impactando no custo e no consumo do material do corpo estradal, e no caso da existência de construções vizinhas, o que deve ser visto com cautela. Finalmente, há a ruptura global que engloba o aterro, o solo mole e, inclusive, a ruptura por deficiência de ancoragem do reforço, caso existente.

Nesse passo, vale ressaltar o custo estimado para empreendimentos em infraestrutura de transportes no Brasil, mantido pelo DNIT. De acordo com o Custo Médio Gerencial (CMG) da referida Autarquia (data base julho/17), uma obra de adequação de capacidade custa, em média, R\$ 7.617.000,00/km (sete milhões seiscentos e dezessete reais) e o seu projeto R\$121.000/Km (cento e vinte e um mil reais), ou seja, 1,58% do valor da obra.

Desta forma, cumpre destacar a baixa representatividade do valor do projeto frente ao empreendimento como um todo, sendo factível a exigência da realização de estudos que caracterizem muito bem a região e proporcionem a elaboração de projetos robustos, que minimizem a ocorrência de problemas durante a execução das obras.

2.1.2. Estados-limites para projetos de aterros

Na elaboração de um projeto de aterros sobre solos moles é preciso indicar os possíveis problemas que podem ocorrer com a obra e uma das ferramentas que faz esse reconhecimento são os estados-limites. Ela surgiu na Europa e é adotada em vários países, como o Brasil. Já nos EUA ainda é bastante usado o conceito de fator de segurança.

Estado-limite é uma condição acima da qual a estrutura ou qualquer de seus elementos deixará de cumprir suas funções. O projeto deve assegurar que as obras geotécnicas apresentem segurança quanto (NBR 6122/2010):

- i. Estados-limites últimos (análise de ruptura): associados a colapso parcial ou total da obra; e
- ii. Estados-limites de serviços (análise de deformações): quando ocorrem deformações, fissuras e outros que comprometem o uso da obra.

Assim, para a análise de ruptura devem ser feitas duas revisões:

- i. Revisão por ruptura geral ou local do solo de fundação; e
- ii. Revisão por ruptura geral ou local dos elementos estruturais.

Estado-limite aplica, por vezes, o conceito de segurança parcial. Para isso, tem-se as ações resistentes (do solo e da própria estrutura) que precisam ser maiores que as ações atuantes, e como há uma incerteza nos parâmetros de resistência, faz-se necessário considerar um fator de redução (F_R). Também cabe um fator de majoração (fator de carga – F_C) frente as ações atuantes, devido às incertezas nessas cargas. Os modelos, sejam empíricos, analíticos, método do equilíbrio limite ou modelagem numérica, vão fazer essa comparação entre as ações existentes e atuantes (Figura 2.2).

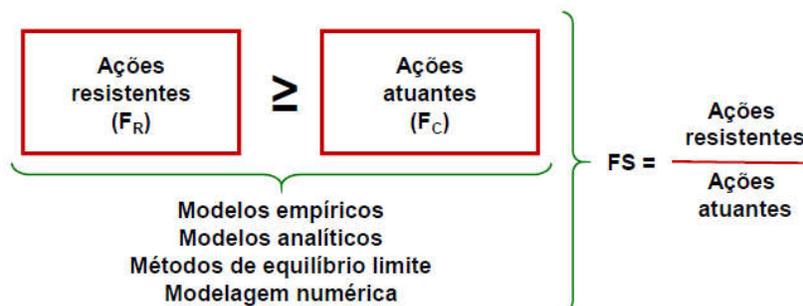


Figura 2.2 - Estados-limites últimos - análise de ruptura (Rodríguez, 2018).

Outra forma, seria usar o fator de segurança, em que há uma relação entre as ações. A escolha depende da ferramenta que está se usando e da normativa. A norma brasileira permite as duas soluções, no caso de projeto de fundações (NBR 6122/10), já a normativa do DNIT (DNER, 1998) que trata de aterros sobre solos moles em obras rodoviárias, adota o conceito de fator de segurança.

No caso dos estados-limites, podem-se usar os fatores de ponderação somente nas variáveis com maiores incertezas, para o fator de segurança isto não ocorre, porque todas as variáveis estão envolvidas. Assim, a realização de ensaios *in situ* e de laboratório é importante pois permitem o uso de coeficientes de ponderação de resistência menores do que quando se define os parâmetros por meio de correlações, visto que nestes casos as incertezas são maiores.

Os Eurocódigos, conjunto de normas referentes a métodos e procedimentos relativos a projetos geotécnicos na Europa, EN-1997-1 (2004) e EN-1997-2 (2007), tratam, no caso de aterros em solos com baixa resistência e alta compressibilidade, que é preciso reconhecer as variáveis que irão controlar a estrutura. O processo de construção deve ser especificado e todos os possíveis modos de ruptura de um aterro precisam ser considerados. Como os aterros são frequentemente construídos em fases, as análises devem ser realizadas etapa por etapa e devem mostrar que a execução do aterro não ultrapassará os estados-limites de serviço estabelecidos.

Como os estados-limites últimos estão relacionados tanto com o rompimento do solo como da própria estrutura, e pode ser um rompimento local ou geral, é imperioso observar, também, a perda de estabilidade global das estruturas vizinhas pelo movimento do terreno. Neste caso o recalque diferencial é de grande importância, visto que pode não romper estruturalmente a construção, mas pode torná-la inútil, atingindo o estado-limite de serviço.

A aludida normativa do DNIT, para efeito de obras geotécnicas, classifica os aterros em classes I, II e III. Classe I são os aterros que se encontram juntos de estruturas rígidas, tais como encontro de pontes e viadutos; classe II enquadram-se os aterros que não estão próximos de estruturas rígidas mas tem alturas superiores a três metros; por fim, os aterros classe III são menores de três metros e estão longes de estruturas sensíveis.

Isto posto, a norma de projetos de aterros sobre solos moles do Brasil indica os fatores de segurança mínimos que deverão ser atingidos nas análises referentes ao final da construção do aterro de 1,4, 1,3 e 1,2, para os aterros classe I, II e III, respectivamente.

2.1.3. Alternativas de solução para solos moles

É preciso cautela na análise do comportamento dos solos moles para escolha da solução mais adequada, que consista num método construtivo mais prático e econômico e que evite retrabalho, tal como a reparação pós-obra oriunda de recalques, sejam eles maiores que os

previstos ou diferenciais. Dentre as alternativas para tratamento de solos moles, a norma brasileira (DNER, 1998) apresenta as soluções a seguir:

- i. Aterros leves;
- ii. Substituição total da camada mole;
- iii. Bermas de equilíbrio;
- iv. Construção por etapas;
- v. Pré-carregamento ou sobrecarga temporária;
- vi. Geodrenos e sobrecarga temporária;
- vii. Geodrenos e sucção por vácuo;
- viii. Aterro estaqueado; e
- ix. Aterros reforçados com geossintéticos.

Além disso, a norma em discussão sumariza a aplicabilidade das soluções em função da classe do aterro e do tipo de solo, apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Aplicabilidade das alternativas de solução em função da classe do aterro e do tipo de solo (DNER, 1998).

Alternativas	Classe de aterros			Tipo de solo		
	I	II	III	Silte	Argila	Turfa
Aterros leves	■					
Substituição total da camada mole	■	■	■		■	■
Bermas de equilíbrio		■	■			■
Construção por etapas					■	
Pré-carregamento ou sobrecarga temporária				■		
Geodrenos e sobrecarga temporária		■	■			
Geodrenos e sucção a vácuo					■	
Aterro estaqueado						■
Aterro reforçado com geossintéticos	■					

A norma de solos moles brasileira preleciona que a substituição dos solos moles só é econômica para espessuras pequenas, em geral inferiores a três metros, ao fazer uma comparação qualitativa típica entre custos relativos de algumas soluções adotadas para projetos de aterros sobre solos moles, como se observa na Figura 2.3. A solução com emprego de geodrenos e sobrecarga é mais econômica para espessuras de 3,0 até 20,0 m de solo mole. A solução com estaqueamento, apesar de mais cara, tem a vantagem de diminuir o tempo de execução do aterro, pois o seu alteamento pode ser realizado em prazo relativamente curto.

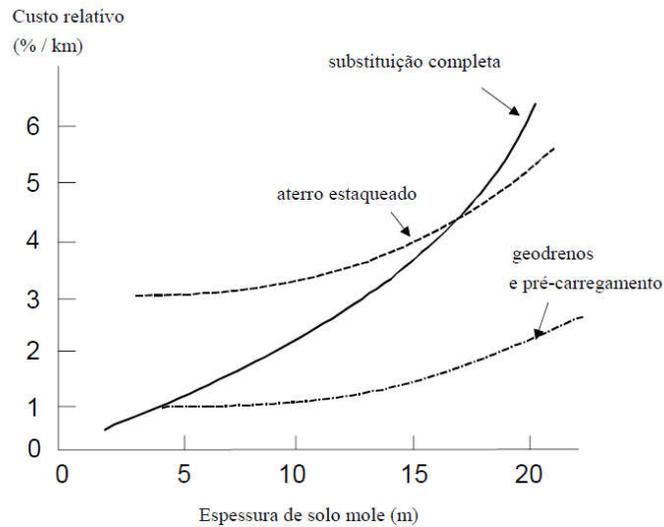


Figura 2.3 - Comparação entre custos das alternativas de Solução (DNER, 1998).

A Figura 2.4 sumariza alguns métodos construtivos de aterros sobre solos moles, visando solucionar ou minimizar os problemas de recalques e de estabilidade. Alguns métodos contemplam o controle de recalques; outros de estabilidade. A maioria dos métodos contempla as duas questões. (Almeida e Marques, 2010).

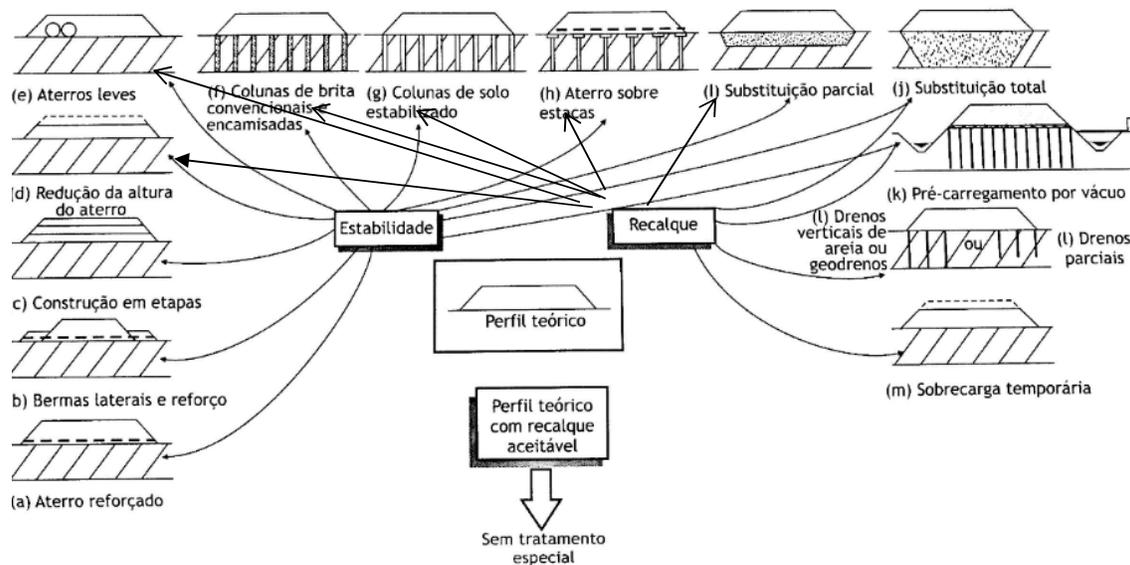


Figura 2.4 - Técnicas executivas de aterros sobre solos moles (modificado de Almeida e Marques, 2010).

Existem várias soluções para construção em solos moles que podem ser classificadas como convencionais. Primeiro a remoção e substituição do próprio material (Figura 2.4 - j) que só é

viável para pequenas espessuras de solos moles e tem a vantagem de acabar com o problema, mas aumentará o consumo de aterro e, eventualmente, pode criar adversidades ambientais referente a maior exploração de jazida para terraplenagem e também disposição do bota-fora.

Uma situação bastante utilizada algumas décadas atrás eram as bermas de equilíbrio (Figura 2.4 - b) que consiste em aumentar a estabilidade do aterro principal com aterro secundário lateral. Como desvantagens surge o aumento significativo do material do aterro, não raro a soma do volume das bermas ser maior do que do próprio aterro principal, maior ocupação de espaço lateral, além de resultar em recalques maiores, face a maior carga que o solo é submetido, assim, hoje em dia, é uma utilização relativamente rara.

No caso de aterro reforçado, a colocação do reforço, geralmente geotêxtil ou geogrelha, na interface aterro fundação, para melhorar a estabilidade da obra, é uma alternativa econômica e tecnicamente atrativa (Figura 2.4 - a). Palmeira (2018) apresenta que aterros de baixa capacidade de suporte podem ter suas condições de estabilidade melhoradas com a utilização de geossintéticos. Nessas obras, tais materiais podem funcionar como reforço ou como meio drenante para aceleração de recalques por adensamento, no caso de solos moles saturados. A presença do geossintético pode, também, aumentar o fator de segurança da obra permitindo também a construção de um aterro com maior altura, mais rapidamente e/ou com taludes mais íngremes que na situação não reforçada. A presença do reforço promove uma distribuição de tensões mais favorável no solo mole, uma vez que parte das tensões cisalhantes em sua superfície é absorvida pelo reforço.

Segundo o autor, a presença de geossintéticos drenantes também auxilia a construção mais rápida do aterro, devido ao ganho de resistência do solo de fundação pela aceleração do processo de adensamento. A utilização de reforço de geossintético é particularmente atrativa para razões baixas entre a espessura de solo mole e a largura da base do aterro (tipicamente, inferior a 0,7). Para solos mais espessos a contribuição da presença do reforço é pequena, uma vez que se restringe à mobilização de uma tensão cisalhante estabilizadora na interface com o solo de fundação, que geralmente aumenta pouco o fator de segurança global da obra.

A aplicação de drenos verticais (Figura 2.4 - l) melhora o processo de adensamento e com isso há um ganho de resistência do solo mole devido ao aumento da resistência não drenada. No entanto, também existem dificuldades como o tempo de execução, é necessário garantir que uma boa porcentagem de adensamento vai ser executado naquele tempo. No caso de dreno de

areia os entraves podem ser a disponibilidade do insumo e problemas ambientais relacionados a exploração de jazidas na região. Atualmente os drenos sintéticos são mais adotados.

A utilização de estacas (Figura 2.4 - h) tem no elevado custo um aspecto relevante, mas é de instalação bastante rápida e uma solução interessante quando é preciso minimizar ou evitar recalques no corpo principal de aterro.

A execução de colunas granulares (brita ou areia) é uma alternativa as estacas (Figura 2.4 - f), podendo ser necessárias quando se tem que reduzir os recalques e a movimentação lateral do solo mole de fundação. O arqueamento do solo de aterro entre as colunas reduz as tensões transferidas para o solo de fundação e a adoção de camada de reforço de geossintético reduz ainda mais as tensões que atingem a fundação e promove uma melhor distribuição de carga entre as colunas granulares (Palmeira, 2018). Podem, ainda, serem encamisadas com geossintético, no caso de geotêxteis não tecido, de alta resistência para evitar embarrigamento que seria um mecanismo de ruptura, especialmente, na cabeça das colunas porque com a carga externa ocorrem recalques maiores do que se previa ter.

Aterros leves é uma evolução dos métodos (Figura 2.4 - e), em que a massa de aterro é substituída por blocos de EPS (poliestireno expandido). São blocos bem leves que são empilhados com a proposta de reduzir o peso, já que é 30 a 40 vezes mais leve que o solo, para um mesmo volume, e tem uma resistência a compressão satisfatória para esse tipo de aplicação. O custo ainda é o proibitivo dessa solução. A vantagem é a rapidez da execução, como os blocos são leves dois operários podem colocar os blocos de EPS.

É possível fazer *jet grouting*, que consiste na introdução de um jato da pasta de cimento no terreno, a altas pressões e grande velocidade, sem escavação prévia, desagregando o solo, misturando-se a este, resultando em uma coluna de jato de forma cilíndrica, que melhora as propriedades mecânicas e de permeabilidade do solo.

Para a solução de pré-carregamento por vácuo, cria-se um aumento na tensão efetiva do solo mole através de aplicação de uma pressão ininterrupta de vácuo, a qual chega até a camada de solo mole por meio de drenos verticais. Este incremento de tensão efetiva substitui a sobrecarga temporária e acelera o adensamento e, conseqüentemente, os recalques.

Outra solução é a Consolidação Profunda Radial (CPR *Grouting*) que consiste no bombeamento de argamassa no interior da camada de solo mole sob elevadas pressões e, intercaladas com

geodrenos, que facilita a dissipação da poropressão e resulta na diminuição do índice de vazios da camada compressível e no aumento da resistência.

O tratamento DSM (*deep soil mixing*) segue a norma Europeia EN 14679 e é conhecido no Brasil como coluna de solo-cimento. O método proporciona melhorias significativas das propriedades mecânicas e físicas do solo mole, mediante sua mistura com determinado aglomerante, feita de forma mecânica por equipamentos específicos que procedem à furação, corte, injeção e mistura. Os ligantes mais utilizados são o cimento Portland e a cal viva. A técnica resulta na obtenção de um solo com características mais resistentes, redução dos recalques e aumento da estabilidade.

2.1.4. Normativa vigente para projeto de aterros

O DNIT, por meio do seu Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), elabora, atualiza e revisa normativos, manuais e publicações técnicas, na área de engenharia rodoviária. Nesse sentido, pode-se destacar a norma DNER-PRO 381/98 (DNER, 1998), que abrange as condições mínimas para projetos de aterros sobre solos moles, assim como as condições específicas necessárias, inclusive para acompanhamento da obra e o Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010), que visa estabelecer critérios uniformes nas obras de construção rodoviária, inclusive assentes sobre solos moles. Acrescenta-se o Manual de Projetos e Execução de Aterros Sobre Solos Moles, publicação do DNER/IPR de 1990, atualmente em atualização.

No âmbito internacional, os Eurocódigos (EN) consistem num conjunto de 10 (dez) normas europeias de responsabilidade do Comité Europeu de Normalização (Comité técnico TC 250) que visam unificar critérios, normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas. Merece destaque o Eurocódigo 7- Projeto Geotécnico (EN 1997-1, 2004) que, entre outros pontos, fornece as diretrizes gerais sobre elaboração de projetos de aterros sobre solos moles.

O Departamento de Transportes dos Estados Unidos, *Federal Highway Administration* (FHWA), trata de solos moles no seu manual de referência (FHWA, 2006), no estudo de estabilidade de aterros sobre solos moles (FHWA, 1977), nas publicações por meio Instituto de Pesquisa de Transporte (TRB) e Associação Americana de Autoridades de Rodovias e Transportes (AASHTO).

Por fim, é possível encontrar descrições específicas como a norma inglesa BS 8006-2(2011) que trata das diretrizes e recomendações para aplicação de técnicas de reforço em solos moles.

2.2. PROJETO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE BRITA

A primeira utilização documentada de uma forma ancestral desta solução foi na construção do Taj Mahal na Índia. No entanto, a primeira aplicação moderna conhecida de colunas de brita, remonta a 1930 na França (Barksdale e Bachus, 1983).

A solução com a utilização de colunas de brita recorre a instalação de elementos lineares preenchidos com material de melhores características que do solo envolvente, sendo polivalentes visto que são utilizadas quando se quer aumentar a capacidade de carga, reduzir o potencial de liquefação, reduzir e acelerar recalques e melhorar a estabilidade global, já que a superfície de deslizamento passará a interceptar as colunas que apresentam características mecânicas superiores (Priebe, 1995). Outro benefício é tornar o mecanismo de colapso progressivo, pois a coluna de brita sobrecarregada reduz a sua tensão à medida que solo se deforma, transferindo-a para o solo circundante (Dayte, 1982). O material granular pode estar envolto em geossintético (geotêxtil), a depender das características da argila mole, que tem a função de separação entre o material granular e o solo natural, além de aumentar a capacidade de resistência lateral da coluna, conseqüentemente a capacidade de carga, devido ao confinamento radial (Mello *et al.*, 2008).

A FHWA (1983) recomenda que a aplicação de coluna de brita em solos argilosos com resistência não drenada inferior a 10 kPa pode não ser adequada, já que o confinamento lateral induzido pelo solo à coluna é reduzido, diminuindo a carga axial por ela suportada, resultando uma maior deformação da coluna e uma menor capacidade de carga do conjunto. Barksdale e Bachus (1983) propõem a aplicação para S_u da argila mole superior a 7,5 kPa. No entanto, pode-se executar as colunas de brita com espaçamentos menores e diâmetros maiores, o que pode levar quase a uma substituição total do solo, resultando numa situação desvantajosa economicamente.

A técnica de coluna de material granular é economicamente vantajosa para tratamento de profundidades de 6,0 a 10,0 metros, acima disto as estacas mais rígidas são mais competitivas, no entanto é possível se executar colunas até 30,0 metros (FHWA, 1983). A literatura técnica

recomenda o diâmetro das colunas de 0,6 a 1,0 m, com espaçamento entre 1,5 a 3,0 m (Barksdale e Bachus, 1983).

2.2.1. Dimensionamento das colunas de brita

Para a técnica de melhoramento de solos moles com coluna de brita, é necessário definir o espaçamento entre os elementos e a sua distribuição de forma a tratar grandes áreas de maneira otimizada. A malha pode ser triangular, quadrada ou hexagonal, esta última menos utilizada face a sua dificuldade de implementar em obra.

A avaliação da capacidade de carga das colunas de britas e a estimativa dos recalques são os maiores desafios no tratamento de solos com esta técnica. Colunas carregadas excessivamente podem gerar deformações insuportáveis. Os possíveis mecanismos de ruptura das colunas de brita, quando solicitadas axialmente, podem ser (Figura 2.5):

- i. Expansão lateral da coluna (*bulging*), cuja base atinge um substrato rígido. Para que o mecanismo ocorra por este modo de ruptura a altura da coluna deve ter no mínimo, 3 a 4 vezes o seu diâmetro;
- ii. Ruptura por cisalhamento no topo da coluna (*slallow shear failure*), caso em que a coluna se apoia num substrato rígido situado a baixa profundidade; e
- iii. Insuficiência de resistência de ponta e atrito lateral, provável em estacas flutuantes e a coluna sobre deformação vertical excessiva. Válido para colunas isoladas e em grupo.

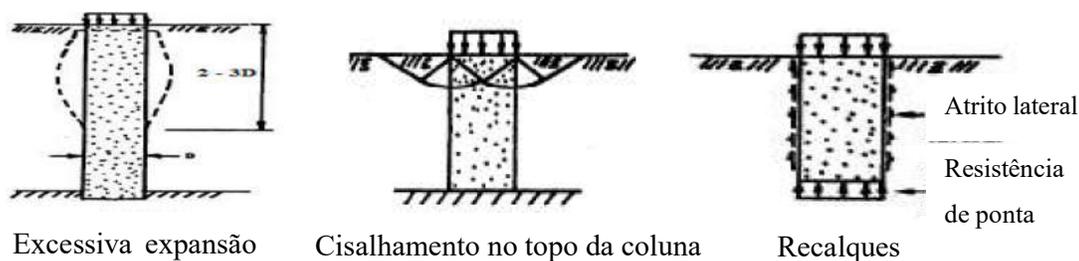


Figura 2.5 - Tipos de ruptura nas estacas de brita (modificado de Barksdale e Bachus, 1983).

Para dimensionamento das fundações reforçadas com colunas de brita, muitas teorias foram elaboradas nos últimos 30 anos, a fim de analisar o comportamento do solo melhorado com a técnica e o desempenho dos elementos granulares para capacidade de carga e estimativa de recalques. Para tanto, desenvolveram-se os métodos empíricos, experimentais, analíticos e

numéricos. A Tabela 2.3 apresenta uma compilação de diversas metodologias propostas ao longo dos anos até os dias atuais.

Tabela 2.3 - Principais métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos das colunas de brita.

MÉTODO	AUTOR (ES)
EMPÍRICO	Greenwood (1970); Baumann e Bauer (1974), Thorburn (1975)
SEMI-EMPÍRICO	Vesic (1972); Hughes e Withers (1974);
ANALÍTICO	Priebe (1995); Goughnour e Bayuk (1979); Aboshi <i>et al.</i> (1979); Balaam e Booker (1981); Van Impe e De Beer (1983); Balaam e Booker (1985); Han e Ye (1992); Bouassida <i>et al.</i> (1995); Poorooshab Meyerhof (1996); Elshazly <i>et al.</i> (2007)

No que tange ao método analítico, o mais utilizado no dimensionamento de colunas granulares é o de Priebe, desenvolvido em 1976 e adaptado em 1995. O método define o fator de melhoramento do solo mole tratado com as colunas de brita em relação à condição inicial. A teoria foi desenvolvida para colunas granulares executadas pelo método de vibro substituição.

Destaca-se que o método se baseia no conceito de célula unitária, que considera as deformações radiais na área externa da célula unitária como nulas, e têm como principal objetivo determinar a capacidade resistente e os recalques do solo perante um carregamento axial. Para tanto, aduz que o material das colunas é incompressível, está fundada em estrato rígido, o solo envolvente é homogêneo, os recalques no solo e na coluna são iguais e os pesos específicos da coluna e argila não são considerados. Por fim, considera que o coeficiente de empuxo (k), após a execução das colunas, corresponde a 1.

A equação 2.1 define o fator de melhoramento (n_0), também denominado fator de redução de recalques (FRR) do solo permite calcular o recalque com as colunas (Δh_c) a partir do recalque do solo mole sem as colunas (Δh), ou seja, $\beta = \Delta h / \Delta h_c$. Assim:

$$n_0 = \beta = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4 \cdot k_{a,c} \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \quad (2.1)$$

$$k_{a,c} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{c}{2}\right) \quad (2.2)$$

Onde: $k_{a,c}$ = coeficiente de empuxo ativo da coluna, A_c = área da coluna, A = área total de influência da coluna e ϕ_c = ângulo de atrito do material de enchimento da coluna.

O fator de melhoramento, a razão entre as áreas $\left(\frac{A}{A_c}\right)$ e ϕ_c relacionam-se de acordo com o gráfico da Figura 2.6.

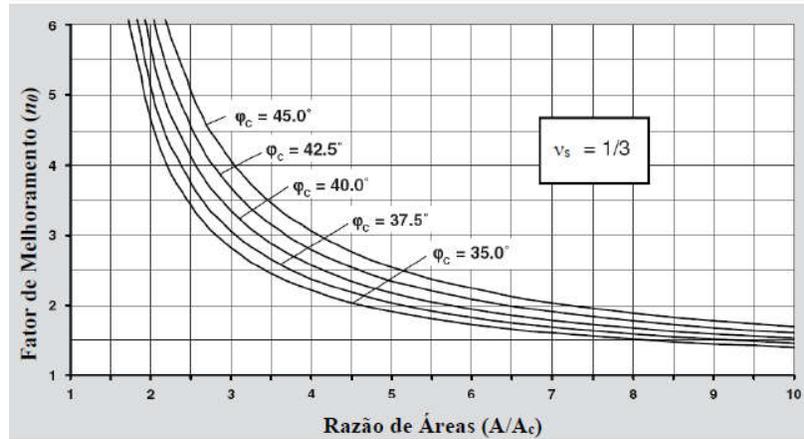


Figura 2.6 - Fator de melhoramento do solo (Priebe, 1995).

A metodologia analítica de Aboshi *et al.* (1979) foi aplicada no projeto da BR-135/MA. Eles propuseram um método simplificado para calcular os recalques de uma coluna granular inserida numa malha infinita, considerando o desenvolvimento infinito em duas direções ortogonais. Assume como pressupostos básicos que o recalque entre a coluna granular e o solo envolvente é uniforme, que tem coeficiente de variação volumétrica (m_v) constante ao longo do processo de adensamento e que o fator de concentrações (FC) de tensões nas colunas granulares aumenta com a profundidade devido ao efeito do arqueamento (Figura 2.8).

O FRR que determina a melhoria da capacidade do solo em função da redução dos recalques pela introdução das colunas de brita é dado por:

$$FRR = 1 + (FC - 1)CS \quad (2.3)$$

$$CS = \frac{A_c}{A_c + A_s} \quad (2.4)$$

$$FC = \frac{\sigma'_{v(col)}}{\sigma'_{v(sol)}} \quad (2.5)$$

Onde, CS é o coeficiente de substituição, sendo A_c =área transversal da coluna e A_s = área de argila por coluna em planta e FC é igual à razão entre a parcela de pressão vertical absorvida pela coluna e a parcela de tensão vertical absorvida pelo solo vizinho à estaca mole (Figura 2.7);

O recalque do solo (s) após a instalação das colunas granulares devido a um carregamento vertical, é dado pela equação abaixo:

$$s = m_v H \sigma'_{v,f} \quad (2.6)$$

Sendo $\sigma'_{v,f}$ o acréscimo da tensão efetiva vertical média a tempo infinito e H a espessura de solo mole.

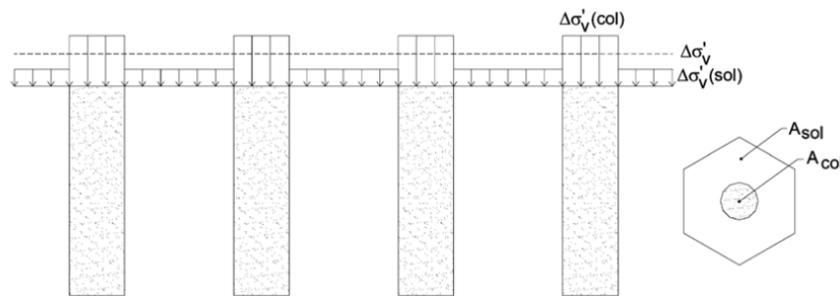


Figura 2.7 - Modelo de distribuição de tensões (DNIT, 2012).

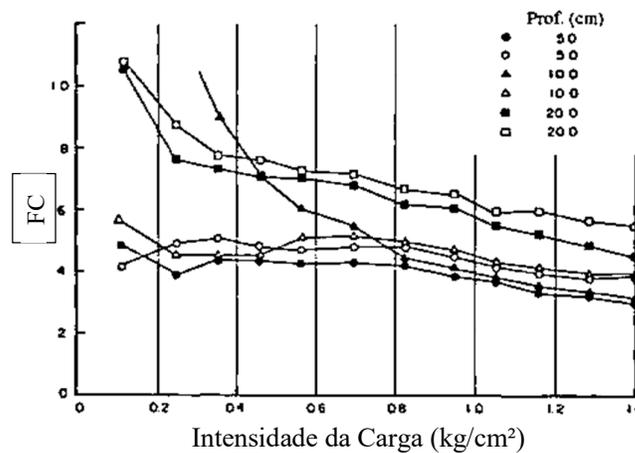


Figura 2.8 - FC ao longo da profundidade x tensão vertical aplicada (modificado de Aboshi *et al.*, 1979).

Os métodos numéricos são cada vez mais comuns para modelar os solos reforçados com colunas de brita. O método da homogeneização consiste em uniformizar as características do solo e das colunas granulares para prever o comportamento, passando o solo reforçado a ser tratado como um material composto. Noutra giro, o sistema pode ainda ser simulado com um problema de contorno, onde a camada de argila e a coluna de brita são tratados como materiais diferentes, sendo utilizado o MEF. Neste caso, a camada de argila pode ser representada por modelo constitutivo considerando o efeito do adensamento, sendo possível descrever o comportamento mecânico e hidráulico da técnica de coluna de material granular e do solo envolvente.

2.2.2. Execução das colunas de brita

O modo como uma coluna de brita é executada depende da tecnologia adotada, principalmente no que se refere à execução do furo e à compactação do material de enchimento (Domingues, 2006).

A instalação das colunas granulares pode-se dar por método úmido ou seco. O método úmido recorre a jatos de água para execução do furo. Para tanto, requer uma grande quantidade de água de modo a garantir uma vazão constante e o fluxo pode afluir à superfície, contaminada com finos, podendo trazer problemas ambientais. No método seco, o vibrador atinge a profundidade desejada com a combinação de ar comprimido e do próprio peso do equipamento para cravação.

O método pode ou não ser vibratório. No método não vibratório, o furo é executado de forma tradicional havendo retirada do solo natural, com recursos semelhante à estaca moldada, e posteriormente preenchido com brita e compactado por pilão. O método *compozer* de Aboshi *et al.* (1979), consistia na introdução de um encamisamento que ia acumulando material e, ao atingir a profundidade desejada, era extraído e, com ajuda de martelo vibratório, obtinha-se coluna de areia compactada. No método vibratório alimentação do material granular pode ser realizada pela superfície do terreno (*top feed*) ou no fundo, pela ponta do vibrador (*bottom feed*) (Figura 2.9).

Pela técnica da vibro substituição, o vibrador é penetrado no solo e ao atingir a profundidade desejada a brita é introduzida. Por meio de curtos movimentos ascendentes e descendentes do vibrador, o material granular é vibrado, ao mesmo tempo em que mais brita é introduzida dentro do furo pré-formado. O procedimento é repetido até que se chegue à superfície.

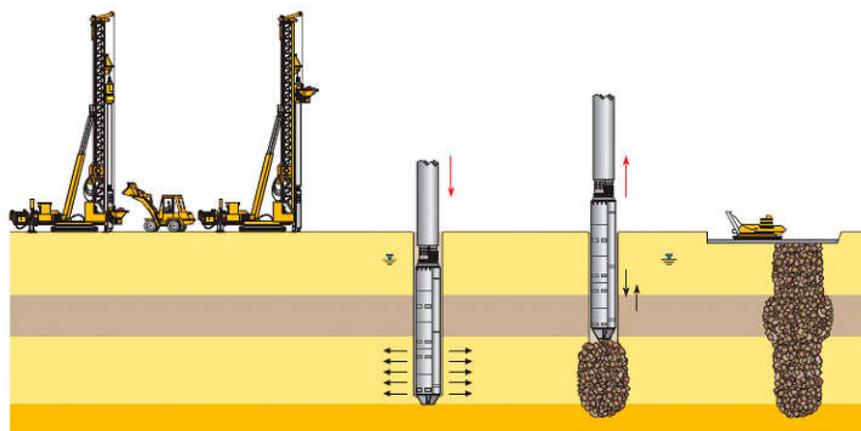


Figura 2.9 – Instalação de colunas de brita, alimentação *bottom feed* (Raju, 2003).

2.3. MODELAGEM NUMÉRICA

2.3.1. Modelos constitutivos para solos moles

Os solos apresentam peculiaridades para um tratamento tensão-deformação devido à não-linearidade acentuada, à histerese e à plastificação a partir de certa deformação. Assim, o objetivo está em se determinar um modelo o mais simples possível, mas que seja razoavelmente acurado, para aplicação pretendida (Ortigão, 2007).

Na prática, uma simulação numérica deve ser iniciada com uma modelagem elástica que tem a vantagem de verificar a convergência da malha, não com foco nos resultados e sim porque é fácil detectar algum problema, sendo que há aproveitamento do modelo geométrico. Depois, parte-se para modelo Elástico Perfeitamente Plástico (EPP), Mohr-Coulomb, se o problema for de resistência. Se a questão for mais de deformabilidade e de poropressões, Cam-Clay será um candidato natural.

Assim, a seguir expõe-se os modelos constitutivos mais empregados para modelar o comportamento de solos moles mediante o MEF, quais sejam: Cam-Clay Modificado (CCM), Soft Soil (SS), Soft Soil Creep e S-Clay. Apresenta-se, também, o modelo Mohr-Coulomb (MC), utilizado nas simulações das camadas de areia e outras camadas duras.

2.3.1.1. Mohr-Coulomb

É um modelo EPP em que o comportamento do solo, ou outro material, é linear elástico até atingir a ruptura. Caso a descarga ocorra dentro da superfície de plastificação, o comportamento será elástico. A relação entre tensão e deformação é dada pela Lei de Hooke (Figura 2.10).

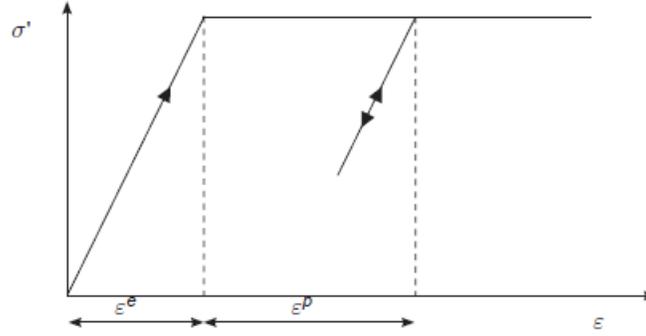


Figura 2.10 - Curva tensão *versus* deformação para modelo elástico linear e plástico perfeito (Brinkgreve *et al.*, 2018c).

A tensão cisalhante atuante é a variável que determina a ruptura, sendo a lei de resistência ao cisalhamento definida por:

$$\tau_{rup} = c' + \sigma \tan \phi' \quad (2.7)$$

O modelo consta de seis combinações que podem ser feitas com as tensões principais para definição da superfície de plastificação (Equações 2.8 a 2.13), representada por uma pirâmide hexagonal (Figura 2.11) no espaço de tensões principais. Dentro da superfície de plastificação o comportamento do material é elástico, na superfície é plástico, e a situação fora da superfície não é admissível.

$$f1 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi \quad c \cos\phi \leq 0 \quad (2.8)$$

$$f2 = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\phi \quad c \cos\phi \leq 0 \quad (2.9)$$

$$f3 = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi \quad c \cos\phi \leq 0 \quad (2.10)$$

$$f4 = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi \quad c \cos\phi \leq 0 \quad (2.11)$$

$$f5 = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi \quad c \cos\phi \leq 0 \quad (2.12)$$

$$f6 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\phi \quad c \cos\phi \leq 0 \quad (2.13)$$

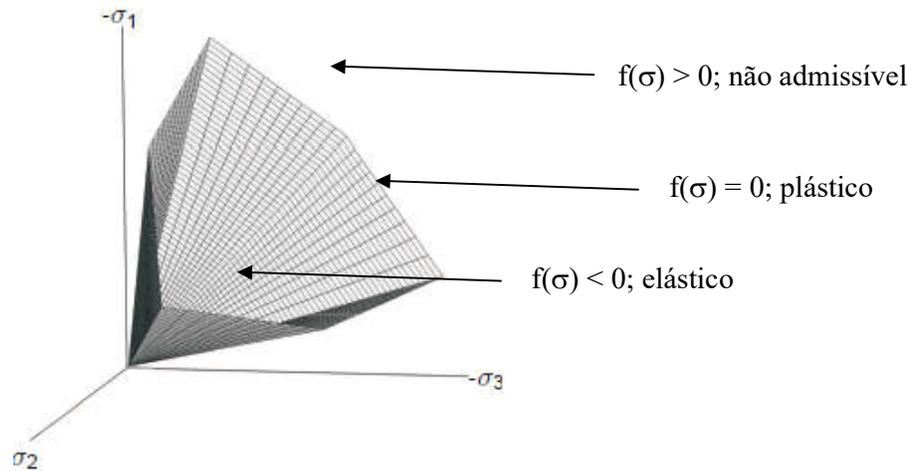


Figura 2.11 - Superfície hexagonal de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (modificado de Brinkgreve *et al.*, 2018c).

As deformações plásticas são perpendiculares à superfície potencial plástica, levando a existência de pontos nos vértices nos quais não existe ortogonalidade provocando falta de unicidade na solução. Diferentes teorias tratam modificação da superfície de Mohr-Coulomb (Figura 2.12), aproximando-a para que não ocorra inconsistência nos vértices. Para simplificar, os modelos numéricos aproximam-na revestindo os cantos.

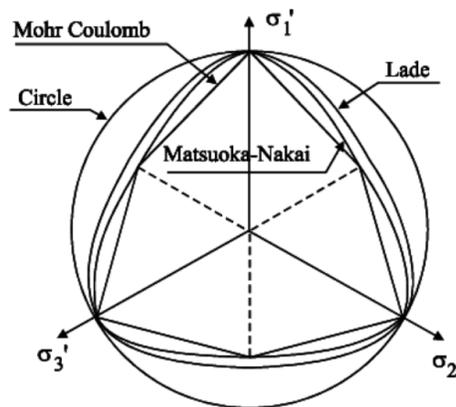


Figura 2.12 - Superfície de plastificação (Georgiadis, 2004).

A função potencial plástica define o valor do acréscimo das deformações plásticas, para tanto, o modelo adota equações semelhantes as definidas para função de plastificação, só que em função da dilatância e não do ângulo de atrito do material (Equações 2.14 a 2.19).

$$g1 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (2.14)$$

$$g2 = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (2.15)$$

$$g3 = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (2.16)$$

$$g4 = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (2.17)$$

$$g5 = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (2.18)$$

$$g6 = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (2.19)$$

A regra de fluxo do modelo Mohr-Coulomb pode ser não-associada, sendo o ângulo de atrito e de dilatância parâmetros independentes, assim, para cada função de plastificação, tem-se uma função potencial plástica diferente.

Como é um modelo que pode plastificar, é preciso definir as condições iniciais para situar o quão perto ou longe o material está da superfície de plastificação, sendo necessários cinco parâmetros para utilização do modelo: módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν), para representar o comportamento elástico; coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatância (ψ), para comportamento plástico.

2.3.1.2. Cam-Clay Modificado

O modelo Cam-Clay nasceu na década de 60, de pesquisas feitas na Universidade de Cambridge (cuja denominação tem origem nas palavras “cam”, referente a Cambridge, e “clay”, relacionada a presença de argila nas margens do rio Cambridge). O primeiro modelo (1963), Cam-Clay original, apresentou algumas dificuldades numéricas devido a uma descontinuidade das derivadas na interseção com o eixo das tensões isotrópicas (p'), que foi corrigida surgindo o modelo Cam-Clay modificado (1968), proposto por Roscoe e Burland, sendo importante publicação na área geotécnica por conseguir embutir todos os conceitos da elastoplasticidade.

O modelo Cam-Clay Modificado (CCM) inclui a ocorrência de deformações plástica em todas as trajetórias e utiliza o conceito do “cap”, garantindo que ao carregar em qualquer direção, mesmo sem ruptura, ocorrem deformações plásticas. Salienta-se que a introdução de uma superfície de plastificação com “cap”, que pode aumentar com o nível de tensões, expandindo

para mudar as deformações plásticas e o comportamento do solo dentro dessa superfície continua elástico, foi proposta inicialmente por Drucker *et al.* (1957).

O Modelo embute o conceito de estado crítico (em que o material, ao mesmo tempo, atinge a resistência residual e não há mais variação de volume) que oferece uma abordagem mais completa para a modelagem do comportamento de solos, o critério de ruptura de Drucker-Prager, e prevê amolecimento e endurecimento, ou seja, há a possibilidade da superfície de plastificação tanto expandir quanto contrair, mas sempre com um acréscimo de deformações plásticas.

O comportamento elástico é isotrópico e está definido pelos parâmetros módulo de rigidez volumétrico (K') e de cisalhamento (G'). O índice de compressão (λ) representa a inclinação do trecho virgem e fornece as mudanças nas deformações totais. O índice de recompressão (κ) relaciona-se com as deformações elásticas. Assim, a medida que aumenta a tensão efetiva, o índice de vazios reduz (caso drenado). Ao descarregar, o índice de vazios recupera um pouco, de tal forma que possui uma parte elástica e a outra plástica (irrecuperável), e a variação do índice de vazios causa a variação volumétrica (Figura 2.13).

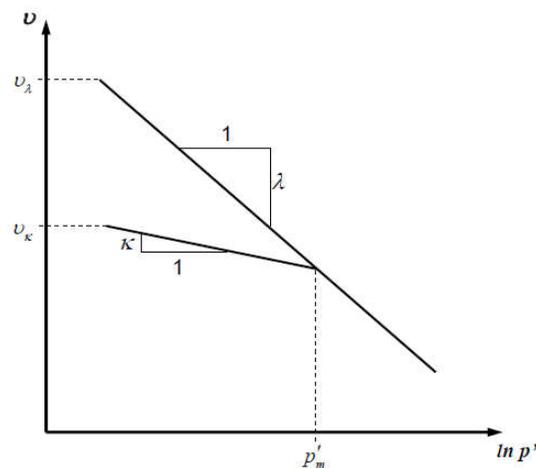


Figura 2.13 - Relação logarítmica entre tensão isotrópica *versus* volume específico ($1 + e$).

A superfície de plastificação, no plano de tensões triaxial (p' , q) tem forma elíptica e passa pela origem, com forma e tamanho definidos pela constante M e pela tensão isotrópica (p_0'), respectivamente. O valor de M é baseado no ângulo de atrito do solo e p_0' representa o parâmetro do endurecimento (Figura 2.14).

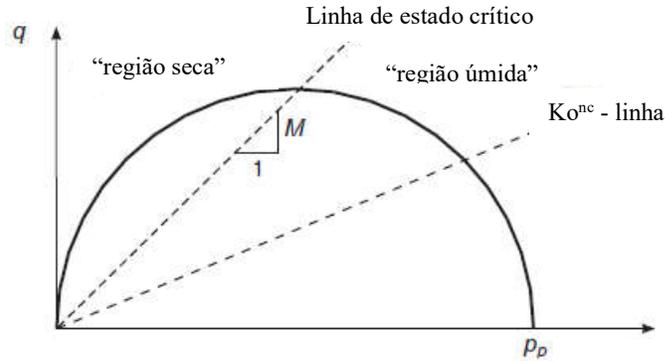


Figura 2.14 - Superfície de plastificação de Cam-Clay modificado no plano p' - q (modificado de Brinkgreve *et al.*, 2018 c).

A equação da elipse é definida por:

$$f(p', q, p_0) = q^2 - M^2(p'_0 - p')p' = 0 \quad (2.20)$$

No espaço tridimensional, formada pelas invariantes de tensão (p' e q) e o índice de vazios (e) é definida a linha de estado crítico (CSL), lugar geométrico dos pontos que não há variação de volume (Figura 2.15).

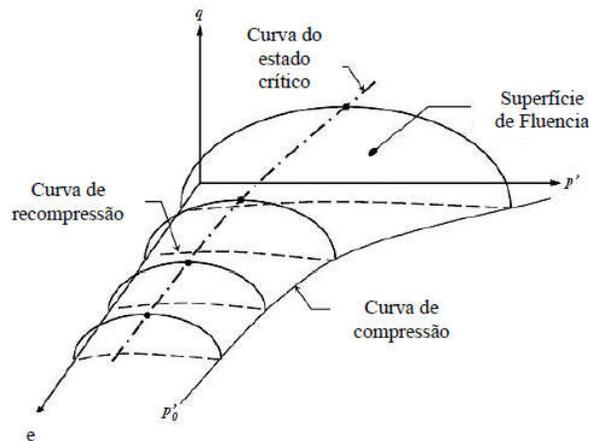


Figura 2.15 - Superfície Limite de Estado e Linha de Estado Crítico.

CCM apresenta, ainda, como características: a regra de fluxo é associada, portanto a função potencial plástica tem a mesma forma que a superfície de plastificação; o modelo tem endurecimento volumétrico, o aumento da superfície de escoamento depende das deformações volumétricas; não considera a anisotropia do solo e é pouco preciso para a modelagem de solos arenosos.

A principal dificuldade do modelo é o fato de que ele prevê a mesma resistência em compressão e em extensão. Isto é um problema porque o modelo superestima a resistência ao cisalhamento em condições genéricas de tensão, só em condições axissimétricas que ele reproduz bem a resistência do material.

CCM é um modelo simples que consegue simular de várias formas o comportamento do solo com poucos parâmetros, quais sejam: e_0 , λ , κ , M , POP (relação de pré-adensamento) ou OCR (razão de pré-adensamento) e K_0 (coeficiente de empuxo lateral em repouso).

2.3.1.3. Soft Soil

O modelo Soft Soil (SS) foi desenvolvido pelos pesquisadores da Universidade de Delft, na Holanda, para o *software* Plaxis. As bases teóricas são semelhantes ao CCM: a) o comportamento elástico é isotrópico e definido pelos parâmetros K' e G' ; b) Com a diferença que os índices de compressibilidade, κ^* (índice de recompressão) e λ^* , (índice de compressão), estão em função das deformações volumétricas e não do índice de vazios, o aumento das deformações elásticas volumétricas também é calculado utilizando o valor médio do índice de recompressão; c) o modelo de endurecimento também é volumétrico.

As principais mudanças são: a) a superfície de plastificação (Figura 2.16), que tem forma elíptica mas não passa pela origem; b) o modelo considera tanto o ângulo de atrito (ϕ) como a coesão do solo (c); c) a ruptura é definida com o critério de Mohr-Coulomb. A superfície de plastificação está em função de c , ϕ e M^* , este é um parâmetro apenas para definir a forma da elipse.

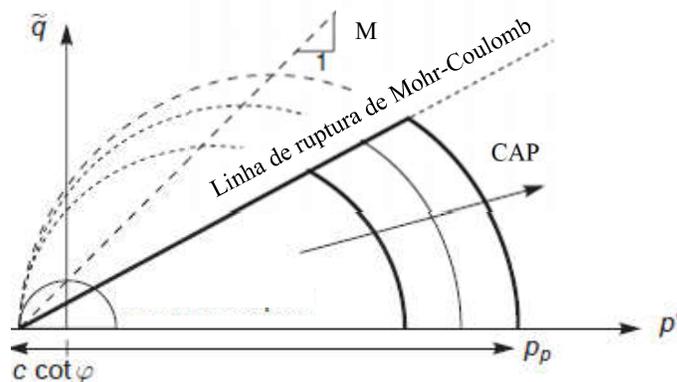


Figura 2.16 - Superfície de plastificação do modelo Soft-Soil, no plano p' - q (modificado de Brinkgreve *et al.*, 2018c).

As condições iniciais são as mesmas para SS e CCM e, no caso dos parâmetros dos modelos, além do λ^* e κ^* , ϕ , permite simular a dilatância, face ao modelo de ruptura adotado. A teoria usada para definir o ângulo de dilatância é bem complexa e importante ser considerada no caso de solos altamente pré-adensados.

O modelo, entretanto, só é validado para argilas, não considera o adensamento secundário nem a anisotropia do material e não é recomendável para problemas só de descarga (para tanto, foi desenvolvido para o *software* Plaxis o modelo Hardening Soil).

2.3.1.4. Soft Soil Creep

Creep é problema real, trata-se do comportamento que alguns tipos de solo apresentam de continuarem deformando com o tempo, quando submetidos a um carregamento constante. Este tipo de carregamento duradouro produz um aumento da tensão de pré-adensamento do solo, ou seja, o adensamento secundário resulta num solo mais rígido.

Os modelos constitutivos clássicos não conseguem representar o fenômeno do *creep*, pelo que foi desenvolvido o modelo Soft Soil Creep para o *software* Plaxis. As bases gerais são quase as mesmas do SS, alterando as deformações volumétricas que consideram além das deformações elásticas, as deformações secundárias. A superfície de plastificação e o endurecimento dependem, também, do *creep* do material. Assim, número de parâmetros para vai aumentar, porque o modelo vai depender do tempo.

2.3.1.5. Modelo S-CLAY1

Geralmente usam-se modelos isotrópicos elastoplásticos, porém os solos moles tendem a apresentar um grau de anisotropia desenvolvida durante sua sedimentação, adensamento e por qualquer outra futura deformação. Ao ignorar este parâmetro no comportamento do solo pode conduzir a previsões errôneas da resposta do solo durante o carregamento (Zdravkovic *et al.*, 2002).

O modelo S-Clay1, desenvolvido na Universidade de Glasgow (Escócia) por Wheeler (1997) e modificado por Näätänen *et al.* (1999), é uma extensão do modelo CCM que permite considerar o comportamento anisotrópico do material, o *creep* do material e a desestruturação, pois quando um material é moldado, as propriedades são alteradas.

Tem como base o CCM, assim o comportamento elástico é isotrópico, definido pelos parâmetros de rigidez K' e G' e a mudança de volume elástico é calculada pelo valor médio do índice de recompressão, regra de fluxo associada. A superfície de plastificação tem o parâmetro M , a linha de estado crítico, e o parâmetro α que vai definir a sua inclinação, sendo função do ângulo de atrito (Figura 2.17).

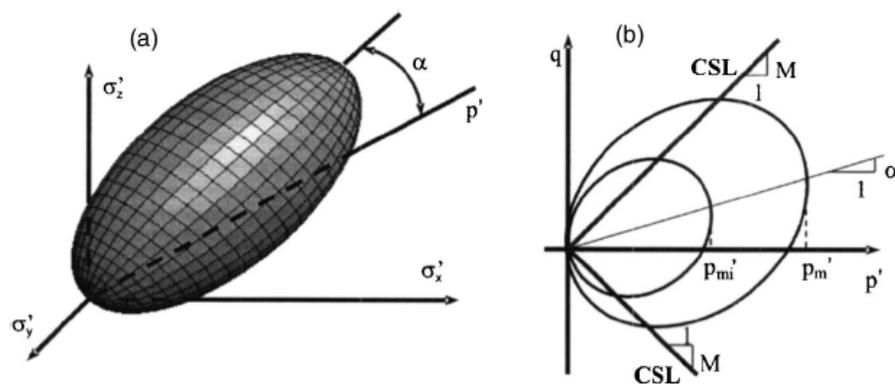


Figura 2.17 - Superfície de plastificação, espaço 3D e 2D (Karstumen *et al.*, 2005).

Foi incorporado ao modelo a capacidade de simular o endurecimento anisotrópico do comportamento plástico do material mediante uma superfície de plastificação inclinada, visto que a superfície não expande igualmente em todas as direções e sofre uma rotação.

2.3.2. Tipos de análises mediante o MEF para solos saturados

No caso de solos moles, os parâmetros dos modelos constitutivos buscam representar a resposta do solo em termos efetivos, ou seja, como se dá a relação entre tensões e deformações do esqueleto sólido. Uma característica importante do solo é a possibilidade da presença de água nos poros, o que influencia no seu comportamento. Assim, para o caso de solos saturados como as argilas, é preciso definir o tipo de análise será feita, pois o comportamento a curto e longo prazo diferem.

De acordo com Rodríguez (2010), dependendo do problema e do modelo constitutivo adotado, podem-se fazer as seguintes análises (Tabela 2.4):

- a. Análises em termos de tensões totais com parâmetros não drenados: utilizada para problemas de estabilidade e deslocamentos imediatos, pois a baixa permeabilidade do

- solo não permite a dissipação da poropressão a curto prazo. Não é necessário definir as condições iniciais de poropressão;
- Análises em termos de tensões efetivas com parâmetros drenados: aplicada para se obter tensões e as deformações ao final do processo de adensamento (longo prazo), não considerando a dissipação da poropressão ao longo do tempo; e
 - Análises em termos de tensões efetivas com parâmetros drenados e condições iniciais não drenadas: o objetivo é conhecer o estado de tensões, deformações e deslocamentos, antes, durante a após o término do carregamento e do processo de adensamento.

Tabela 2.4 - Resumo dos tipos de análises (modificado de Rodríguez, 2010).

Tipo de análise	Parâmetros	Condição inicial	Aplicação
Tensões totais	Não-drenados	Tensões totais (não precisa definir valor inicial da poropressão)	Estabilidade e deslocamentos durante a construção (curto prazo)
Tensões efetivas	Drenados	Drenada, sem aumento da poropressão inicial	Deslocamentos e cargas a longo prazo
		Não-drenada, com aumento da poropressão inicial	Estabilidade e deslocamentos durante a construção (curto prazo), e deslocamentos e cargas durante e no final do adensamento

2.3.3. Modelagem do processo de adensamento

De acordo com Terzaghi (1943), processo de adensamento é uma redução do teor de água sem substituição por ar que ocorre no solo quando este é solicitado pela construção de alguma estrutura. Quando solos argilosos saturados são submetidos a uma tensão de compressão devido a um carregamento da fundação, a poropressão aumentará imediatamente. Contudo, devido à baixa permeabilidade do solo, haverá um intervalo de tempo entre a aplicação da carga e a expulsão da água dos poros e, assim, recalques.

De acordo com a teoria de adensamento unidimensional, ao se aplicar uma sobrecarga no solo, $\Delta\sigma$, há um aumento imediato da poropressão, Δu . Assim, $\Delta u = \Delta\sigma$, imediatamente após a aplicação da carga, tempo $t = 0$. Após a aplicação da carga, $t > 0$, a água dos vazios da camada de argila será comprimida e fluirá para lugares mais permeáveis, reduzindo, assim, o excesso de poropressão. Portanto, a tensão efetiva aumentará, demonstrando que $\Delta u + \Delta\sigma' = \Delta\sigma$. Assim, no instante $t > 0$, $\Delta\sigma' < 0$, $\Delta u < \Delta\sigma$. No tempo infinito, $t = \infty$, $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$ e $\Delta u = 0$.

O processo gradual de aumento da tensão efetiva na camada de argila para uma sobrecarga, resultará em um recalque das partículas que depende do tempo, referido como processo de

adensamento. A teoria do adensamento unidimensional foi proposta pela primeira vez por Terzaghi, cujos pressupostos subjacentes na derivação das equações matemáticas são:

- i. A camada de argila é homogênea e saturada;
- ii. A compressão da camada do solo deve-se apenas à variação de volume, que por sua vez, é devido a expulsão da água dos vazios;
- iii. A lei de Darcy é válida;
- iv. A deformação do solo ocorre somente na direção da aplicação da carga;
- v. O coeficiente de adensamento é constante durante a consolidação;
- vi. Solo é elástico.

Posteriormente, tal teoria foi expandida por Biot (1941) para incorporar o comportamento do esqueleto sólido ao processo, estendendo sua formulação a problemas tridimensionais, considerando a variação das tensões totais durante o processo de adensamento, mas ainda admitindo um comportamento elástico-linear para o solo. A teoria considera o acoplamento completo do fluxo de água e de ar em um meio poroso deformável, possibilitando a avaliação simultânea da poropressão e da pressão de ar, no espaço e tempo.

De acordo com Brinkgreve *et al.* (2018b), as equações de adensamento do Plaxis, programa de elementos finitos utilizado nesta pesquisa, seguem a teoria de Biot. A Lei de Darcy também é adotada para o fluxo e o comportamento do solo é elástico.

Em geral, quando um modelo de material não linear é usado, são necessárias interações para chegar à solução correta. Portanto, a equação de equilíbrio é escrita de forma sub-incremental e o incremento de deslocamento total é a soma dos sub-incrementos de todas as interações.

Há a opção de modelar o comportamento do material não drenado com base nos parâmetros efetivos do modelo está disponível para maioria dos modelos constitutivos do *software*. Isto permite que os cálculos não drenados sejam executados com parâmetros de rigidez efetivos, com distinção explícita entre tensões efetivas e poropressões (excesso).

Para o desenvolvimento deste estudo, as análises foram desenvolvidas em termos de tensões efetivas, com parâmetros drenados e condições iniciais não drenadas. A tensão total divide-se em efetiva e poropressão, seguindo o princípio de Terzaghi. Supõe-se que a água não tem resistência ao cisalhamento, sendo tensões de cisalhamento efetivas iguais os totais.

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m}p_{active} \quad (2.21)$$

Sendo,

$$m = (111\ 000)^T \quad (2.22)$$

$$p_{active} = \alpha_{Biot} S_{eff} p_w \quad (2.23)$$

Onde $\underline{\sigma}$ e $\underline{\sigma}'$ é o vetor de tensões totais e efetivas, respectivamente; α_{Biot} é o coeficiente de poropressão de Biot e S_{eff} é o grau efetivo de saturação, sendo este igual à unidade ao se considerar os grãos incompressíveis.

Já p_{active} é a poropressão ativa no programa de elementos finitos mas é feita uma distinção entre a poropressão constante do estado estacionário (p_{steady}) e o excesso de poropressão (p_{excess}):

$$p_w = p_{steady} + p_{excess}$$

O programa considera p_{steady} os dados de entrada, gerados com base no nível da água e p_{excess} o excesso gerado durante os cálculos para o caso de material não drenado ou durante o adensamento.

Ao final do processo de adensamento ocorre:

$$p_w = p_{excess} \quad (2.24)$$

O modelo constitutivo mais simples do Plaxis é o linear elástico baseado na Lei de Hooke:

$$\begin{array}{l} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{array} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{array}{ccccccc} 1 & \nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1 & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1 & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & \nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & \nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & \nu' \end{array} \begin{array}{l} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{array} \quad (2.25)$$

A matriz de módulo de rigidez do material elástico é dada por \underline{D}^e , tendo como parâmetros o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson efetivo (ν').

De acordo com a lei de Hooke, os módulos cisalhante (G), volumétrico (K) e oedométrico (E_{oed}) constituem-se nas relações abaixo:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.26)$$

$$k = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.27)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.28)$$

A lei de Hooke pode ser invertida para obter (equação 2.29):

$$\begin{array}{rcccccccc} \varepsilon^e_{xx} & & & & & & & \sigma'_{xx} \\ \varepsilon^e_{yy} & 1 & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 & \sigma'_{yy} \\ \varepsilon^e_{zz} & \nu' & 1 & \nu' & 0 & 0 & 0 & \sigma'_{zz} \\ \gamma^e_{xy} = \frac{1}{E'} & \nu' & \nu' & 1 & 0 & 0 & 0 & \sigma'_{xy} \\ \gamma^e_{yz} & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 & \sigma'_{yz} \\ \gamma^e_{zx} & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & \sigma'_{zx} \end{array} \quad (2.29)$$

Substituindo a equação 2.29 na equação 2.21, tem-se:

$$\begin{array}{rcccccccc} \varepsilon^e_{xx} & & & & & & & \sigma_{xx} & \alpha_{Biot} p_w \\ \varepsilon^e_{yy} & 1 & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 & \sigma_{yy} & \alpha_{Biot} p_w \\ \varepsilon^e_{zz} & \nu' & 1 & \nu' & 0 & 0 & 0 & \sigma_{zz} & \alpha_{Biot} p_w \\ \gamma^e_{xy} = \frac{1}{E'} & \nu' & \nu' & 1 & 0 & 0 & 0 & \sigma_{xy} & \\ \gamma^e_{yz} & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 & \sigma_{yz} & \\ \gamma^e_{zx} & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & \sigma_{zx} & \end{array} \quad (2.30)$$

Assim, traz os autores que considerando a água ligeiramente compressível, a taxa de excesso de poropressão é dada por:

$$p_{excess} = \frac{\alpha_{Biot} \varepsilon_v}{nC_w + (\alpha_{Biot} - n)c_s} \quad (2.31)$$

$$C_w = \frac{1}{K_w} \quad (2.32)$$

$$C_s = \frac{1}{K_s} \quad (2.33)$$

$$n = \frac{e_0}{1+e_0} \quad (2.34)$$

Em que K_w é o módulo de volume da água, K_s é o módulo de volume do material sólido, C_w e C_s é a compressibilidade da água e do matéria sólido, respectivamente, n é a porosidade do solo e e_0 o índice de vazios inicial.

O *software* em discussão adota o conceito de tempo crítico. A respeito da maioria dos procedimentos de integração numérica, a precisão aumenta quando quantidade de passos é reduzida, mas para o adensamento existe um valor limite. Abaixo de um tempo de incremento particular (tempo crítico) a precisão diminui rapidamente, assim cuidados devem ser tomados com etapas de tempo menores que a etapa de tempo mínimo recomendada. O tempo crítico é calculado como:

$$\Delta t_{critical} = \frac{H^2}{\eta \alpha c_v} \quad (2.35)$$

Onde α é o coeficiente de integração de tempo que é igual a 1 para integração totalmente implícita, η é um parâmetro constante que é determinado para cada tipo de elemento, H é a altura do elemento e c_v é o coeficiente de adensamento.

Malhas finas permitem passos de tempo menores do que malhas grossas. Para malhas não estruturadas, com diferentes tamanhos de elementos ou ao lidar com diferentes camadas do solo e, portanto, diferentes valores de coeficientes de permeabilidade, a equação 2.35 produz valores diferentes para o intervalo de tempo crítico.

2.3.4. Exemplos da modelagem de aterros reforçados sobre solos moles

O acesso à tecnologia aliado ao aumento da potência dos computadores e a disponibilidade dos elementos finitos tornaram as análises numéricas atraentes. Face ao uso cada vez mais popular das colunas de brita, surgiram estudos com diferentes técnicas de modelagem. Para simplificar a geometria real do problema, como compilado por Canizal *et al.* (2012), existem cinco abordagens principais, quais sejam: célula unitária, paredes/trincheiras longitudinais de colunas granulares, anéis granulares cilíndricos, técnica da homogeneização do solo e modelagem tridimensional (Figura 2.18).

O modelo de célula unitária, Figura 2.18 (b), é adotado em um número considerável de simulações e tem como base o uso de grande número de colunas de brita distribuídas de maneira homogênea sobre uma área sob ação de um carregamento uniforme, conduzindo a um comportamento unidimensional o que permite o estudo isolado de uma coluna e sua área de

influência, em condições axissimétricas. Este modelo é usado, também, para maioria das soluções analíticas existentes, como Balaam e Booker (1981) e Priebe (1995).

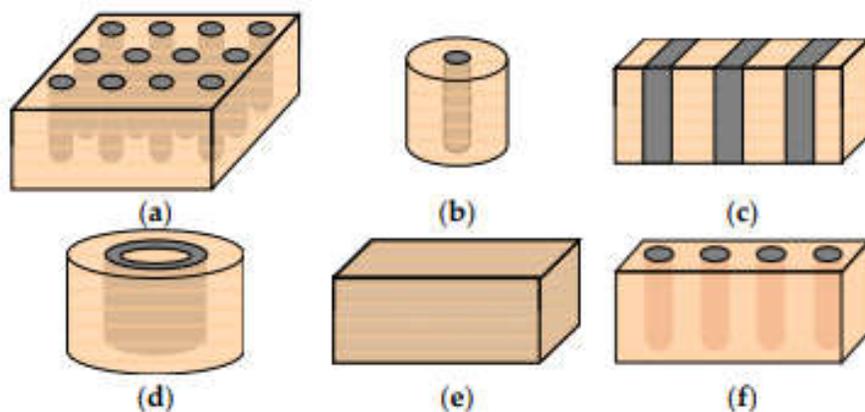


Figura 2.18 - Principais modelos geométricos para estudos de colunas de brita: (a) modelo 3D completo, (b) célula unitária, c) trincheiras longitudinais de colunas granulares, d) anéis de brita cilíndricos, e) solo homogêneo equivalente e (f) fatia 3D de colunas (Castro, 2017).

No caso das trincheiras longitudinais de colunas granulares, Figura 2.18 (c), refere-se a um estudo sob condição de estado plano de deformações, geralmente usado sob cargas contínuas, como aterros. Algumas teorias propõem a transformação do caso tipicamente tridimensional em bidimensional, sendo que a largura das paredes e o espaçamento entre elas devem ser adequadamente estimados, e geralmente se faz necessário alterar parâmetros das colunas e a permeabilidade do solo mole. Van Impe e De Beer (1983) propuseram uma solução analítica para o problema, tendo como parâmetro preponderante o fator de reposição de área, relacionado a área de solo mole substituída por granular.

Com a técnica de simetria axial, Figura 2.18 (d), anéis de brita tem como princípio transformar as colunas granulares em anéis equivalentes, seguindo a mesma ideia das paredes longitudinais, sendo problemas axissimétricos e não de deformação plana. O modelo requer a transformação de grupo de colunas em uma equivalente em espessura e área, sendo a modelagem usada para representar colunas sob cargas circulares como tanques e fundação circular (Elshazly, 2008).

O método da homogeneização, Figura 2.18 (e), consiste em simplificar a geometria do problema, substituindo o solo mole e as colunas granulares por um solo equivalente, com parâmetros compostos, advindos de uma média ponderada entre os materiais (Schweiger, 1989).

Por fim, a modelagem 3D, Figura 2.18 (a) e (f), pode ser analisada em uma fatia ou linha de colunas, sendo modelo atraente visto não requerer determinação de parâmetros equivalentes ou qualquer transformação, por outro lado, requer um esforço computacional, em especial nos casos que não há simetria no problema. As primeiras quatro abordagens são consideradas como análises bidimensionais (2D).

A Tabela 2.5 resume a adequação de alguns desses modelos para estudar a melhoria do solo mole estabilizado com colunas de brita (sem encamisamento de geossintético).

Tabela 2.5 - Adequação dos modelos geométricos para estudar diferentes características de uma coluna de brita para tratamento de um aterro (modificado de Castro, 2017).

Modelo	Recalque	Consolidação	Estabilidade
Célula unitária	Completamente adequado	Completamente adequado	Não apropriado
Trincheiras granulares	Moderadamente adequado	Moderadamente adequado	Moderadamente adequado
Homogeneização	Moderadamente adequado	Pouco adequado	Pouco adequado
3D	Completamente adequado	Completamente adequado	Completamente adequado

Em relação a abordagem de simplificação da geometria das colunas granulares por paredes longitudinais cabe acrescentar que algumas previsões apontam esta forma de análise como conservadora por implicar em recalques menores. Isto porque, tem como desvantagem resultar em espessuras esbeltas de trincheiras e não prever um confinamento real, daí surgem relações como aumentar a espessura dos elementos lineares de brita, podendo até ser o diâmetro da coluna e compensar com espaçamentos maiores, como o modelo proposto por Tan *et al.* (2008). Em contraponto, Weber e Springman (2009) concluem por uma boa previsão nesta forma de modelagem, desde que os carregamentos sejam baixos e sob estado de tensões que não se aproximem da ruptura.

Tan *et al.* (2008) propuseram dois métodos, validados com resultados de análises axissimétricas, tridimensionais e leituras de um aterro construído na Malásia, para transformar uma célula unitária de coluna de brita e seu solo circundante em um estado plano de deformação. Para o Método 1 (*plane strain 1*), a geometria nas análises numéricas axissimétricas e de deformação planas são semelhantes, ou seja, a largura da coluna granular é igual ao diâmetro da coluna na célula unitária (parede), sendo feitos ajustes nas propriedades dos materiais, para manter o coeficiente de permeabilidade e a rigidez. O método 2 (*plane strain*

2) consiste num procedimento para transformação geométrica das colunas de brita em parede equivalente, e não há mudança dos parâmetros do solo.

Tan *et al.* (2008) concluíram que o primeiro método de análise (*plane strain 1*) resulta num recalque menor e atribuem este comportamento devido à não plastificação das colunas no final do adensamento. A Figura 2.19 aponta que as colunas de brita apresentam pontos de plastificação apenas para a simulação axissimétrica e para o método 2. Consideram que a falha é devido ao fato da seção transversal da coluna de brita com uso do Método 1 ser maior que nos demais modelos simulados, assim a coluna de brita permanece no estado elástico face a maior capacidade elástica no cisalhamento e flambagem. Posteriormente, Weber e Springman (2009) concluíram que o Método 1 funciona para baixos níveis de tensão, mas para cargas próximas a ruptura esta forma de simplificação pode não ser adequada tendo em vista que a resistência do solo pode ser superestimada. Isto porque devido à distorção geométrica do modelo 2D, o estado de tensões não é reproduzido exatamente como se desenvolveria em campo.

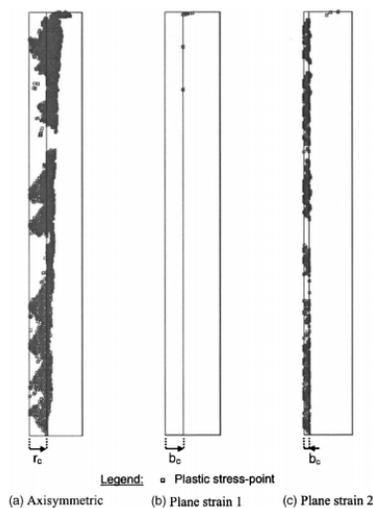


Figura 2.19- Plastificação no modelo de célula unitária: a) axissimétrica 3D; b) estado plano, Método 1; c) estado plano, Método 2 (Tan *et al.*, 2008)

A seguir, apresenta-se a Tabela 2.6 com algumas análises numéricas realizadas para prever o comportamento dos solos moles melhorados com a técnica de colunas de brita.

Tabela 2.6 - Estudos do comportamento dos solos moles reforçados com colunas de britas utilizando simulações numéricas baseadas no MEF.

Autor (ano)	Software	Modelo constitutivo		Tipo de análise para o solo	Pesquisa
		Solo Mole	Col. brita		
Alkhorshid (2012)	Plaxis 3D	MC	MC	Não drenada	O estudo investigou o desempenho de colunas de brita em solos moles e colunas de areia envolta em geotêxteis. A modelagem das colunas granulares foi projetada com o padrão axissimétrico do Plaxis. Foi realizada uma análise 3D em grande escala para verificar o abaulamento e falha no topo da coluna, assim como os recalques. Os resultados das análises indicaram que o principal fator que influencia o abaulamento é a carga axial nas colunas granulares. Concluem, também, que as colunas de brita mais próximas do eixo de simetria conduzem a um recalque máximo e o valor máximo do abaulamento ocorreu a uma profundidade de três vezes o diâmetro das colunas.
Fattah & Majeed (2012)	CRISP 2D	MC	MC	Não drenada	O MEF foi adotado para analisar o sistema coluna de brita-solo mole sob diferentes condições. Um estudo paramétrico foi realizado para investigar o comportamento de colunas de brita flutuantes e encamisadas.
Pirvac (2011)	Plaxis 2D	MC	MC	Drenada	A fim de estimar o fator de melhoria de recalques nos solos melhorados com colunas de britas, o autor comparou a modelagem 2D com o estudo analítico e o modelo de laboratório, concluindo pela boa concordância entre os métodos. O estudo refere-se a técnica de remoção do solo mole e a substituição por brita e não ao método por vibro substituição
Gniel & Bouazza (2009)	Plaxis 2D	SS	HS	Drenada	Em um modelo de escala reduzida, os autores previram o comportamento da geogrelha envolta na coluna de areia. O estudo foi utilizado a fim de estabelecer um método de modelagem do comportamento e instalação da coluna com base em testes laboratoriais básicos. Em seguida, a modelagem do processo foi ampliada para prever o comportamento das colunas instaladas <i>in situ</i> , incluindo o impacto de diferentes parâmetros

Castro et al. (2013)	Plaxis 2D	S-clay 1 e S-clay1S	S-clay 1 e S-clay1S	Drenada	O estudo avaliou o recalque da argila reforçada por coluna de brita, com foco na influência da alteração do solo mole causado pela instalação da coluna. Utilizou-se o conceito de célula unitária e os modelos constitutivos adotados são do tipo Cam-Clay com a abordagem da anisotropia e desestruturação. Os resultados mostram que as mudanças no campo de tensão, como o aumento de tensões radiais e tensões médias, são benéficas para cargas elevadas e colunas próximas, mas, ao contrário, podem ser negativas para cargas baixas, colunas muito espaçadas e solos pré-adensados. Além disso, enquanto a rotação do solo reduz o recalque, em contraste, a desestruturação do solo durante a instalação da coluna reduz a melhoria por ela proporcionada.
Marto (2013)	Plaxis 2D	SS	MC	Drenada	O <i>paper</i> introduz suposições, procedimentos e resultados da análise numérica para simular o comportamento da coluna de brita comparando-a com a metodologia encamisada, adotando-se o conceito de célula unitária. Concluem que a capacidade de carga da coluna granular pode ser aumentada com seu diâmetro, mas o encamisamento com geogrelha proporciona além de um confinamento maior, reduzindo o abaulamento lateral, aumentando a capacidade de carga e rigidez da coluna.
Ng e Tan (2014)	Plaxis 2D	MC	MC	Não drenada	As análises foram realizadas em colunas de brita flutuantes usando o conceito de célula unitária para investigar os recalques e adensamento do solo melhorado. Os valores calculados para dissipação do excesso de poropressão ao longo do tempo são comprados para diferentes áreas, ou seja, taxas de substituição. Concluem que se a relação entre o comprimento da coluna e a espessura de solo mole for adequadamente projetado para atingir o grau de adensamento, as colunas flutuantes funcionam tão bem como as assentes em camada rígida
Nehab et al. (2016)	Plaxis 3D	MC	LE	Drenada	O trabalho analisou o comportamento de grupo de colunas de brita, estabelecendo relação entre espaçamento e comprimento das colunas e a melhoria estabelecida, usando o projeto “Bouregreg Valley”. Concluem que aumentando as propriedades de rigidez e ângulo de atrito das colunas, aumentam o fator de redução recalques e que a influência

					destes parâmetros está relacionada ao arranjo das colunas e a lei de comportamento seguido para estudá-las, assim como ao solo envolvente.
Sexton <i>et.al.</i> (2016)	Plaxis 2D	SSC	HS	Drenada	Uma série de análises axissimétricas foi realizada em conjunto com o modelo SClay1 para avaliar a eficácia das colunas granulares em solos com baixa capacidade de suporte, observando-se os efeitos da instalação considerando 3 cenários: isotropia, anisotropia e anisotropia e desestruturação.
Dehghan (2012)	Plaxis 3D	SSC		Drenada	Este trabalho trata do desempenho de colunas de cimento em solos turfosos, sendo realizados uma série de testes de laboratório em solo turfoso não perturbado para encontrar as suas propriedades. Os resultados produzidos pelo Plaxis 3D são próximos aos obtidos pelo método analítico de Brom.
Sexton & McCabe (2016)	Plaxis 3D	SSC	HS	Não drenada	O trabalho trata de uma série de análises axissimétricas com o Plaxis 2D , adotando-se o Soft Soil Creep como modelo. O exame da evolução do fator de melhoria dos recalques com o tempo indica que o adensamento secundário leva a um fator de melhoria total menor do que o obtido apenas com o adensamento primário. O <i>creep</i> resulta num processo de transferência de tensão, à medida que o ocorre o <i>creep</i> , a tensão vertical é transferida do solo para coluna granular. A carga adicional imposta à coluna induz a formação de plano de ruptura, assim o incremento adicional de tensão transferido a coluna reduz sua eficácia.
Ellouze <i>et al.</i> (2017)	Plaxis 2D	MC	MC	Drenada	O comportamento do solo reforçado após a instalação da coluna de brita é investigado para mostrar como as propriedades dos solos moles podem ser melhoradas antes do carregamento final. Um grupo equivalente de modelo de colunas granulares foi investigado na condição axissimétrica para prever o recalque e comparar com o modelo previsto de célula unitária, pelo que concluíram por uma redução significativa dos recalques é esperada quando o modelo de grupo de colunas é considerado.

Lima (2012)	Plaxis 3D	SSC	MC	Não drenada	Apresenta estudo instrumentado de campo realizado em conjunto com colunas de brita, carregadas com trilhos de ferro, com objetivo de verificar a melhoria da fundação do pátio de estocagem de minério com o tratamento. Foram feitas análises 2D e 3D e os cálculos numéricos dos deslocamentos horizontais e verticais reproduziram as medidas de campo com previsão satisfatória, assim como boa concordância nos cálculos de poropressão e tensões horizontais.
Weber e Springman (2009)	Plaxis 2D/3D	HS	MC	Não drenada	A investigação do comportamento das colunas granulares flutuante foi feita sob 3 abordagens diferentes, com MEF 2D e 3D. Um desafio é a estimativa do amolgamento do solo mole ao redor das colunas. A conversão do modelo 3D em 2D exigiu ajuste nos parâmetros do solo (rigidez e permeabilidade), com o objetivo de estabelecer se a resposta de um aterro construído sobre solos moles tratados com colunas granulares modelado em 2D é satisfatório para níveis baixos de carregamento, só não sendo válido caso o método de trincheira (2D) se aproxime da ruptura.
Tan et al. (2008)	Plaxis 2D/3D	MC/LE	MC/LE	Não drenada	Dois métodos de conversão de 3D para obter a deformação plana equivalente foram desenvolvidos, no primeiro método altera-se a permeabilidade do solo e no segundo a largura da coluna para adaptar a parede/trincheira em uma área de coluna equivalente. No caso de modelagem linear elástica os 2 métodos produzem boa concordância com os resultados de benchmark. O segundo método foi mais preciso para o caso elastoplástico (MC), pois o primeiro reduziu os recalques de longo prazo.

LE: modelo Linear elástico, MC: modelo Mohr-Coulomb, SS: modelo Soft Soil, HS: modelo Hardening Soil, SSC: modelo Soft Soil Creep

Capítulo 3

3. ESTUDO DE CASO

Este capítulo apresenta uma descrição geral das obras de duplicação da BR-135/MA, com a solução adotada para estabilização dos solos moles, a investigação geotécnica disponível e a instrumentação aplicada para acompanhamento dos recalques e monitoramento das poropressões geradas durante a execução dos aterros. Ao final, expõe-se a definição da seção de estudo para desenvolvimento do presente trabalho.

3.1. DESCRIÇÃO GERAL

3.1.1. Objetivo do projeto

O estudo de caso refere-se às obras de duplicação da Rodovia BR-135/MA (km 25,0 a km 51,3), numa região conhecida como Campo de Perizes, único acesso rodoviário à Ilha de São Luís (Figura 3.1), cujo tráfego ultrapassa de 25 mil veículos por dia (Figura 3.2).



Figura 3.1 - Obras de Duplicação na BR-135/MA- Brasil (Fonte: Google Earth).



Figura 3.2 - Execução da duplicação, com operação da rodovia em pista simples (Fonte: DNIT).

O Campo abrange a região da baixada maranhense, sendo uma extensa planície flúvio-marinha, moldada por movimentos sucessivos de transgressão e regressão marinha ao longo de milhares de anos. A região da capital do Estado do Maranhão é caracterizada pela existência de mangues, muito comuns em regiões costeiras no país.

Conseqüentemente, a duplicação foi executada, nesta transposição, em aterros suportados por argilas orgânicas, em camadas com espessura variando entre 4 e 20 m sobrejacentes a sedimentos arenosos permeáveis de compressibilidade desprezível.

3.1.2. Breve Histórico

O traçado da BR-135/MA (pista simples) existente no Campo de Perizes era aproximadamente paralelo e contíguo à adutora do Sistema Italuís (Sistema de Abastecimento de Água da cidade de São Luís) e ao ramal ferroviário de ligação entre as cidades de São Luís e Teresina da TLISA (Ferrovia Transnordestina Logística S.A), antiga RFFSA (Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima) e CFN (Companhia Ferroviária do Nordeste). Ainda pelo lado direito da rodovia federal, dentro da área de influência, estendia-se o ramal da EFC (Estrada de Ferro Carajás) ligando São Luís a mina da VALE no complexo mineral de Carajás (DNIT, 2012).

O aterro ferroviário da hoje concessionária TLISA foi construído entre 1920 e 1928 e a rodovia teve sua implantação básica entre 1940 e 1942 e só foi pavimentada nos anos de 1966 e 1969. Foram feitas várias intervenções de restauração do pavimento em 1975, em 1987, 1988 e 2000. De sorte que decorreu um grande intervalo de tempo para que houvesse a consolidação e a estabilização de aterros (DNIT, 2012).

Consoante dados do projeto de adequação de capacidade da BR-135/MA, os aterros sobre solos moles da antiga ferrovia RFFSA foram construídos com a solução de aplicação de sobrecargas que permaneceram por mais de um ano. Nos locais mais críticos, já foram registrados recalques acumulados de 70 cm.

3.1.3. Características gerais

As obras de adequação de capacidade da BR-135/MA apresentaram peculiaridades que foram decisivas para a escolha do traçado da duplicação da rodovia. A duplicação teve uma extensão de 25 km, dos quais 18 km atravessaram uma região de solos moles com profundidades variáveis. Além disso, na adjacência das obras executadas, existia uma adutora do Sistema Italuís responsável por todo o abastecimento de água da cidade de São Luís e o ramal ferroviário da TLSA, ambas paralelas e justapostas a rodovia. Para aumentar a complexidade da solução, desenvolve-se uma linha férrea de propriedade da empresa Vale do Rio Doce paralelamente a rodovia com um afastamento de 100 m e uma linha de transmissão da Eletronorte. A Figura 3.3 e Figura A.6.1 (Anexo A) ilustram as particularidades descritas (DNIT, 2012).



Figura 3.3 - Imagem da rodovia antes da duplicação e suas interferências.

Estas interferências dificultaram a escolha da solução a ser adotada, bem como foram determinantes para a definição do lado pelo qual a rodovia seria duplicada. Assim, a definição de projeto levou em consideração a estabilidade dos maciços e, principalmente o controle dos recalques. Como a relocação da adutora não era possível, por motivos econômicos e de prazo,

a solução executada foi a realocação da linha férrea. Ou seja, além da plataforma de terraplenagem da nova pista, foi preciso criar, também, uma plataforma de terraplenagem para a linha férrea que foi remanejada. A largura total dessa plataforma foi de 26,0 m, em média, sendo projetada e construída sobre solo mole. A Figura 3.4 ilustra a rodovia duplicada e em operação.



Figura 3.4 - BR-135/MA duplicada.

3.1.4. Solução adotada

A solução adotada para os 18,0 km de trechos assentes sobre solos moles da duplicação da BR-135/MA consistiu em aterros, com altura média de 2,5 m, sobre colunas de brita e, concomitantemente, foi executado geossintético do tipo geogrelha e colchão drenante com espessura de 0,5 m. O diâmetro e o espaçamento das colunas de brita foi determinado utilizando a metodologia desenvolvida por Aboshi *et al.* (1979). O método utilizado pelo projetista resultou numa malha de 2 x 2 m e colunas com diâmetro de 0,8 m (Figura 3.5). Apenas em um trecho de 500 m, onde existe uma maior proximidade entre a rodovia a ser duplicada e a Ferrovia da Companhia Vale do Rio Doce existente, adotou-se a solução com uso de CPR (Consolidação Profunda Radial).

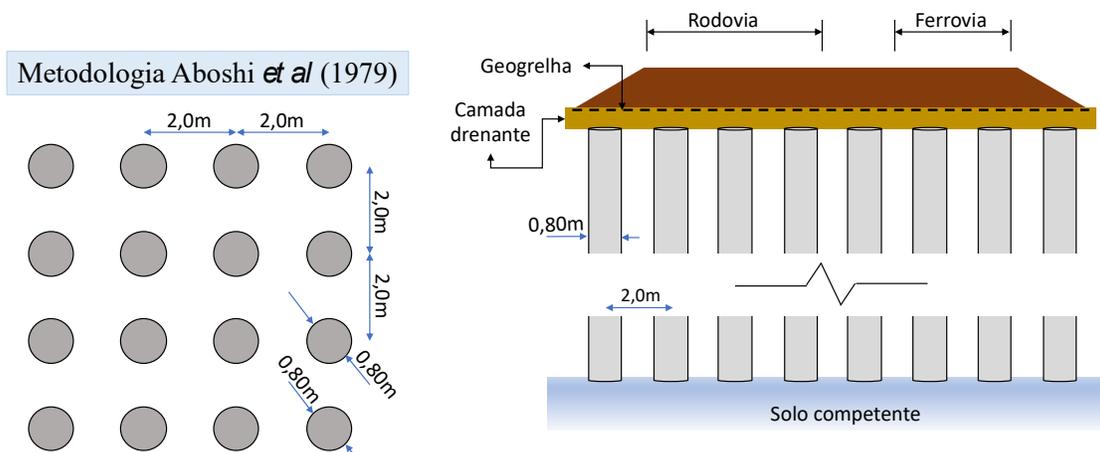


Figura 3.5 - Dimensionamento das colunas de brita.

3.1.5. Seção tipo

Os elementos da seção transversal da rodovia foram adequados às características operacionais e aos padrões de velocidade, capacidade de tráfego, nível de serviço e segurança, atendendo ao disposto no Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010a). Assim, a seção tipo definida em projeto visando garantir largura de terraplenagem suficiente para uma boa operação viária previu uma plataforma a ser implantada de 26 m de largura, sendo 8,8 m para a ferrovia trasladada e 11,2 m correspondentes a duplicação da rodovia, dos quais 3,6 m corresponde a cada faixa rodagem dos veículos, 3 m de acostamento e 1 m para faixa de segurança. Ademais, há um afastamento entre elas de 6 m (Figura 3.6).



Figura 3.6 - Seções típicas original e projetada, indicando a nova plataforma construída, bem como a região onde foi realizado o tratamento com colunas de brita (modificada DNIT, 2012).

3.1.6. Processos e tempos de construção

As obras de duplicação do caso em estudo iniciaram-se com o tratamento dos solos de baixa capacidade de suporte. As colunas de britas foram executadas com o método de vibro substituição, preenchendo o solo de baixa resistência. A metodologia executiva utilizou o método *Botton Feed*, alimentação do material granular pela ponta do vibrador, que se destaca por garantir módulos de compactação elevados, processo construtivo de baixo para cima, controle de compactação ao longo do fuste da coluna e dispensa do uso de camisas de confinamento do material granular.

O diagrama unifilar de soluções (Figura 3.7) ilustra que ao longo da ocorrência de 18km de solos moles, foram implementadas colunas de brita vibrocompactada em 17,5 km, com diâmetros de 80 cm, espaçadas a cada 2 m, com profundidades variando de 5 m a 16 m, totalizando 1,29 milhões de metros lineares de colunas de brita estimadas na elaboração do projeto executivo, com um consumo estimado de quase 650 mil metros cúbicos de brita. A execução das colunas granulares teve início em 27 de março de 2013 e término em 27 de outubro de 2014 (Figura 3.8).

Km	25.0	25.5	26.0	26.5	27.0	27.5	28.0	28.5	29.0	29.5	30.0	30.5	31.0	31.5	32.0	32.5	33.0	33.5	34.0	34.5
	coluna de brita D=0,80m																			
Km	35.0	35.5	36.0	36.5	37.0	37.5	38.0	38.5	39.0	39.5	40.0	40.5	41.0	41.5	42.0	42.5	43.0	43.1	...	51.3
	coluna de brita D=0,80m								CPR		coluna de brita D=0,80m						sem tratamento			

Figura 3.7 - Unifilar de tratamento dos solos moles.

Finalizada as colunas, a camada de forro de agregados executada para dar suporte aos equipamentos de execução das colunas de brita foi removida com auxílio de um trator de esteira e o material foi utilizado para tratamento da camada de base (Figuras 3.9 e 3.10).



Figura 3.8 - (a) Estaca 1240+00 início do segmento com solução de colunas de brita, encaixe com a via férrea; (b) e (c) execução de colunas de brita; (d) colunas de brita finalizadas (DNIT, 2014b).



Figura 3.9 - Em andamento raspagem e remoção da camada de forro de agregados (DNIT, 2014a).



Figura 3.10 - Tratamento da camada de base material proveniente do forro de agregados oriundo da raspagem do suporte dos equipamentos de execução das colunas de brita (DNIT, 2014a).

Na sequência foi instalado geossintético do tipo geogrelha com resistência nominal à tração na direção principal igual a 300 kN/m, para garantir uma maior resistência no contato entre o colchão drenante e a camada de solo mole tratada com coluna de brita, ilustrado na Figura 3.11.



Figura 3.11 - a) Depósito de geogrelha, b) descarga de novos lotes do geossintético, c) e d) aplicação da geogrelha (DNIT, 2014a).

Para o monitoramento do aterro sobre solos moles, foi instalada toda a instrumentação (Figura 3.12) e, então, foi lançado o colchão drenante com 0,5 m de espessura, Figura 3.13. Esta camada executada com areia selecionada foi aplicada diretamente sobre os terrenos de fundação

de aterros compostos por materiais saturados e de baixa resistência ao cisalhamento, permitindo que a dissipação da poropressão ocorra de forma mais rápida e assim reduza o tempo necessário para o adensamento.



Figura 3.12 - Instrumentação instalada e protegida (DNIT, 2014a).



Figura 3.13 - a) Indicação da Estaca 1652, b), c) e d) aplicação da camada drenante de areia (DNIT, 2014a).

Inicia-se a execução do aterro, que tem altura média de 2,5m, construído em camadas para a melhoria progressiva dos parâmetros da fundação. Tanto as camadas do corpo de aterro como

as camadas finais possuem grau de compactação maior ou igual a 100% na energia Proctor Normal, em atendimento à norma DNIT 108/2009, Figura 3.14. Ainda foi aplicada uma sobrecarga temporária que tem como objetivo aumentar a velocidade dos recalques e compensar total ou parcialmente os recalques secundários.



Figura 3.14 - Tratamento e compactação da segunda camada de aterro (DNIT, 2014a).

O acompanhamento dos recalques foi efetuado por meio de instrumentação previamente instalada e, após sua estabilização, houve a remoção da sobrecarga. Iniciou-se, então, a pavimentação, com a seguinte estrutura:

- i. Revestimento das pistas em concreto betuminoso usinado a quente com 10 cm de espessura;
- ii. Base de brita graduada com 15 cm de espessura ($CBR > 80\%$), executada em toda a largura da plataforma (Figura 3.15);
- iii. Sub-base de Solo estabilizado granulometricamente sem mistura, com 20 cm de espessura, executada em toda a largura da plataforma;
- iv. Para acostamentos foi previsto um revestimento do mesmo em Tratamento Superficial Simples executado com emulsão.
- v. A imprimação foi executada em toda a largura da plataforma (Figura 3.16).



Figura 3.15 - a) e b) Aplicação da camada de base granular BGS, c) e d) nivelamento e compactação da camada de base granular BGS (DNIT, 2014a).



Figura 3.16 - a) Camada de base granular BGS imprimada, b) primeira camada de CBUQ, c) e d) segunda camada de CBUQ (DNIT, 2014a).

Com a implantação da nova pista da rodovia BR-135/MA, foi necessário o remanejamento da linha férrea que se encontrava praticamente no acostamento da pista existente (Figura 3.17). A camada de sublastro, com espessura de 20 cm, foi constituída de material granular com $CBR \geq 60\%$ na energia Proctor Modificado. A camada de lastro padrão tem espessura de 30 cm, o trilho empregado foi TR-45 e os dormentes são de concreto (DNIT, 2012).



Figura 3.17 – Ferrovia: a) camada de sublastro imprimada e liberada para aplicação do lastro de agregados, b) marcação para aplicação do lastro de agregados, c) aplicação do lastro de agregados, para assentamento dos dormentes e d) aplicação dos dormentes de concreto (DNIT, 2014a).

3.2. INFORMAÇÃO DISPONÍVEL

O programa de investigação tem por objetivo informar e uniformizar os procedimentos técnicos necessários para o bom desempenho dos trabalhos de campo, permitindo a obtenção de resultados e produtos, com qualidade e consistência de informações.

3.2.1. Investigação geotécnica

As investigações geotécnicas permitem o conhecimento do perfil do subsolo ao longo da área de interesse, bem como das características e dos parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento das camadas de solos moles (DNER, 1990).

A exploração geotécnica de campo em trechos rodoviários a serem implantados em aterros sobre solos moles devem ser programadas e executadas sob rígidos critérios, sob pena de possíveis insucessos nas fases de projeto, de execução da obra e na operação de rodovia. O conhecimento do perfil do subsolo ao longo das áreas de interesse, bem como das características e dos parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento das camadas de solos moles constituem condições para o desenvolvimento dos projetos (DNER, 1990).

Para a elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Obras de Adequação de Capacidade da BR-135/MA, foram realizadas sondagens à percussão, ensaios de palheta (*Vane Test*), de piezocone (CPTu) e coletados amostras *shelby* para caracterização do solo de fundação do aterro, bem como para definição dos parâmetros de adensamento obtidos por meio de ensaios edométricos.

Os estudos foram formulados com o objetivo de entender as características dos materiais do subleito e do terreno natural, inclusive das ocorrências de materiais de construção. Para o subleito e o terreno natural foram executadas sondagens a pá e picareta, principalmente nos locais dos cortes, com coleta de amostra para os ensaios de caracterização (granulometria, limites de liquidez e plasticidade), compactação e ISC na energia do Proctor Normal (12 golpes). Para identificar materiais para o corpo do aterro, foram estudados empréstimos concentrados ao longo da rodovia, localizado, sempre que possível, do lado da duplicação, onde foram coletadas amostras para os ensaios.

Apresentou-se, nesta dissertação, apenas os resultados de ensaios pertinentes ao estudo.

3.2.2. Ensaios *in situ*

Durante a fase de projeto do solo de fundação foram realizadas sondagens SPT, de simples reconhecimento por percussão, ao longo da extensão do trecho a ser duplicado da rodovia, resultando, em média, 200 m de distância entre pontos de sondagens. As sondagens à percussão foram realizadas intercalando a distância em relação ao eixo da pista existente entre 10 e 30 m, elaborando-se um perfil geotécnico com base no afastamento de 20 m. O número total de sondagens SPT foi de noventa (DNIT, 2012).

A resistência não drenada (S_u) dos solos moles foi obtida a partir de ensaios de palheta (VST) em 13 seções ao longo do trecho de ocorrência de solos moles, com diferentes profundidades. O ensaio envolve a cravação de uma palheta de seção cruciforme, submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação. Os resultados corrigidos pelo fator de *Bjerrum* apresentam-se na Tabela A.6.1 (Anexo A).

A resistência não-drenada corrigida varia de 4,2 a 44,4 kPa, sendo, em geral, maior que 10 kPa. Em função das características geométricas dos solos moles, a extensão de 18 km de solos moles foi dividida em 15 segmentos homogêneos, conforme Tabela A.6.2 (anexo A).

A solução de colunas granulares de brita preponderou ao longo do segmento com solo de baixa capacidade de suporte, exceto entre as estacas 1968 a 1995, ou seja, 540 m, na qual foi executada Consolidação Radial Profunda, onde existe uma maior proximidade entre a duplicação da BR-135/MA e a ferrovia da TLSA existente.

Visando avaliar o comportamento do solo de fundação ao longo da profundidade, foram realizados ensaios de CPTu durante as obras de duplicação da BR-135/MA. Estes ensaios constituem um dos mais importantes métodos de obtenção de parâmetros de resistência dos solos, fornecendo, no caso dos solos argilosos, valores de resistência ao cisalhamento não drenada, por meio de correlações como valores de resistência de ponta (q_c), de resistência lateral (Q_1), e poropressão. As inspeções ocorreram em locais onde foram executadas as colunas de brita na rodovia, na ferrovia e em locais em terrenos naturais (externos), ou seja, locais onde não foram tratados com execução destas colunas para uma comparação dos mesmos. Ao final, obtiveram-se 19 seções de ensaios de piezocone e em cada seção foram feitos de 2 a 4 pontos, totalizando 59 pontos de ensaio de cone (dados compilados na Tabela A.6.3, Anexo A).

Todos os testes foram realizados atravessando a camada de solo de baixa consistência até que atingisse a camada competente. As espessuras das camadas de solos moles obtidas pelos ensaios CPTu comparadas com os resultados obtidos por meio dos ensaios à percussão são, em média, coerentes, mesmo considerando que os ensaios não foram realizados no mesmo alinhamento longitudinal.

3.2.3. Ensaios de laboratório

Foram coletadas 28 amostras indeformadas do tipo *shelby*, em diferentes seções, para fins de caracterizações do solo de fundação do aterro, sendo determinados os índices físicos, limites de consistências e granulometria, bem como os parâmetros de adensamento obtidos por meio de ensaios edométricos.

O Projeto Executivo das obras de duplicação da BR-135/MA descreve que as coletas de amostras indeformadas foram realizadas seguindo recomendações das Normas da ABNT e Métodos de Ensaios do DNIT:

- i. Solo – Análise granulométrica – NBR-7181/84 e DNER-ME-051/94;
- ii. Solo – Limite de Liquidez – NBR 6459/84 e DNER-ME-122/94;

- iii. Solo – Limite de Plasticidade – NBR 7180/84 e DNER-ME-082/94;
- iv. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional –NBR 12007/90(vigente à época).

A Tabela A.6.4 (Anexo A) apresenta o resumo dos resultados dos ensaios geotécnicos executados com amostras *shelby*.

3.2.4. Instrumentação Geotécnica

A norma de projeto de aterros sobre solos moles (DNER, 1998) preconiza que toda obra rodoviária importante em solos moles deve ser instrumentada, seja pela sua extensão e profundidade da camada de argila mole, seja pela baixa resistência do solo de fundação, ou pela necessidade de se acompanhar os recalques.

A instrumentação tem papel fundamental na validação das premissas de projeto, se os estudos geotécnicos foram suficientes. O monitoramento da obra tem o objetivo de acompanhar as pressões e deslocamentos resultantes do aterro construído sobre os solos moles tratados com colunas de brita, fornecendo parâmetros geotécnicos que permitem analisar a capacidade do solo de fundação para suportar a nova estrada.

Os objetivos de um programa de instrumentação podem ser resumidos como segue (DNER, 1998):

- i. Acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;
- ii. Monitorar poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação;
- iii. Acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- iv. Monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- v. Verificar a adequação de um método construtivo.

Terzaghi e Peck (1967) indicaram a importância da instrumentação para alertar perigo iminente bem como balizar as medidas corretivas, servindo também para estudo e melhoria do método construtivo e acumulação de experiência local.

O critério para seleção do número mínimo de seções a instrumentar de um aterro sobre solo mole é indicado na Tabela 3.1, de acordo com recomendação do DNIT.

Tabela 3.1 - Critérios das seleções das seções a instrumentar (DNER, 1998).

Classe do aterro	Seções a instrumentar
I – Aterros junto a estruturas rígidas, como pontes, e próximos a estruturas sensíveis	Todo aterro classe I deverá ter uma seção instrumentada. Todos os encontros de ponte deverão ser instrumentados.
II- Aterros que não estão próximos a estruturas sensíveis, mas são altos (h > 3 m)	Pelo menos uma seção instrumentada por trecho com extensão maior que 500 m, no mínimo uma seção a cada 2 km de extensão de rodovia
III- Aterros baixos e afastados de estruturas sensíveis	Pelo menos uma seção por trecho com extensão maior que 1 km, no mínimo uma seção a cada 4 km de rodovia

A definição da instrumentação a ser empregada varia com a importância e complexidade do problema (DNER, 1998). No caso da BR-135/MA, os aterros são classificados como classe III por serem baixos, alturas menores que 3 m, e afastados de estruturas sensíveis, portanto a normativa de aterros brasileira sobre solos moles exige, no mínimo, uma seção instrumentada a cada 4 km de rodovia.

No entanto, durante a execução das obras de adequação de capacidade da BR-135/MA definiu-se a implantação de uma seção instrumentada a cada 2 km de rodovia. Tendo em vista a extensão de 18 km de solos moles, foram instrumentadas nove seções, conforme indicado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Localização das nove seções instrumentadas.

Seção	Estaca/km da seção monitorada
SI-01	1265/25,30
SI-02	1388/27,76
SI-03	1505/30,10
SI-04	1555/31,10
SI-05	1650/33,00
SI-06	1783/35,66
SI-07	1835/36,70
SI-08	1925/38,50
SI-09	2068/ 41,36

A seção tipo da instrumentação consistiu na instalação e monitoramento de quatro Placas de Recalque (PR), cinco Piezômetros Elétricos (PZ), dois Piezômetros Casagrande (PZc), um

Extensômetro Magnético Vertical (AM-V), um Extensômetro Magnético Horizontal (AM-H), e um Inclínômetro (IN) (Figura 3.18).

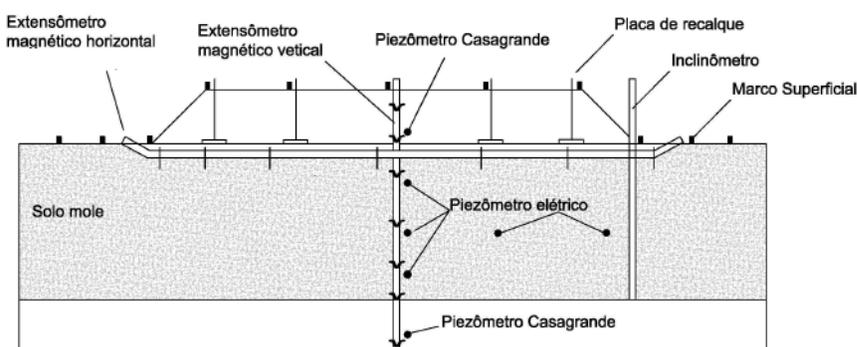


Figura 3.18 - Seção tipo de instrumentação da BR-135/MA (DNIT, 2012).

As Placas de Recalque destinam-se à medição de recalques na base de aterros, a partir da superfície do solo tratado, ao longo do tempo. Consiste em uma placa de aço contendo uma haste de aço soldada protegida por um tubo em PVC para evitar atrito como o aterro ao redor.

A placa é assente no terreno antes do início da construção do aterro e a leitura de referência é obtida (Figura 3.19). As leituras foram feitas com nível óptico, de precisão milimétrica, com frequência diária durante a execução do aterro (DNIT, 2015).



Figura 3.19 - Desenho esquemático de instalação de placa de recalque (DNER, 1998).

A Figura 3.20 ilustra as etapas de instalação das placas de recalque nas obras da BR-135/MA.



Figura 3.20 - Etapas da PR nas obras da BR-135/MA: a) e b) instalação, c) tubo de proteção, d) leitura (DNIT, 2015).

Para monitorar a poropressão foram utilizados os piezômetros elétricos ou de corda vibrante (PZ). São instrumentos úteis para acompanhar a dissipação de poropressão em solos moles. São constituídos por um transdutor de poropressão conectado a um cabo de leitura, instalados permanentemente no local especificado para o monitoramento. O transdutor de poropressão deve ser constituído por uma pedra porosa grossa, para facilitar a saturação (Figura 3.21).

Tem como vantagens a facilidade de automatizar, a unidade de leitura pode estar localizada longe da área de trabalho, evitando interferência nas atividades de construção e é apropriado para leituras em condições dinâmicas de carregamento. No entanto, tem custo elevado, em relação a outras alternativas, os componentes calibrados são inacessíveis em caso de dano e pode ser danificado por correntes elétricas no terreno, como ocorrência de raios.

Logo após a instalação foram feitas leituras para verificação do comportamento do piezômetro. No caso de verificação de anomalias nas medições, deveria ser feita uma verificação da integridade do instrumento e das condições de instalação (DNIT, 2015).



Figura 3.21 - a) Soldagem dos cabos dos piezômetros de corda vibrante, b) PZ com cabos já soldados, c) instalação de PZ, c) leitura da frequência dos PZ (DNIT, 2015).

O piezômetro tipo Casagrande (PZc) é o mais simples dos equipamentos para a medição de poropressões. Basicamente consiste em um tubo PVC com ponta porosa na extremidade por onde a água pode entrar e sair livremente (Figura 3.22).

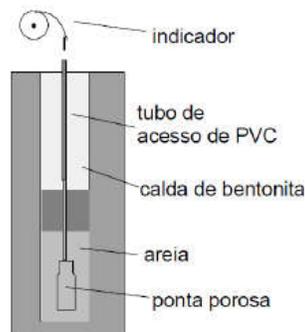


Figura 3.22 - Piezômetro tipo Casagrande (DNIT, 2015).

Os níveis de água do PZc são medidos com um medidor de nível de água, ou mais vulgarmente conhecidos como “pios”. Os “pios” são constituídos de uma sonda presa a uma fita métrica onde emite um aviso sonoro ao primeiro contato com a água (Figura 3.23).



Figura 3.23 Medidor de nível d'água (DNIT, 2015).

O PZc apresenta como vantagens a simplicidade, baixo custo e resistência. A sua principal desvantagem é o valor do tempo de resposta, que pode ser muito elevado para algumas aplicações geotécnicas, particularmente àquelas ligadas a acompanhamento de processos de ruptura em solos.

A Figura 3.24 ilustra a instalação do PZc nas obras da BR-135/MA.



Figura 3.24 - Pré-furo para instalação de PZc (DNIT, 2015).

A instrumentação que analisa o recalque em subcamadas do solo tratado é o extensômetro magnético vertical (AM-V). É constituído de um sistema de tubo de acesso em PVC de 25 mm de diâmetro e um conjunto de alvos ou anéis magnéticos instalados em um furo de sondagem com diâmetro de 75 mm ou 100 mm. Os alvos magnéticos são denominados aranhas e são dispositivos colocados no furo, mas firmemente fixados ao terreno, que se moverão com o deslocamento do solo. As aranhas contêm um ímã e sua posição é detectada periodicamente por um torpedo sensor que indica a posição dos ímãs em relação à extremidade superior do tubo, permitindo-se determinar recalques em profundidade (Figura 3.25). Na superfície do

terreno os recalques são medidos por uma placa de material paramagnético (plástico ou alumínio) que também contém um ímã (DNER, 1998).

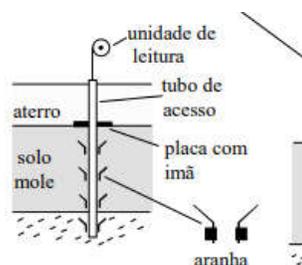


Figura 3.25 - Perfil de instalação de AM-V (DNER, 1998).

A Figura 3.26 indica a instalação da AM-V nas obras de duplicação da BR-135/MA.



Figura 3.26 - Instalação de AM-V (DNIT, 2015).

O Extensômetro Magnético Horizontal (AM-H) tem princípio análogo à AM-V, com a função de medir os deslocamentos horizontais na interface entre a coluna de brita e o aterro (Figuras 3.27 e 3.28). Cuidados devem ser tomados na instalação desse tipo de instrumento para evitar que a placa seja danificada (ou danifique o tubo de acesso, em geral PVC) ou saia da posição vertical devido ao lançamento e espalhamento do material de aterro. No caso das obras da Rodovia no Maranhão, todos os extensômetros foram danificados.

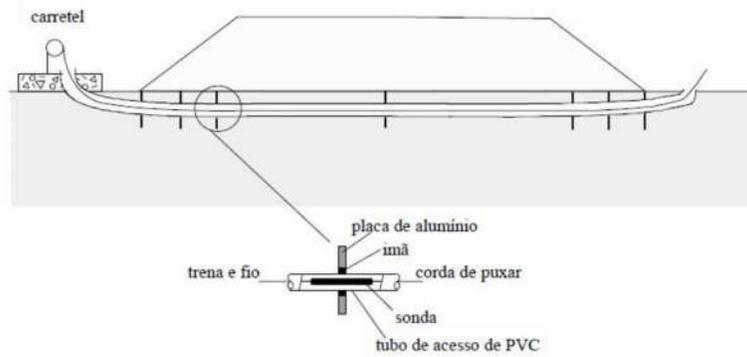


Figura 3.27 - Extensômetro magnético horizontal (DNER, 1998).



Figura 3.28 - Instalação de AM- H (DNIT, 2015).

O inclinômetro (IN) permite a determinação de deslocamentos horizontais em profundidade. Consta de um tubo de acesso instalado no terreno e um torpedo sensor deslizante que a cada 50 cm, o instrumento mede o desvio do tubo em relação a vertical, sendo possível aferir os deslocamentos horizontais. As Figuras 3.29 e 3.30 exibem a instalação e leitura do IN na BR-135/MA.



Figura 3.29 - Instalação de IN (DNIT, 2015).



Figura 3.30 - Leitura de IN na BR-135/MA (DNIT, 2015).

3.3. SEÇÃO DE ESTUDO

3.3.1. Escolha da seção de estudo

Para escolha da seção estudada, foi desenvolvido um critério minucioso de análise das informações disponíveis, com o intuito de escolher a que apresentasse a base de dados mais completa. A seção de instrumentação SI-02, correspondente à estaca E1388, foi definida para estudo. Posteriormente, fez-se a validação para a Seção SI-01 (estaca E1265).

Inicialmente, fez-se o cotejamento entre as nove seções instrumentadas disponíveis e os resultados de laboratório. Isto porque, para modelagem numérica, é necessário conhecer os parâmetros do solo e para comparação entre o modelo simulado e o que ocorre em campo, os resultados obtidos com a instrumentação são imprescindíveis.

Rememorando, as obras de duplicação da BR-135/MA ocorreram no segmento do km 25 ao km 51,3, numa extensão total de 26,3 km. Os 18 quilômetros de rodovia assentes sobre solos moles, localizam-se entre os km 25 e km 43. As seções instrumentadas localizaram-se entre as estacas 1265 e 2068, ou seja, km 25,3 a 41,36, respectivamente (Tabela 3.2). As 28 amostras

shelby foram coletadas entre as estacas 1245 e 1963, correspondente aos km 24,9 e 39,26 (Tabela A.6.4, Anexo A), em diferentes profundidades.

A Tabela 3.3 resume a descrição acima relatada. Assim, é possível verificar se a seção monitorada possui ensaios de laboratórios satisfatórios para o desenvolvimento de uma análise numérica.

Tabela 3.3 - Localização das seções instrumentadas e das coletas de amostra *shelby*.

Seção Instrumentada	Estaca/Km da seção monitorada	Localização ensaios de laboratório
SI-01	E1265/25,30	Estacas 1245/1248/1258/1278
SI-02	E1388/27,76	Estacas 1318/1348/1388/1408
SI-03	E1505/30,10	
SI-04	E1555/31,10	
SI-05	E1650/33,00	Estacas 1643/1663/1683
SI-06	E1783/35,66	Estacas 1703/1723/1783
SI-07	E1835/36,70	Estacas 1803/1823/1863/1883
SI-08	E1925/38,50	Estacas 1903/1923/1963
SI-09	E2068/41,36	

A Tabela 3.4 detalha para cada SI os ensaios realizados com amostras *shelby*, em quais locais e profundidades, bem como a existência de dados de SPT e CPTu.

Tabela 3.4 - Localização das seções instrumentadas e das amostras *shelby* e os ensaios SPT e CPTU disponíveis.

Seção Instrumentada			Amostras Shelby			SPT			CPTU		
SI	Estaca	Km	Estaca	km	Profundidade (m)	n°	Estaca	Z (m)	n°	Estaca	Z (m)
SI-01	E 1265	25,3	1245	24,9	3,00 a 5,50	SP-01	1245	8,9	59	1321+14,00	6,5
			1248	24,96	2,00 a 4,50	SP-01	1245	9,9			
			1258	25,16	2,00 a 3,50	SP-02	1260	8,7			
			1278	25,56	2,50 a 3,00	SP-03	1270	5,8			
SI-02	E 1388	27,76	1318	26,36	2,00 a 2,50	SP-05	1300	6	56	1389+19,40	6
			1348	26,96	2,50 a 3,00	SP-09	1350	7,8			
			1388	27,76	2,00 a 2,50	SP-14	1390	6			
			1408	28,16	3,00 a 3,50	SP-15 SP-16	1400 1410	5 5			
SI-03	E 1505	30,1	sem dados			SP-27	1505	20,47	47	1504+8,70	8
SI-04	E 1555	31,1	sem dados			SP-32	1555	7	41	1571	4,5
SI-05	E 1650	33	1643	32,86	2,00 a 5,00	SP-40	1650	11	38	1645+19,30	5,5
			1663	33,26	3,00 a 3,50	SP-42	1665	7,7			
			1683	33,66	3,5 a 4,00	SP-44	1685	9,75			
SI-06	E1783	35,66	1703	34,06	2,5 a 3,00	SP-54	1780	7	33	1754+19,60	11
			1723	34,46	5,00 a 5,50	SP-48	1720	4			
			1783	35,66	2,5 a 3,00	SP-54	1780	7			
SI-07	E 1835	36,7	1803	36,06	2,00 a 2,50	SP-58	1820	5,7	30	1820+14,30	5
			1823	36,46	2,00 a 2,51	SP-59	1830	10			
			1863	37,26	3,00 a 9,50	SP-62	1860	6,17			
SI-08	E 1925	38,5	1903	38,06	2,00 a 2,50	SP-65 SP-69	1880 1930	7	20	1937+1,00	10

				4,00 a 4,50		10			
		1923	38,46	2,00 a 2,50	SP-69	1930	10		
		1943	38,86	2,00 a 2,51	SP-72	1950	5,8		
		1963	39,26	3,5 a 4,00	SP-73	1961	10,8		
SI-09	E 2068	41,36		sem dados	SP-83	2060	8		
					SP-84	2070	12,5	9	2044+1,00 15,08

obs.: Z(m)= profundidade do solo mole em metros

Observa-se na Tabela 3.3 que as seções instrumentadas SI-02 e SI-06 apresentam ensaios de laboratório exatamente na localização das estacas, correspondente às estacas E1388 e E1783. No entanto, as seções SI-03, SI-04 e SI-09 não foram contempladas com exploração geotécnica e, portanto, já não podem ser simuladas numericamente com uma boa precisão. Da Tabela 3.4, depreende-se que os ensaios SPT e CPTu estão disponíveis para qualquer segmento monitorado. Assim, as seções SI-01, SI-02 SI-05, SI-06, SI-07 e SI-08, inicialmente, poderiam ser definidas para estudo de caso.

Os ensaios SPT e CPTu das seções SI-05 e SI-06 possuem dados discrepantes da profundidade de solo mole. Para a estaca E1650, correspondente à seção monitorada SI-05, o SPT resultou numa profundidade de 11 m de solo mole, enquanto no CPTu apenas 5,5 m de camada compressível foi encontrada. Não obstante, na estaca 1783, instrumentação SI-06, ocorreu o inverso, o SPT resultou numa camada de solo mole de 7 m, enquanto o CPTu aferiu 11 m de camada argilosa muito mole. Portanto, o programa de investigações geotécnicas desenvolvido no projeto da BR-135/MA não conseguiu prever bem nestas estacas a definição e o detalhamento dos perfis geotécnicos, condição fundamental para desenvolvimento do projeto, o que dificulta a simulação numérica, face à incerteza dos dados.

Seguiu-se com as seções SI-01, SI-02, SI-07 e SI-08. Em relação a SI-08, não se obteve acesso ao relatório final da instrumentação geotécnica, o último relatório obtido, de abril de 2014, os recalques ainda não estavam estabilizados, portanto o monitoramento continuou, bem como a sobrecarga aplicada e o trecho não havia sido liberado para execução da pavimentação.

A etapa subsequente envolveu a definição das condições iniciais, quais sejam as tensões iniciais, OCR, POP e coeficiente de empuxo em repouso. Assim, estabeleceu-se os parâmetros das seções a serem analisadas, quais sejam, SI-01, SI-02 e SI-07. Ocorre que a seção de monitoramento SI-07 apresentou um POP negativo e OCR com valor menor do que um, o que não condiz com as características do problema. Tal fato retrata um caso típico de amostra amolgada.

Como não houve acesso aos ensaios de adensamento, apenas aos resultados, infere-se que houve um equívoco na leitura dos coeficientes de compressibilidade e expansão ou um erro na execução dos ensaios. Face à inconsistência dos dados de adensamento disponíveis para a seção SI-07 (estaca E1835), propôs-se um gráfico (Figura 3.31) relacionando o índice de compressão (C_c) com o teor de umidade ($w\%$) para todos os resultados de ensaios executados com amostra

shelby (Tabela A.6.4, Anexo A). A linha de tendência plotada demonstra que alguns pontos estão destoantes.

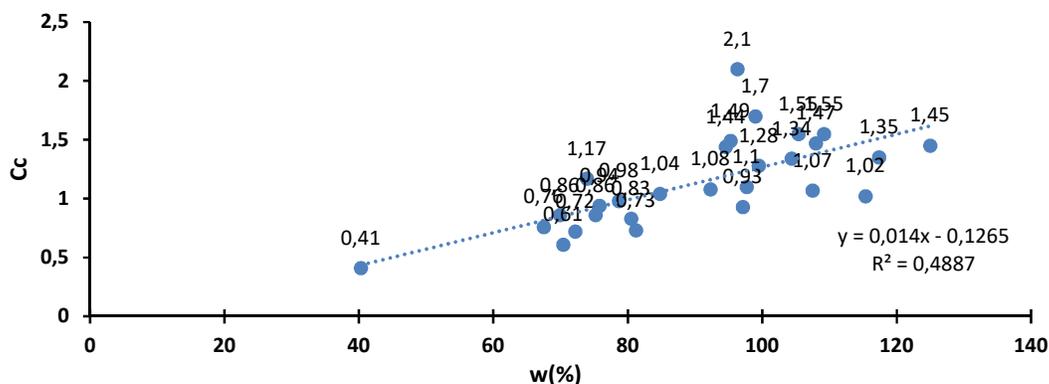


Figura 3.31 - Relação entre índice de compressão e umidade (Rodovia BR-135/MA).

Em relação aos pontos específicos das estacas correspondentes às seções de monitoramento, compilou-se os dados na Tabela 3.5. Observa-se, pela Figura 3.31, que para as seções SI-01, SI-02, e SI-05, os valores de C_c estão próximos a linha de tendência ou nela se encontram, resultando numa boa relação entre C_c e w (%). Já as seções SI-06, SI-07, SI-08 apresentam um desvio considerável, o que coincide com o OCR calculado, menor que 1 um, onde se depreende que pode ter ocorrido cálculos imprecisos nos ensaios de adensamento. Finalmente, nas seções SI-03, SI-04 e SI-09 não foram coletadas amostras *shelby*.

Tabela 3.5 - Relação umidade (w %) com índice de compressão (C_c).

Seção Instrumentada		Ensaio executados com Amostras <i>Shelby</i>			
n°	Estaca	Estaca	Prof. (m)	w (%)	C _c
SI-01	E 1265	1258	2,00 a 2,50	99,5	1,28
			3,00 a 3,50	72,2	0,72
SI-02	E1388	1388	2,00 a 2,50	108	1,47
SI-03	E 1505		sem dados		
SI-04	E 1555		sem dados		
SI-05	E1650	1643	2,00 a 2,50	117,4	1,35
			4,50 a 5,00	97,7	1,1
SI-06	E1783	1783	2,5 a 3,00	107,5	1,07
SI-07	E1835	1823	2,00 a 2,51	99	1,7
SI-08	E 1925	1923	2,00 a 2,50	96,3	2,1
SI-09	E 2068		sem dados		

Face ao exposto, somente foi possível estudar as seções SI-01 e SI-02. Deste modo, definiu-se a SI-02 como seção objeto deste estudo, detalhada a seguir.

3.3.2. Geometria

Para a seção definida para estudo (SI-02 da E1388), a plataforma de terraplenagem executada para duplicação da rodovia e realocação da linha férrea possui uma largura total de 30,44 m, sendo 14,64 m correspondente à parte rodoviária e 15,80 m destinados à ferrovia, desenvolvida já com a previsão da duplicação da linha (Figura 3.32). Ambas as seções apresentam inclinação transversal de 3%.

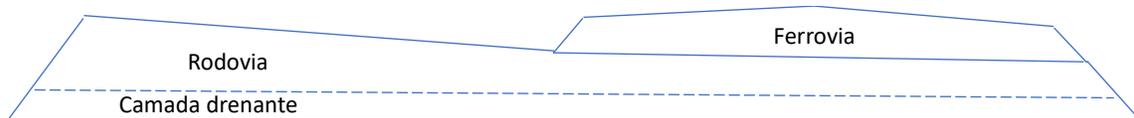


Figura 3.32-Geometria dos aterros definidas em projeto para a estaca E1388

O aterro possui 1,5 m de altura (sendo 0,5m correspondente à camada drenante) e foi construído em três camadas de 0,5 m de espessura, durante o intervalo de tempo de 100 dias. Posteriormente, foi aplicada uma sobrecarga de 1,56 m que permaneceu até a estabilização dos recalques em campo, aos 270 dias (Figura 3.33). Há a presença de uma camada drenante com espessura 0,5 m e uma geogrelha com resistência de 300 kN/m para garantir uma maior resistência no contato entre o colchão drenante e a camada de solo mole tratada com colunas de brita. As Figuras 3.34 e 3.35 apresentam a geometria do aterro e do reforço adotadas nas análises numéricas.

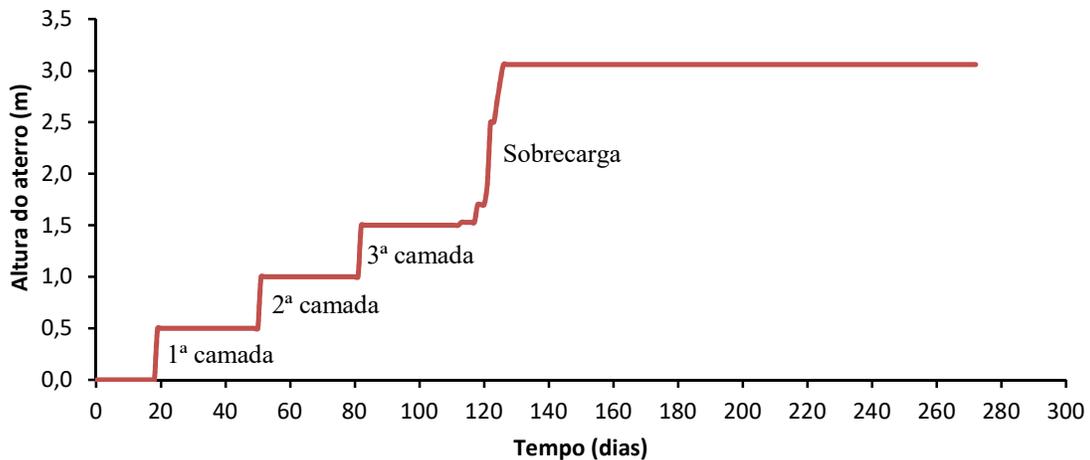


Figura 3.33 Alçamento do aterro em função do tempo

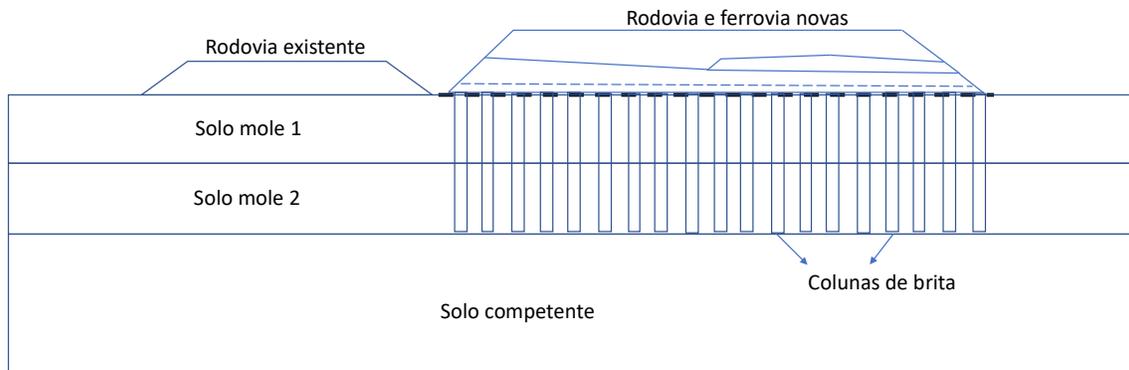


Figura 3.34- Geometria aterro e colunas de brita.

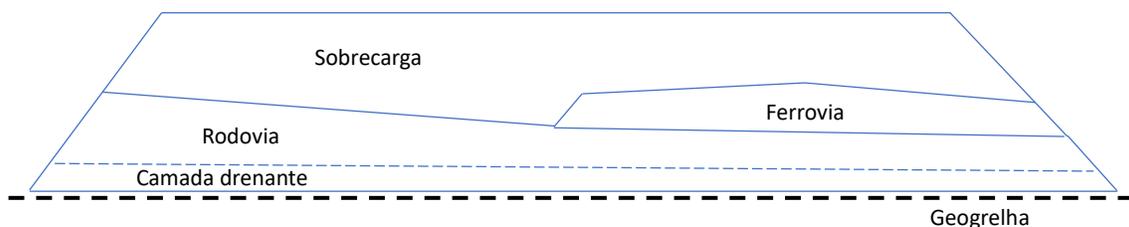


Figura 3.35- Geometria do aterro com sobrecarga e geogrelha.

Nas simulações numéricas, a geometria real das colunas de brita definidas em projeto e executadas em campo, qual seja diâmetro de 0,8 m e espaçamento de 2 m, foi simplificada abordando-se o conceito de paredes longitudinais, com largura igual ao diâmetro da coluna na célula unitária, com base no método um de TAN *et al.* (2008) e Weber e Springman (2009), apresentado no 2.3.4. A permeabilidade foi ajustada assim como os índices de compressibilidade.

3.3.3. Estratigrafia

O conhecimento do perfil do subsolo constitui uma das condições fundamentais para o desenvolvimento do projeto. A estratigrafia, objeto deste estudo, foi baseada nas sondagens de simples reconhecimento SPT e ratificadas pelo ensaio de piezocone executado durante a realização das obras.

Adotou-se o SPT-14, correspondente à estaca E1390, por ser o mais próximo da seção em estudo. A Figura A.6.2 (Anexo A) apresenta o resultado do ensaio SPT e prevê uma camada de solo muito mole com profundidade de 6,45 m. Até 5,9 m o solo não apresenta resistência alguma.

O ensaio de piezocone nº 56 (Figura A.6.3, Anexo A) apresenta os resultados das análises das espessuras de solos argilosos de baixa consistência, detectadas nos ensaios de penetração de cone estático com medidas de pressões neutras (CPTu), no trecho compreendido pela estaca 1389+19,40. Foi executado no terreno natural, até a profundidade de 14,21 m. Uma primeira informação, obtida da análise da resistência de ponta é a profundidade de granulações finas (argilas e siltes argilosos) até 6 m. Verifica-se, portanto, que a espessura da camada de solo de baixa consistência obtida pelo ensaio CPTu é coerente com o resultado obtido por meio do ensaio à percussão.

A Figura 3.36 apresenta o perfil geotécnico correspondente a E1388, constante do projeto executivo da BR-135/MA.

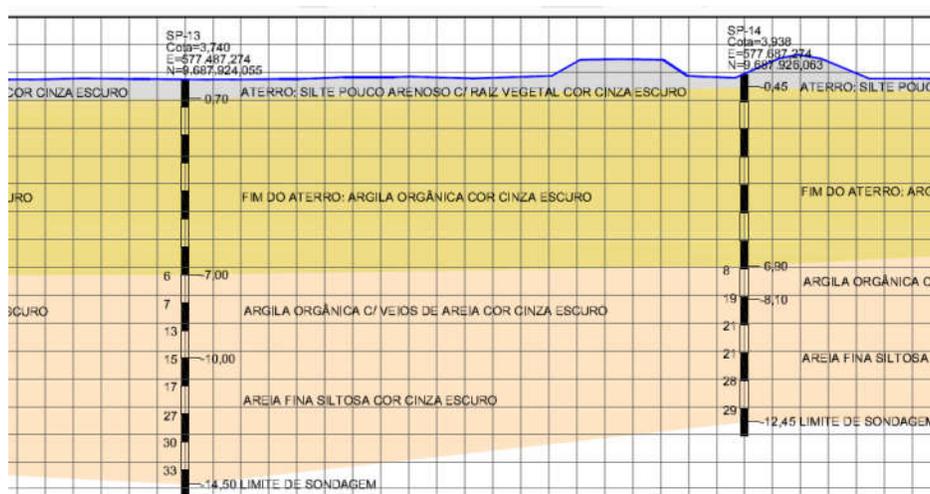


Figura 3.36 - Seção geotécnica E1388 (DNIT, 2012).

A sondagem a percussão (Figura A.6.2, Anexo A) indica que o nível d'água (NA) encontra-se a 20 cm da superfície, no entanto, com o propósito de evitar problemas numéricos, nas simulações desenvolvidas adotou-se o NA coincide com o nível do terreno (NT). A camada de solo mole tem, portanto, 6 m de profundidade, dividindo-se em uma mais superficial com 2,5 m de espessura e uma segunda camada com 3,5 m. Abaixo do depósito de argila há uma camada de areia fina siltosa, em que as colunas de brita estão assentes.

3.3.4. Estado inicial de tensões e condições piezométricas

A definição do estado inicial de tensões e condições piezométricas é um passo importante e sua incorreção pode levar a erro na análise numérica; dependente das tensões verticais e horizontais do solo, bem como a tensão de pré-adensamento.

Para tanto, o princípio das tensões efetivas de Terzaghi é importante para determinar as condições iniciais. A condição inicial das tensões efetivas verticais da área de estudo (Tabela 3.6) foi estimada a partir da estratigrafia e dos ensaios de laboratório realizados, apresentados no item 3.2. As tensões geostáticas foram calculadas a partir do produto da espessura de cada estrato por seu peso específico, assumindo-se NA coincidente com NT. As tensões de pré-adensamento foram determinadas dos ensaios de adensamento, os quais os resultados foram apresentados na Tabela A.6.4 (Anexo A).

O *software* Plaxis permite o cálculo do estado de tensões iniciais automaticamente, levando em consideração o histórico de carregamento do solo. O coeficiente de empuxo em repouso (K_0) pode ser especificado conforme equação 3.1. A equação 3.4 apresenta a relação de pré-adensamento (OCR), já o POP é avaliado pela equação 3.5. Na prática, para verificar a influência da história de tensões no valor de K_0 , para solos normalmente adensados (OCR=1), o valor de K_0 é calculado pela relação de Jaky (equação 3.2), dependendo do ângulo de atrito. Para argilas pré-adensadas (OCR>1, POP > 0), K_0 pode ser obtido através da equação proposta por Mayne e Kulhaway (1982, equação 3.3).

$$K_0 = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy} \quad (3.1)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (3.2)$$

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') \text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad (3.3)$$

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (3.4)$$

$$\text{POP} = \sigma'_p - \sigma' \quad (3.5)$$

O algoritmo pode apresentar problema numérico quando se adota o valor de OCR na camada inicial, que normalmente é alto. Isso porque devido aos ciclos de umedecimento e secagem, transgressão e regressão marinha que a crosta é submetida, há evidências de uma consolidação excessiva. Melnikov *et al.* (2016) discutiram sobre a aplicação do POP e OCR no *software* em comento e concluíram que OCR não representa bem o processo de deformação em solos muito pré-adensados. Nestes casos há duas soluções, ou o modelo desta primeira camada é representado como elastoplástico ou se adota o POP, sendo este o escolhido para a simulação da seção em estudo.

Tabela 3.6 - Condições Iniciais.

Camadas de argila	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\sigma_p(\text{kPa})$	POP(kPa)	K_o
0 – 2,5m	13,3	40	36	1,43
2,5 – 6,0 m	15,2	25	7,65	0,75

As condições iniciais aqui apresentadas encontram-se detalhadas no item 4.1.2.

3.3.5. Resultados da instrumentação

A execução e desempenho da seção em estudo foram monitoradas por instrumentos buscando acompanhar o comportamento das propriedades mecânicas da camada de solo de baixa capacidade de suporte, da poropressão no interior do solo mole e para controle dos deslocamentos horizontais e verticais do aterro. Para tanto, a instrumentação foi instalada conforme croqui da Figura 3.37 e apresentado em perfil na Figura 3.38.

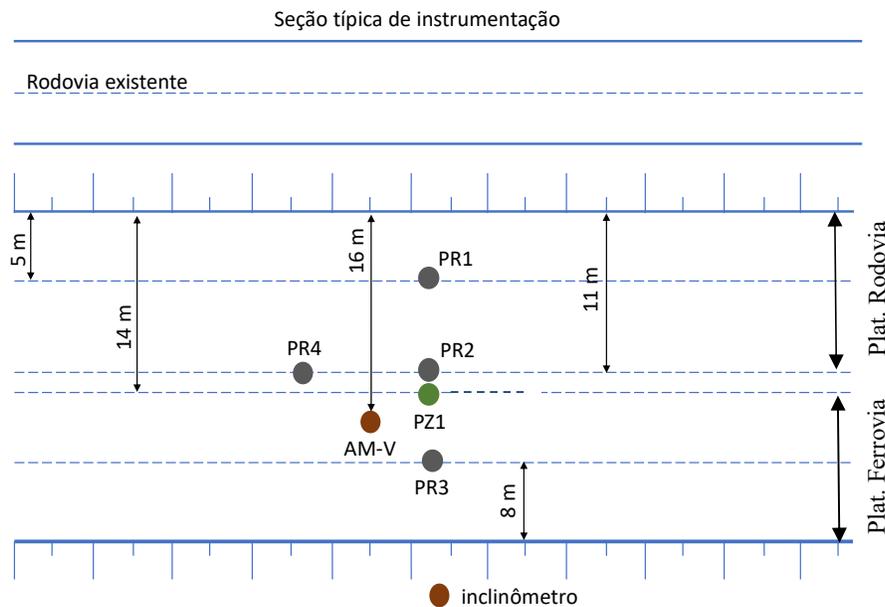


Figura 3.37 - Croqui com a localização das instrumentações.

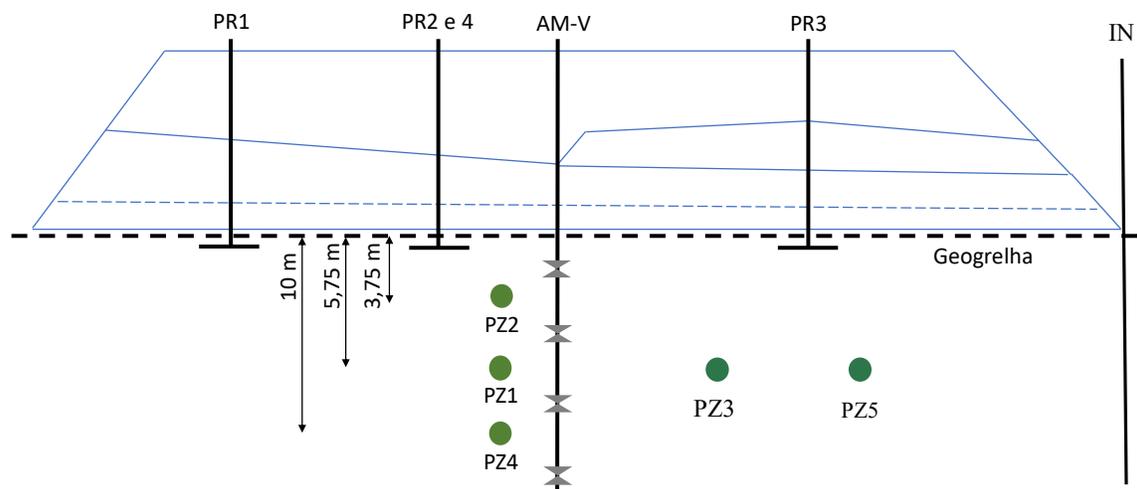


Figura 3.38 – Perfil com a localização das instrumentações.

3.3.5.1. Placas de Recalques

As placas de recalques foram posicionadas como ilustrado na Figura 3.38, em que a PR-01 encontrava-se na saia do aterro da rodovia, a PR-03 no meio da plataforma ferroviária, e as placas PR-02 e PR-04 localizavam-se no mesmo alinhamento, na saia do aterro da plataforma rodoviária. As leituras foram feitas com nível óptico, de precisão milimétrica, com frequência de leitura diária, durante a execução do aterro (DNIT, 2015).

Consta no relatório de instrumentação das obras da BR-135/MA que a PR-01 ficou sem leitura por 10 dias, no entanto, ao observar a Figura 3.39 não há um prejuízo considerável pois a placa teve suas leituras regulares posteriormente. Assim, foi feita uma correção nos dados, considerando que as leituras seguiram regularmente, resultando na Figura 3.40.

Os valores de deslocamentos verticais aferidos pelas placas de recalque instaladas na obra variam de 208 mm a 250 mm (Tabela 3.7).

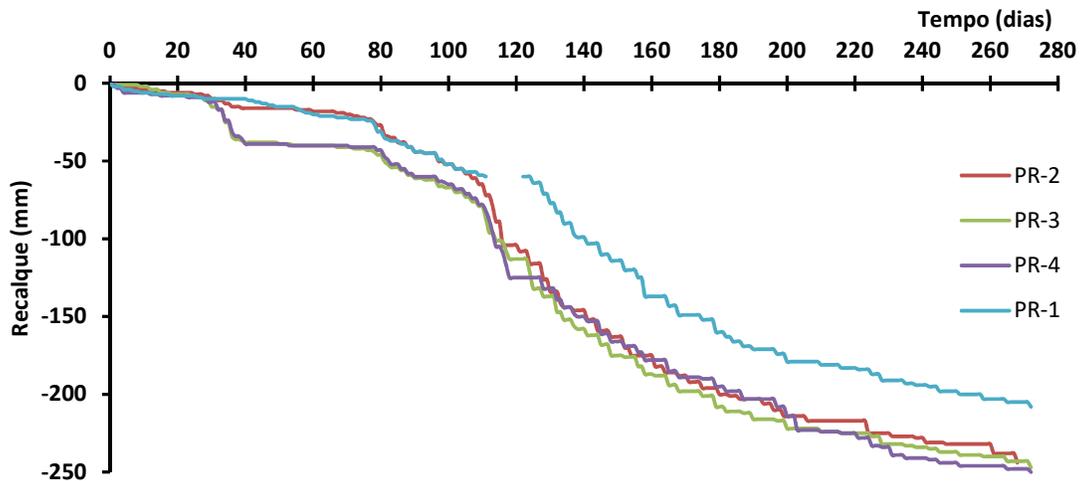


Figura 3.39- Recalques medidos nas quatro PR, E1388.

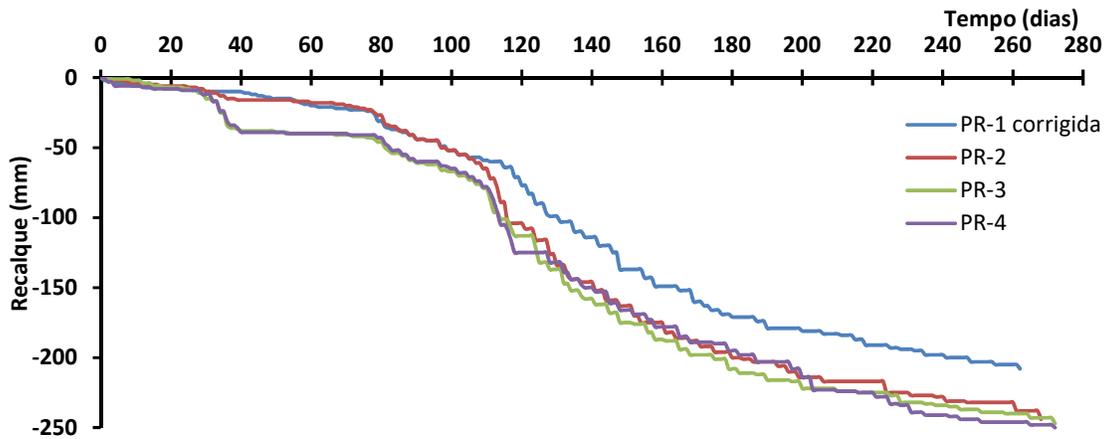


Figura 3.40 - Recalques corrigidos para as PR, E1388.

Tabela 3.7 - Valores aferidos nas PR.

Placa de recalque	Recalque máximo (mm)
PR-1	208
PR-2	244
PR-3	247
PR-4	250

3.3.5.2. Extensômetro magnético vertical

O extensômetro magnético vertical (AM-V) localizava-se entre as plataformas rodoviária e ferroviária (Figura 3.37) e as cinco aranhas foram distribuídas nas profundidades indicadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Localização dos sensores do extensômetro magnético vertical.

Sensores	Profundidade de instalação (m)	Recalque máximo (mm)
Placa de referência	0,27	282
Aranha 1	2,00	216
Aranha 2	3,47	150
Aranha 3	4,19	97
Fundo de referência	9,79	5

A AM-V apresentou valores de recalque de 5 a 282 mm. Os deslocamentos verticais maiores ocorreram no sensor da placa de referência, que se localizava logo abaixo do colchão de areia do aterro, parte superior da argila mole. A aranha instalada no fundo de referência (abaixo da camada de argila mole) indicou que o solo presente nessa profundidade contribuiu pouco para o recalque do aterro (Figura 3.41).

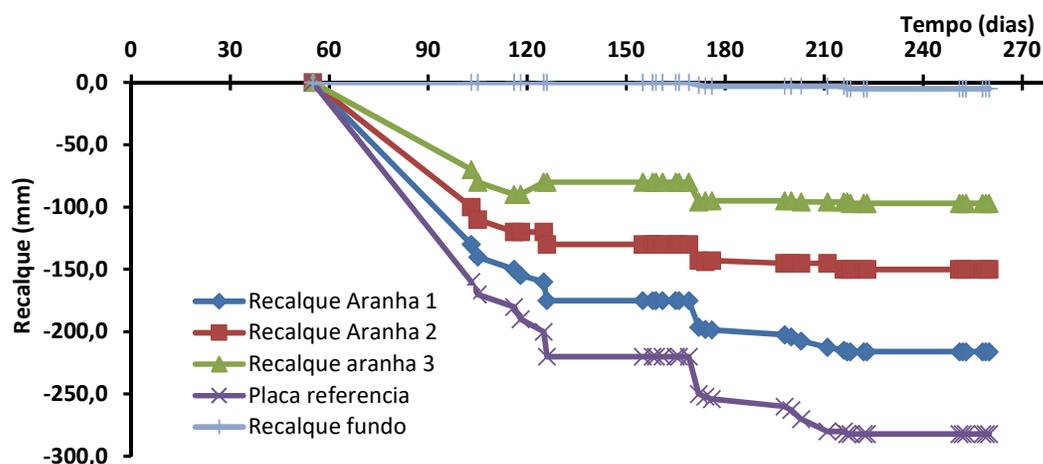


Figura 3.41 - Recalques registrados pelos AM-V na E1388.

3.3.5.3. Piezômetros de corda vibrante

Os 5 cinco PZ encontravam-se instalados na camada compressível entre as plataformas da rodovia e ferrovia (Figura 3.37), nas profundidades indicadas na Tabela 3.9.

As leituras ocorreram com o início na execução do aterro e se estenderam por 200 dias. Os piezômetros de corda vibrante revelaram poropressão constantes (sem acréscimos significativos), indicando assim a continuação do regime hidrostático no terreno (Figura 3.42). Isso pode significar que ou a drenagem funcionou a contento ou as colunas de brita absorveram todo o carregamento. O PZ-4 apresentou erros nas leituras.

Tabela 3.9 - Localização dos PZ.

Piezômetro	Profundidade (m)
PZ 2	3,75
PZ 3	5,75
PZ 1	5,75
PZ 5	5,75
PZ 4	10

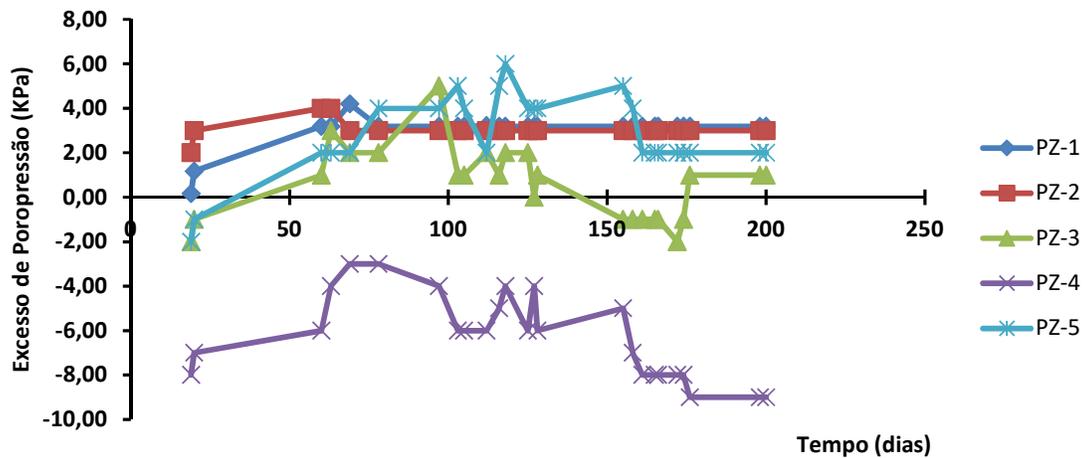


Figura 3.42 - Poropressão lida nos PZ em função do tempo, E1388.

3.3.5.4. Piezômetro Casagrande

O resultado da instrumentação revelou variações de cota piezométricas muito pouco significativas. Tal como verificado nos PZ, os PZc parecem indicar regime hidrostático, ou seja, sem acréscimos significativos de poropressão (Figura 3.43). Novamente, ou a drenagem funcionou de forma eficiente ou as colunas de brita absorveram todo o carregamento. No entanto, não foi identificado nos relatórios de instrumentação as profundidades de instalação dos PZc nas obras da BR-135/MA e, portanto, não foi possível obter o valor da poropressão por meio destes instrumentos.

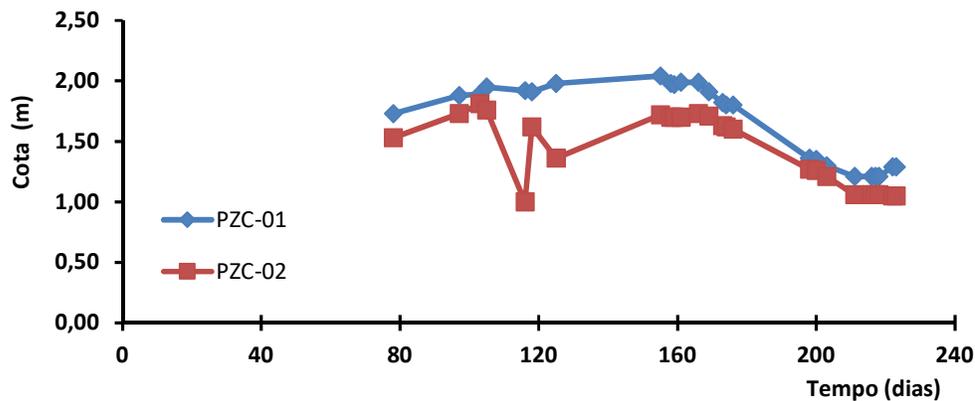


Figura 3.43 - Dados de campo dos piezômetros de Casagrande.

3.3.5.5. Inclinômetro

Nesta seção em estudo, os deslocamentos horizontais foram monitorados pelo extensômetro magnético horizontal e pelo inclinômetro. Ambos apresentaram problemas durante a obra. O inclinômetro foi instalado no final da plataforma ferroviária (Figura 3.37).

No final do mês de dezembro de 2014, o tubo do inclinômetro instalado na estaca E1388 ficou danificado. A boca de furo do tubo amassou, não permitindo a descida do torpedo. Perante esse cenário, foi necessário cortar a parte deformada do tubo e efetuar uma nova emenda no mesmo. Desta forma, foi necessário criar uma nova referência de leituras, anulando todos aferições realizadas anteriormente (DNIT, 2015).

Abaixo estão apresentados os gráficos com as leituras realizadas a partir de janeiro de 2015 do inclinômetro da Estaca E1388, após o seu conserto e com a nova referência (Figuras 3.44 e 3.45). Com base nas leituras efetuadas, os deslocamentos estão dentro do cone de acurácia, pelo que se pode admitir que não houve deslocamento horizontal no terreno desde que foi realizada a nova referência.

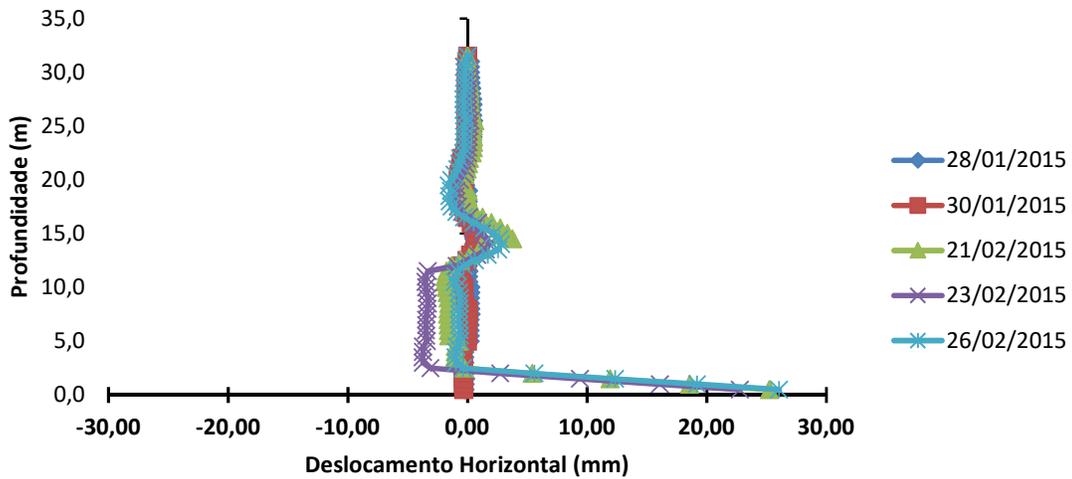


Figura 3.44- Deslocamentos acumulativos Inclinômetro E1388, Eixo A (direção principal transversal)

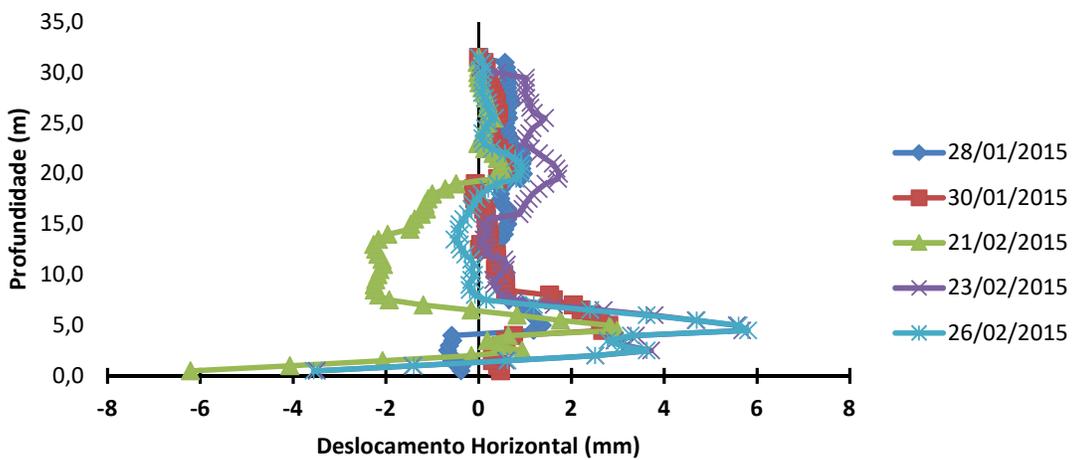


Figura 3.45- Deslocamentos acumulativos Inclinômetro E1388, Eixo B (direção secundária longitudinal)

3.3.5.6. Extensômetro Magnético Horizontal

Não há dados disponíveis, pois, o extensômetro horizontal teve suas placas magnéticas danificadas.

Capítulo 4

4. MODELAGEM NUMÉRICA DO ESTUDO DE CASO

Neste capítulo estão descritas as análises numéricas realizadas para o caso em estudo com o objetivo de simular a execução de um aterro sobre solos moles melhorado com colunas de brita, avaliando o comportamento do conjunto aterro-reforço-colunas de brita-solo mole.

Para tanto, definiram-se as características gerais com indicação do *software* adotado, o modelo constitutivo empregado para cada tipo de material, as propriedades dos solos moles e das colunas de brita e as características e simplificações do modelo.

Um segundo passo refere-se à calibração dos parâmetros do modelo, quais sejam, os coeficientes de compressibilidade e o coeficiente de permeabilidade.

Ao final, define-se os casos e etapas de análise, face à gama de possibilidades de cálculo que o programa de elementos finitos apresenta.

4.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para a realização da modelagem numérica neste trabalho, fez-se o uso do Plaxis 2D, um programa de elementos finitos bidimensionais usado para deformação, estabilidade e análise de fluxo para vários tipos de aplicações geotécnicas.

Situações reais podem ser modeladas por uma deformação plana ou por um modelo axissimétrico. O algoritmo usa uma interface gráfica conveniente que permite aos usuários gerar um modelo de geometria e malha de elementos finitos com base em uma seção transversal representativa da situação em questão (Brinkgreve *et al.*, 2018a).

Assim, a partir do problema geotécnico, é possível definir a escolha do tipo de análise a ser efetuada, as condições de contorno, posição do nível da água e escolha de diferentes modelos constitutivos para as diversas camadas de solos, estruturas e interfaces.

O *software* permite simular a construção do aterro em várias etapas, com seus respectivos intervalos de tempo, bem como criar intervalos entre as fases de construção, permitindo a inserção de períodos de adensamento, buscando uma representação mais fiel do que ocorre em

campo. Outrossim, na malha de elementos finitos é possível selecionar pontos que demonstrarão o histórico de deslocamentos, tensões e poropressões atuantes durante a construção do aterro, gerando tabelas e gráficos com os valores obtidos. Ainda há a opção de cálculo com atualização da malha e do nível d'água conforme o solo se deforma e ocorrem carregamentos.

Para tanto, executou-se no programa de elementos finitos uma análise bidimensional (2D), sob um estado plano de deformações, no qual foi possível considerar a estratigrafia e condições piezométricas locais, os estudos de campo e laboratório realizados, bem como a adoção um modelo constitutivo que permitiu simular apropriadamente o comportamento do solo mole.

4.1.1. Modelo constitutivo empregado para cada tipo de material

O modelo constitutivo visa representar matematicamente o solo diante das solicitações externas. Assim, a definição do modelo utilizado nas simulações numéricas é indispensável para obtenção de resultados realistas.

Nas análises numéricas deste estudo, adotou-se o modelo constitutivo Soft Soil para as camadas de argila e Mohr-Coulomb para as camadas de aterro, camada competente, camada drenante e para as colunas de brita.

4.1.2. Propriedades dos solos e das colunas

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as propriedades atribuídas a cada tipo de material da estaca E1388, para os diferentes modelos constitutivos considerados. Não foi considerado o amolgamento (*smear*) do solo nas análises numéricas.

Tabela 4.1 - Propriedades atribuídas a cada estrato do solo mole da estaca E1388.

Camada de Solo mole	Tipo	POP kPa	γ_{sat} kN/m ³	k_x m/dia	k_y m/dia	λ^*	κ^*	c_{ref} kPa	ϕ °	K_o
1 0-2,5 m	Não drenado	36,06	13,3	3×10^{-4}	5×10^{-4}	0,23	0,07	10	20	1,43
2 2,5-6 m	Não drenado	7,6	15,2	3×10^{-5}	5×10^{-5}	0,21	0,04	10	20	0,75

Onde: POP relação de pré-adensamento, γ_{sat} = peso específico saturado, κ_x = permeabilidade horizontal, κ_y = permeabilidade vertical, λ^* = coeficiente de expansão, κ^* = índice de recompressão, c_{ref} = coesão de referência, ϕ = ângulo de atrito, K_o = coeficiente de empuxo.

Tabela 4.2 -Parâmetros geotécnicos para a modelagem numérica.

Descrição	Tipo	γ_{unsat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	k_x m/dia	k_y m/dia	ν	E_{ref} MPa	c_{ref} kPa	ϕ °	ψ °
Aterro	Drenado	16	16	0,1	0,1	0,33	60	30	32	0
Camada competente	Drenado	20	20	1	1	0,28	60	50	35	0
Camada Drenante	Drenado	16	16	32,4	32,4	0,28	60	5	35	0
Coluna de Brita	Drenado	20	20	86,4	86,4	0,30	40	5	40	0

Onde: γ_{unsat} = peso específico não saturado, ν = coeficiente de Poisson e E_{ref} = módulo de elasticidade, ψ = dilatância.

Para obtenção das propriedades dos solos moles, foram analisados os ensaios de campo, mencionados na seção 3.2.2, e observados os resultados de ensaios de teor de umidade, limites de consistência, análise granulométrica e massa específica do solo apresentados na seção 3.2.3 deste trabalho.

Para a estaca E1388, só foi obtida uma amostra *shelby*, correspondente a profundidade de 2,0 a 2,5 m, no entanto foi detectada uma ocorrência de 6 m solos moles por meio dos ensaios de campo. Buscando-se uma melhor representatividade na caracterização da argila mole, optou-se por adotar os resultados dos ensaios geotécnicos da estaca mais próxima disponível, qual seja a estaca E1408 para a profundidade de 2,5 m a 6,0 m (Tabela A.6.4, Anexo A). Dessa forma, na modelagem numérica da seção de estudo, a camada de solo mole tratado com colunas de brita dividiu-se em uma mais superficial com 2,5 m de espessura e uma segunda camada com 3,5 m profundidade, Figura 4.1.



Figura 4.1 - Propriedades solos moles E1388.

Para a permeabilidade (k) foi adotada, como referência, os dados obtidos do ensaio de piezocone (Figura A.6.4, Anexo A). Os índices de compressão (C_c), recompressão (C_r) e o índice de vazios inicial (e_0), foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional (Tabela A.6.4, Anexo A). Os índices de recompressão (κ^*) e de compressão (λ^*) do modelo Soft Soil foram calculados automaticamente pelo programa com base nos

coeficientes de compressibilidade utilizados, mediante as equações 4.1 e 4.2. Cabe ressaltar que foram feitas retroanálises para fins de calibração dos parâmetros k , C_c e C_r , apresentadas no item 4.2. O OCR (*Over Consolidation Ratio*) ou RPA (razão de pré-adensamento) e a relação de pré-adensamento (POP) foram determinados a partir equações 3.4 e 3.5.

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (4.1)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (4.2)$$

O coeficiente de empuxo K_o foi obtido mediante a equação 3.3 de Mayne e Kulhaway (1982), adotada para solos pré-adensados.

A partir dos resultados obtidos pelo CPTu (Figura A.6.6, Anexo A), obteve-se, também, o ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 20°. Para a coesão (c_{ref}), um valor de referência de 10 kN/m² foi adotado com base num estudo paramétrico realizado por Alexiew *et al.* (2005), para um exemplo típico de aterro sobre solos moles reforçados com colunas granulares encamisadas.

Em relação à camada competente, o projeto de duplicação do DNIT da BR-135/MA previu como características da camada competente o peso específico (γ) de 20 kN/m³, coesão 50 kPa e ângulo de atrito (ϕ') de 35°. Expôs, para as colunas de brita, coesão (c') nula, ângulo de atrito (ϕ'_{col}) de 35° a 40° e módulo de elasticidade $E_{col} = 40$ a 70 MPa.

Para definição dos parâmetros das colunas granulares, destaca-se o estudo de Lima (2012) que compilou em uma tabela os valores propostos de diversos autores para de ângulo de atrito (ϕ'_{col}) e módulo de elasticidade (E_{col}) utilizados (Tabela 4.3), na qual o ϕ'_{col} varia de 35 a 53°, já para E_{col} observa-se uma variação de até 2700%.

Herle *et al.* (2009) concluíram que para valores baixos de tensões normais o ângulo de atrito das colunas de brita é próximo a 50° e que o valor de 40° é conservador. Assim, este estudo de caso adotou o valor de 40°. Não obstante, foram realizadas simulações variando este parâmetro para 45° e 50° a fim de verificar o reflexo da mudança nos recalques, dispostas no item 5.5.1.

Para E_{col} a variação é maior, mas este trabalho foi desenvolvido com o valor definido em projeto, qual seja, de 40 MPa. Da mesma maneira, o item 5.5.1 expõe sobre o impacto nos recalques do Módulo de Elasticidade face o desenvolvimento de análises numéricas variando-o de 10 MPa a 120 MPa.

Tabela 4.3 - Valores E_{col} e ϕ'_{col} para colunas de brita (Lima, 2012).

Parâmetros		Referência
E_{col} (MPa)	ϕ'_c (°)	
30-100	-	Lambe e Whitman (1979)
30 - 58 e 7 - 21 (para projeto)	38 - 45	FHWA (1983)
-	38 - 42	Besançon <i>et al.</i> (1984)
-	41	Mitchell e Huber (1985)
100 - 200	-	EAU (1990; 1992)
-	38	Domingues (2005)
30	38	Mestat <i>et al.</i> (2004 e 2006)
55	43	Ambily e Gandhi (2007)
32	38	Guétif <i>et al.</i> (2007)
70	35	Gáb <i>et al.</i> (2009)
30	40	Tan <i>et al.</i> (2008)
22,5 - 67,5	41 - 53	Cimentada e Da Costa (2008)
96	48	Berilgen <i>et al.</i> (2008)
32	38	Bouassida <i>et al.</i> (2009)
14	-	Weber <i>et al.</i> (2009)
-	> 40	Herle <i>et al.</i> (2009)
100	38	Castro e Sagaseta (2009)
75	40	Foray <i>et al.</i> (2009)
-	41,5	Murugesan e Rajagopal (2010)
55	43	Choobbasti <i>et al.</i> (2011)
60	38	Six <i>et al.</i> (2012)

Para o ângulo de dilatação das colunas de brita (ψ_{col}), encontra-se na literatura técnica valores na faixa de 0° a 20°. McCabe (2009) apresentou valor de 12°, Castro e Sagaseta (2009) utilizaram 10°, Adam (2010) adotou 5° e diversos autores, como Ng *et al.* (2015), Domingues (2006), Lima (2012) utilizaram valor de 0°. Para tanto, esse trabalho utilizou o valor de 0°. Outrossim, no item 5.5.1 constam os impactos do ângulo de dilatação das colunas de brita no desenvolvimento dos deslocamentos verticais.

Pinto (2006) considera, como ordem de grandeza, que a permeabilidade de pedregulhos é maior que 10^{-3} m/s, ou seja, 86,4 m/dia, valor que foi assentido nas análises. Por fim, a coesão adotada inicialmente foi de 0,1 kN/m², tendo em vista que o programa não admite valores nulos. No entanto, o valor de 5 kN/m² foi assumido no intuito de verificar se diminuiria a plastificação das colunas de brita, o que não ocorreu. Outrossim, observou-se que não houve alteração dos recalques. Neste sentido, as análises prosseguiram com o valor de 5 kN/m² para coesão das colunas.

Em relação aos parâmetros do aterro, Almeida (1984), ao estudar a estabilidade do aterro com fundação tratada com colunas granulares, adotou γ_{at} de 16,3 kN/m³. Neste ponto, merece destaque a descrição de Lambe e Whitman (1979) sobre os efeitos da compactação sobre a estrutura do solo, relacionando a umidade ótima a um peso específico seco máximo. Fatores

como tipo de solo, tamanho dos grãos, distribuição granulométrica, etc. influenciam na compactação.

Nesta linha, Pinto (2006) realizou um estudo da compactação dos solos brasileiros no qual observou a ocorrência de menores valores de peso específico para os solos argilosos (Figura 4.2). Neste sentido, as análises numéricas deste estudo consideraram o peso específico (γ_{at}) de 16 kN/m³.

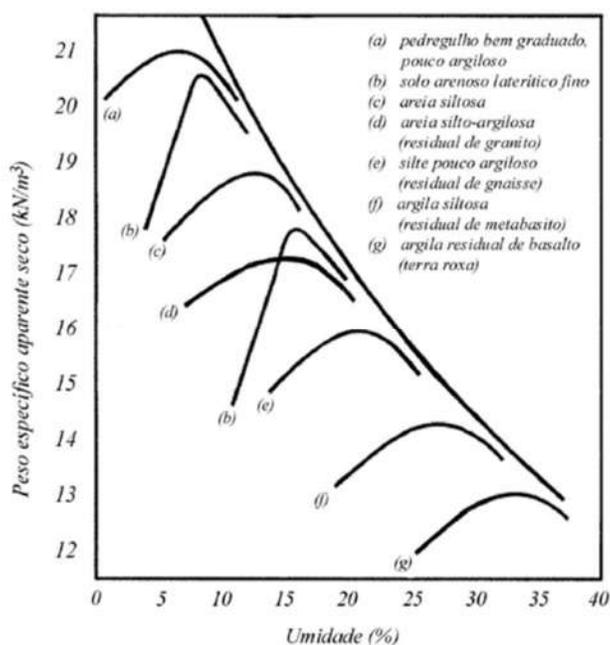


Figura 4.2 – Diferentes tipos de solos compactados na mesma energia de compactação (Pinto, 2006).

Por fim, o módulo de elasticidade do aterro (E_{at}) adotado nas simulações foi de 60 MPa, valor este que não exerce influência no modelo numérico, consonante o disposto no item 5.5.2.

4.1.3. Características e simplificações do modelo

A geometria adotada (Figura 4.3) foi baseada no perfil do solo (item 3.3.3), notas de serviço, espaçamento e diâmetro das colunas de brita (item 3.1.4). Os parâmetros definidos de acordo com as Tabelas 4.1 e 4.2. A geogrelha foi localizada na base do aterro e a posição do nível da água coincide com o nível do terreno, conforme apresentado no item 3.3.3.

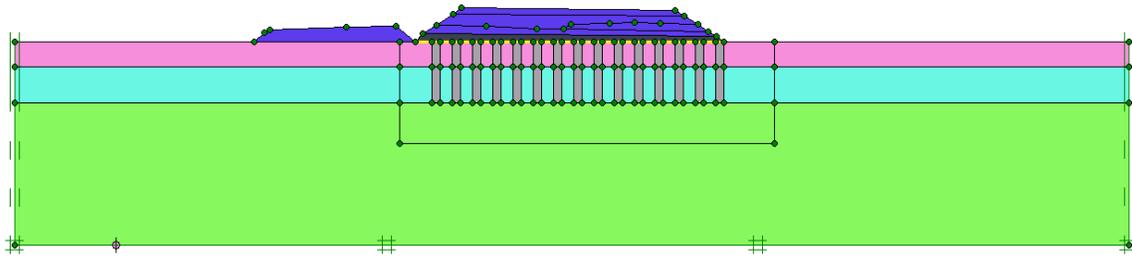


Figura 4.3 - Geometria do aterro para E1388, BR-135/MA.

Como detalhado no item 4.1.1, para as camadas argilosas foi utilizado o modelo do tipo Soft Soil e para as colunas de brita, camada drenante e aterro o modelo Mohr-Coulomb. As condições de contorno impediram os deslocamentos verticais e horizontais nos nós da base do modelo, sendo possível somente deformações verticais nas laterais. O fluxo e dissipação do excesso de poropressão foram impedidos nas laterais das camadas argilosas.

Definida a geometria do modelo, constituiu-se a malha. O Plaxis permite uma geração totalmente automática de malhas de elementos finitos, para a qual se considerou a opção fina. As malhas muito finas devem ser evitadas pois levará a tempos de cálculo excessivos, então se delimitou uma área no solo mole (*cluster*), para densificar a malha. Refinou-se duas vezes a região demarcada no solo mole e uma vez as camadas do aterro

A Figura 4.4 apresenta a malha de elementos finitos utilizada, composta de 1349 elementos triangulares de 15 nós, totalizando 10983 nós e 16188 pontos de tensão.

Os estudos numéricos, realizados sob um estado plano de deformações, tiveram como objetivo simular a construção do aterro na região estudada e comparar com os resultados aferidos pelo monitoramento da seção em estudo. Para tanto, os cálculos respeitaram a sequência construtiva do aterro, simulando o tempo de construção e a espessura das camadas.

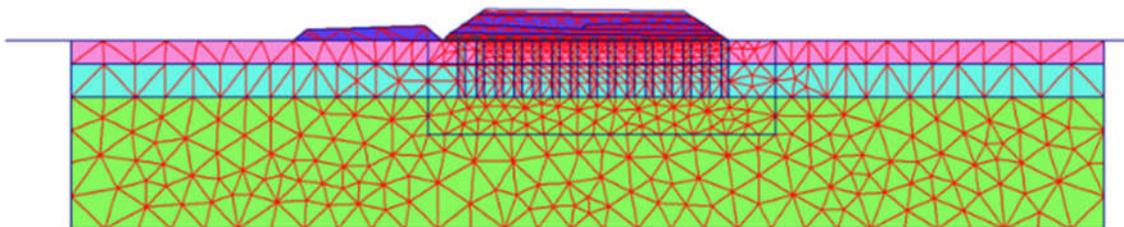


Figura 4.4 – Malha de elementos finitos para E1388, BR-135/MA.

4.2. CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO

Para calibração do modelo, foram feitas retroanálises com os parâmetros de compressibilidade e permeabilidade. A partir dos índices de compressão (C_c) e recompressão (C_r) obtidos nos ensaios de adensamento do projeto da BR-135/MA (Tabela A.6.4), na seção definida para estudo, foi calculado um recalque de 40,2 cm e 32 cm, ao se considerar a análise numérica sem e com a atualização da malha e do nível d'água, respectivamente. Ocorre que os deslocamentos verticais aferidos na instrumentação variam de 0,5 cm a 28,2 cm pelo extensômetro magnético vertical (Tabela 3.8) e de 20,8 cm a 25 cm nas placas de recalques (Tabela 3.7).

Assim, baseado no recalque máximo obtido em campo (28,2 cm) foram feitas simulações no modelo reduzindo os índices de compressibilidade, C_c e C_r simultaneamente, visto que os recalques inicialmente obtidos na modelagem eram superiores aos encontrados em campo (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 - Redução dos coeficientes de compressibilidade e a influência nos recalques.

Redução (%)	Coeficiente de compressão		Coeficiente de recompressão		Recalque simulado com atualização da malha e do NA (cm)	
	Solo mole1	Solo mole2	Solo mole1	Solo mole2	Não	Sim
	0 - 2,5m	2,5 - 6,0 m	0 - 2,5m	2,5 - 6,0 m		
0%	1,470	0,980	0,230	0,100	40,62	32,00
-10%	1,323	0,882	0,207	0,090	32,94	29,52
-15%	1,250	0,833	0,196	0,085	32,15	28,1
-17%	1,220	0,813	0,191	0,083	30,75	27,41
-20%	1,176	0,784	0,184	0,080	29,52	26,93
-25%	1,103	0,735	0,173	0,075	28,34	
-27%	1,073	0,715	0,168	0,073	27,49	
-30%	1,029	0,686	0,161	0,070	26,65	
-35%	0,956	0,637	0,146	0,065	25,00	

Da tabela acima, conclui-se que os resultados que mais se aproximam da instrumentação (28 cm) são os que ajustamos os índices C_c e C_r ajustados, reduzindo-os em 17%, quando a simulação envolve a atualização da malha, e 27% sem a referida atualização. As curvas do desenvolvimento do recalque ao longo do tempo (Figuras 4.5 a 4.8) para ambos os casos são semelhantes, não apresentam diferença significativa nos resultados e o tempo de processamento do *software* sem ativar as funções *updated mesh* e *updated pressure* é consideravelmente menor. Optou-se, portanto, por não utilizar as referidas funções neste estudo visto que a malha

tem um elevado custo computacional. Sendo assim, os índices de compressibilidade foram adequados para um valor 27% menor.

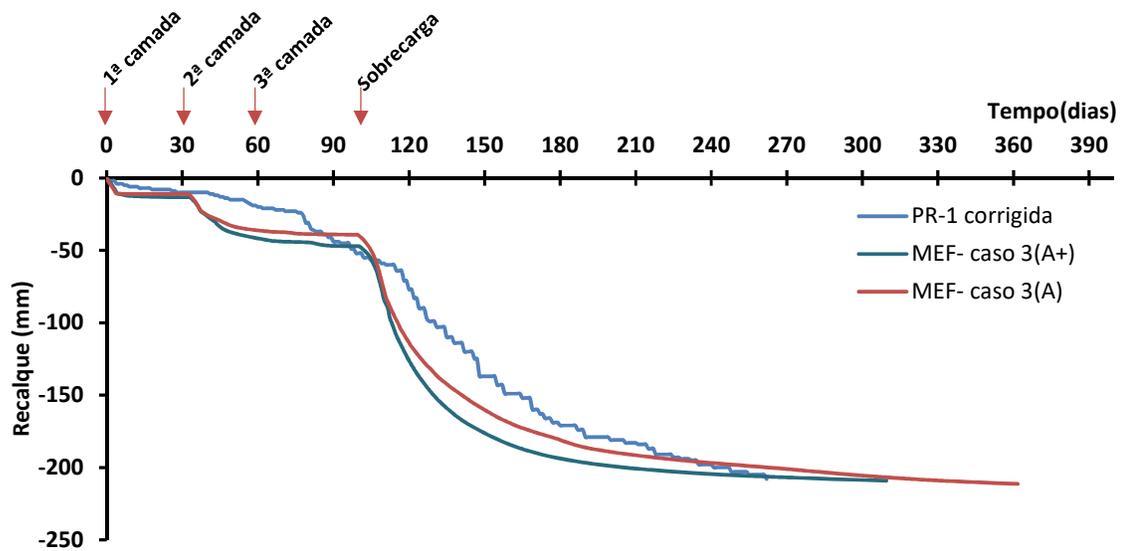


Figura 4.5 - Curva tempo *versus* recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (A+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (A), para PR-01-E1388.

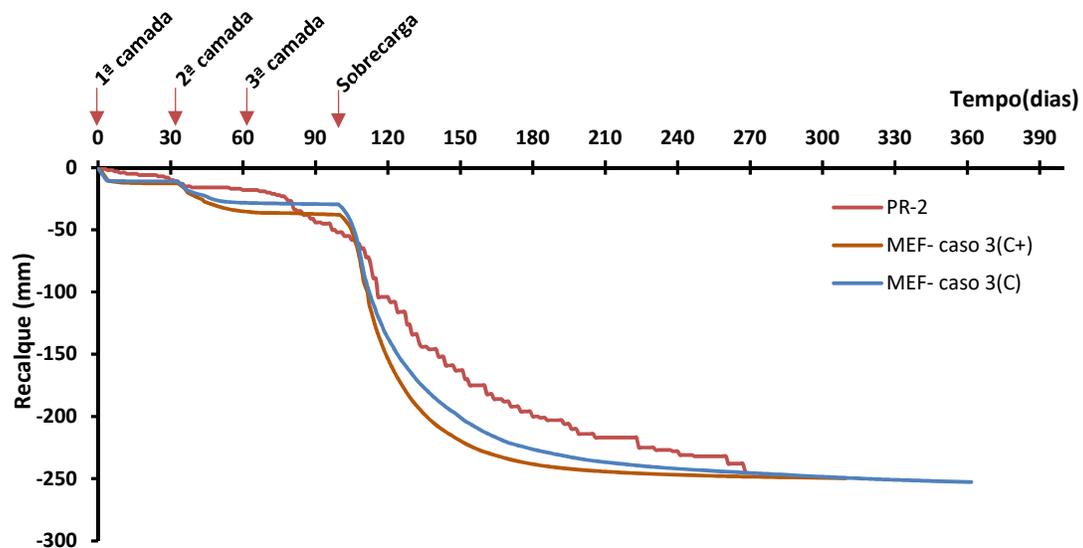


Figura 4.6 - Curva tempo *versus* recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (C+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (C), para PR-02-E1388.

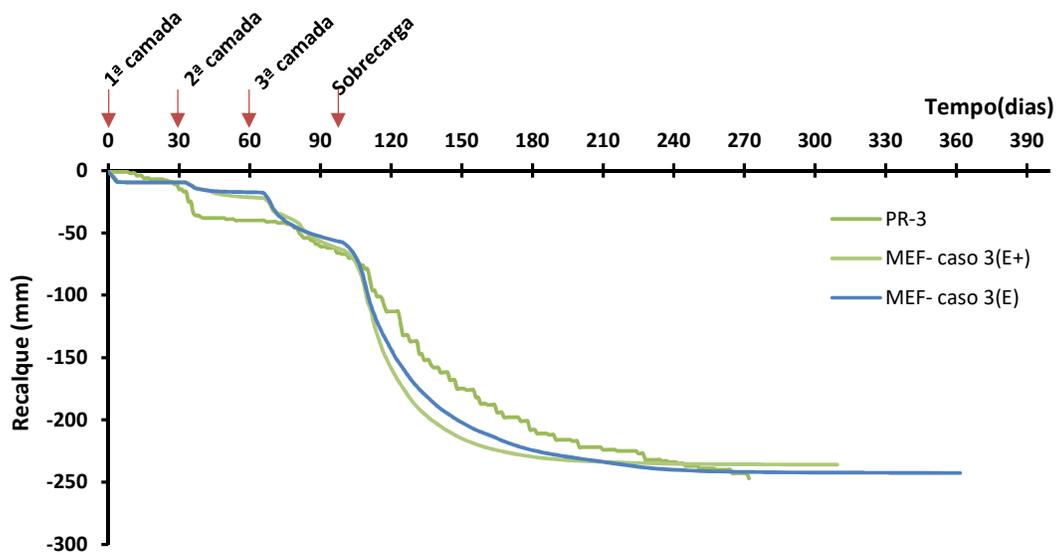


Figura 4.7 - Curva tempo *versus* recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (E+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (E), para PR-03-E1388.

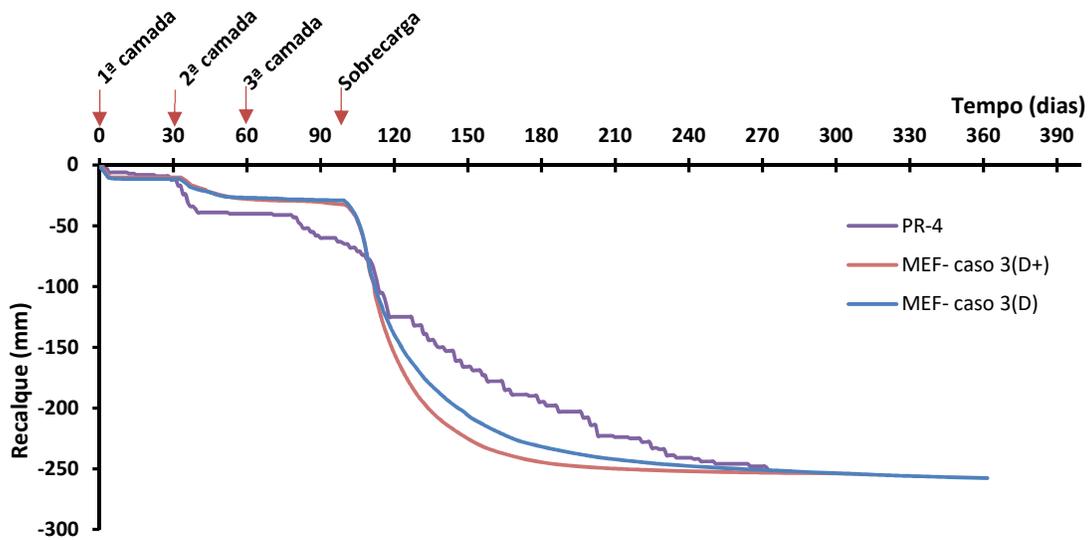


Figura 4.8 - Curva tempo *versus* recalque calculada com atualização da malha e do nível d'água MEF-caso3 (D+) e sem a referida atualização MEF-caso3 (D), para PR-04-E1388.

O efeito de submersão do aterro conforme o terreno recalca (aliviando a sobrecarga efetiva aplicada) não é levada em consideração nas simulações sem atualização da malha, superestimando as deformações do terreno. De fato, face a Tabela 4.4 apresentada, depreende-se que a redução de 10% dos índices de compressibilidade nas simulações sem ativar a atualização *updated mesh/updated pressure* gera os mesmos recalques alcançados nas outras análises que considera a função.

Outra retroanálise efetuada foi em relação a permeabilidade (k) dos solos moles. Os dados obtidos do ensaio de piezocone sinalizam para um valor de $k=10^{-9}$ m/s (Figura A.6.4, Anexo A). De fato, o resultado do ensaio de campo para o parâmetro é coerente, pois os coeficientes de permeabilidade para solos argilosos variam com ordem de grandeza de 10^{-7} a 10^{-9} m/s de acordo com Ortigão (1980) e Coutinho (1976). Além do que, de acordo com a classificação de Lambe e Whitman (1979), estas argilas são praticamente impermeáveis.

Do estudo numérico, com os índices de compressibilidade já ajustados, e permeabilidade 10^{-9} m/s, tem-se que em 955 dias, 95% dos recalques ocorrem, mas a estabilização final só aconteceria aos 2400 dias (Tabela 4.5), divergindo do aferido em campo, que estabilizaram em 272 dias. Então foram feitas análises aumentando a permeabilidade do solo, de forma que os recalques calculados pelo modelo representassem o intervalo de tempo conexo com as obras de duplicação da Rodovia Federal no Maranhão.

O processo de deposição de sedimentos em camadas contribui para formação de depósitos argilosos com características anisotrópicas. Como consequência, Coutinho (1976) estabeleceu que, no caso das argilas brasileiras, há uma relação de 1,5 a 2,5 entre os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical (k_h / k_v).

Ante o exposto, efetuaram-se simulações numéricas do estudo de caso da BR-135/MA considerando diferentes valores para os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, sempre adotando a relação $k_h / k_v = 2$. Como consequência, concluiu-se que para os valores $k_v = 3 \times 10^{-9}$ e $k_h = 6 \times 10^{-9}$ m/s ($2,59 \times 10^{-4}$ e $5,18 \times 10^{-4}$ m/dia, respectivamente), 95% dos recalques ocorrem em 275 dias, o que harmoniza com os dados da instrumentação em campo. A Tabela 4.5 apresenta o resultado de algumas das simulações realizadas para fins de determinação da permeabilidade da camada argilosa.

Tabela 4.5 - Permeabilidades adotadas na modelagem numérica e o respectivo tempo para obter 95% dos recalques.

Permeabilidade		95% recalques (dias)
k_x (m/s)	k_y (m/s)	
1×10^{-9}	1×10^{-9}	955
2×10^{-9}	1×10^{-9}	574
4×10^{-9}	2×10^{-9}	352
6×10^{-9}	3×10^{-9}	275

Restou-se ajustado, portanto, os valores dos coeficientes de permeabilidade e compressibilidade.

4.3. DEFINIÇÃO DOS CASOS E DAS ETAPAS DE ANÁLISE

4.3.1. Definição dos casos de análise

A execução de um aterro em solo mole com elevado nível de água subterrânea leva a um aumento da poropressão. Como resultado desse comportamento inicial não drenado, a tensão efetiva permanece baixa e os períodos de adensamento devem ser adotados para construção do aterro com segurança. Durante o adensamento, o excesso de poropressão é dissipado e o solo obtém a resistência ao cisalhamento necessária para continuar o processo de construção. O programa utilizado é capaz de simular essa construção.

Para tanto, o processo de cálculo no Plaxis é dividido em fases de cálculo que por sua vez é dividida em número de etapas de cálculo, porque o comportamento não linear do solo exige que as cargas sejam aplicadas em pequenas proporções (chamadas etapas de carga). Mas basta especificar a situação que deve ser atingida no final de cada fase que o *software* subdividirá em etapas de carga apropriadas.

Com a finalidade que o modelo numérico retrate as obras de duplicação da BR-135/MA de forma mais realista, inicialmente, simulou-se a construção da plataforma da pista existente e, posteriormente, a execução do aterro referente a adequação de capacidade da rodovia, assente sobre solo mole, da seção definida para estudo.

Para tanto, a simulação para construção do aterro em estudo foi dividida em fases, sendo a primeira referente à pista simples existente e as demais relacionadas à nova plataforma viária e ferroviária, que se divide em colchão drenante de 0,5 m, seguido de duas camadas de 0,5 m de aterro e, por fim, um estágio final referente a sobrecarga de 1,56 m (Figura 4.9), tudo no período de 100 dias (Figura 3.33). Previamente às fases de cálculo, foi definida a fase inicial, correspondente ao cálculo das tensões iniciais.

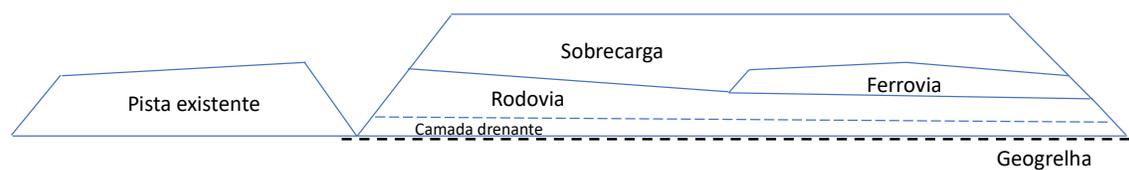


Figura 4.9 - Fases de construção do aterro na modelagem.

Após a simulação do aterro da pista existente, gerou-se o estado de tensões e, posteriormente, os deslocamentos foram desconsiderados. Isto porque, na etapa posterior, qual seja a execução da primeira camada do novo aterro, um novo cálculo começa a partir de um campo sem deslocamentos.

Na modelagem da pista nova (duplicação da rodovia), a primeira fase relaciona-se à construção da camada drenante e, em seguida, é introduzido um período de adensamento para permitir a dissipação das poropressões. A segunda etapa corresponde à execução de 50 cm de aterro e o referente intervalo para adensamento. Na terceira fase é ativada a camada final e inserido o tempo de adensamento. Por fim, executa-se a sobrecarga e, após a dissipação de toda a poropressão, os recalques finais podem ser determinados.

A sequência do carregamento adotado nas análises numéricas é apresentada nas Figuras 4.10 a 4.14.

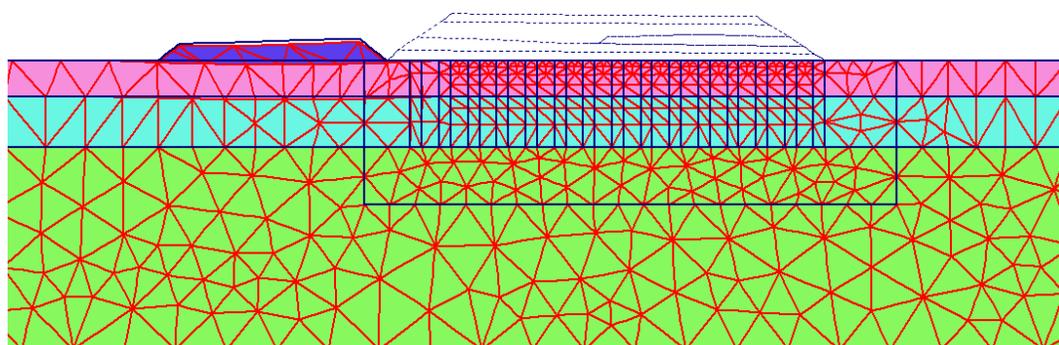


Figura 4.10 - Etapa 1. Construção do aterro existente sem prazo definido

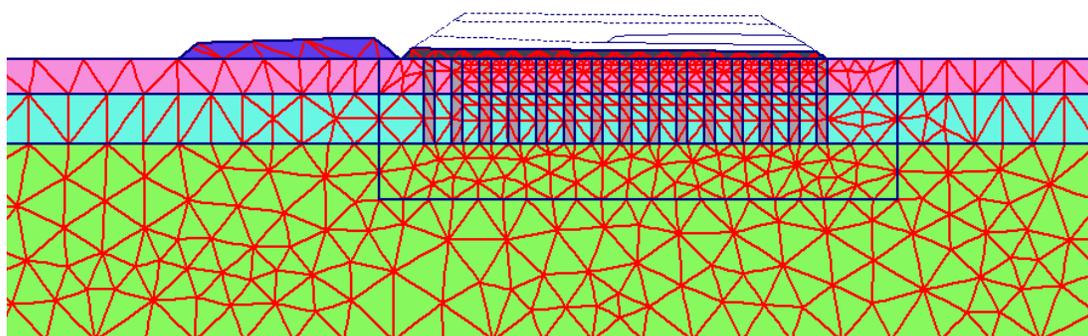


Figura 4.11 - Etapa 2. Ativação coluna de brita, do geossintético e construção da camada drenante durante 33 dias

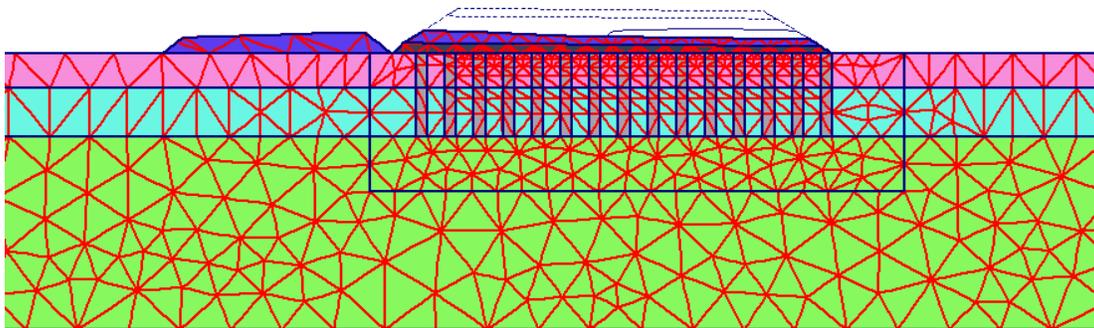


Figura 4.12 - Etapa 3. Construção da 2ª camada do aterro durante 33 dias.

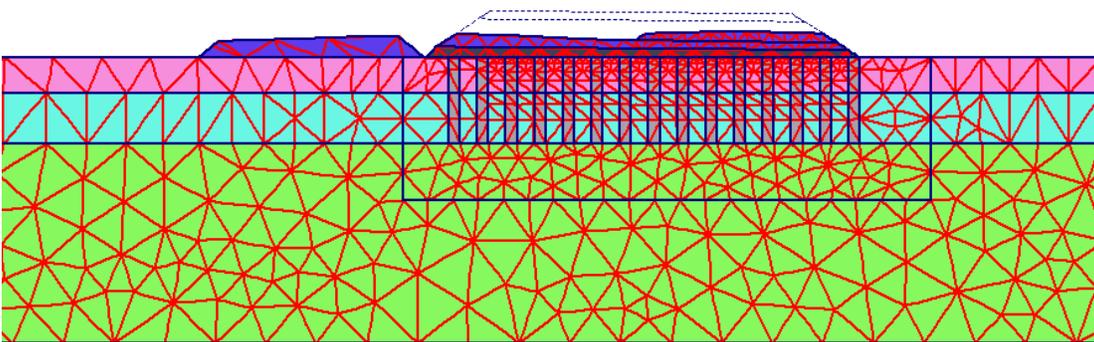


Figura 4.13 - Etapa 4. Construção da 3ª camada do aterro durante 33 dias.

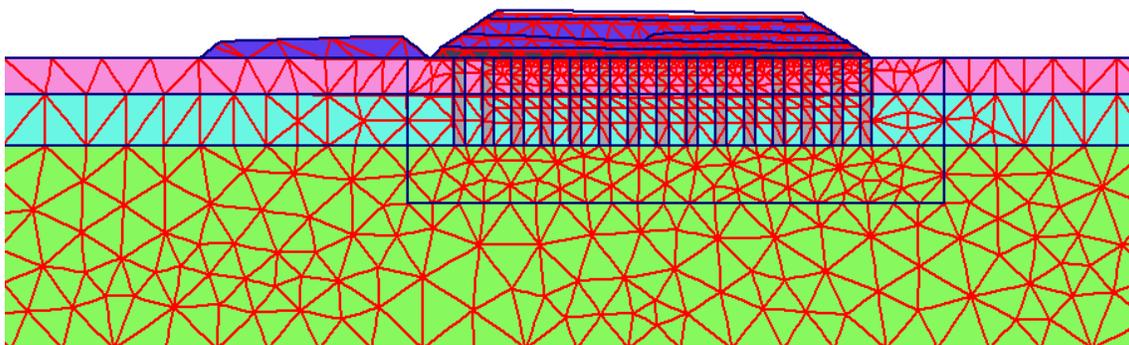


Figura 4.14 - Etapa 5. Construção da sobrecarga durante 10 dias e adensamento, sem prazo definido

Em cada fase, o tipo de cálculo deve ser selecionado. Para cálculos de deformação, o programa de elementos finitos dispõe de duas opções, a *Plastic* e a *Consolidation*. A função *Plastic Calculation* é usada para realizar uma análise de deformação elastoplástica, sendo o cálculo apropriado na maioria das aplicações geotécnicas. Já a função *Consolidation Calculation* é adotada quando é necessário analisar o desenvolvimento e a dissipação de excesso de poropressão em solos argilosos como uma função do tempo. Em geral, a análise de

consolidação sem carregamento adicional é executada após um cálculo de plástico. No entanto, também é possível aplicar cargas durante uma análise de consolidação.

A opção *Consolidation* no Plaxis permite três possibilidades principais:

- i. Adensar por um período predefinido, incluindo os efeitos de alterações para ativar a geometria (*Staged construction*).
- ii. Adensar até que todos os excessos de poropressão na geometria tenham reduzido a um valor mínimo definido (*Minimum excess pore pressure*)
- iii. Adensar até que um grau específico de saturação seja atingido (*Degree of consolidation*)

Frente a tantas possibilidades de cálculo que o modelo apresenta, foram definidos, para a simulação das obras de duplicação da rodovia federal, três casos de análise a seguir descritos:

- a) **Caso 1.** O processo de cálculo de construção do aterro consistiu em fases, e cada fase foi dividida em duas etapas: uma de construção em condições não drenadas e outra de adensamento. As camadas de construção do aterro foram simuladas em condições não drenadas (*plastic*) e os períodos de adensamento associados foram executados até a dissipação total do excesso de poropressão (*consolidation-minimum pore pressure*).
- b) **Caso 2.** As análises foram realizadas simulando o adensamento gerado durante a construção das quatro etapas do aterro para um intervalo de tempo definido (*consolidation-staged construction*), correspondente ao prazo de execução em campo. Não foram inseridos períodos de adensamento visto que a opção de cálculo definida combina carga e decaimento de excesso de poropressão com o tempo.
- c) **Caso 3.** O processo de cálculo de construção do aterro consistiu em fases, e cada fase foi dividida em duas etapas: uma de adensamento durante a construção (para um primeiro intervalo de tempo) e outra de só adensamento (para um segundo intervalo de tempo), ambas calculadas com a opção *consolidation-staged construction*. Depois da colocação da última camada do aterro (aplicação da sobrecarga) o excesso de poropressão foi dissipado por completo, com a opção *consolidation-minimum pore pressure*.

4.3.2. Definição das etapas de análise

A Figura 3.33 representa a subida do aterro *versus* o tempo, para E1388, das obras de adequação de capacidade da BR-135/MA. Sendo assim, foram definidas as sequências construtivas para os três casos de simulações definidas no item 4.3, descritas nas Tabelas 4.6 a 4.8.

Foram elaboradas curvas recalque em função do tempo com as três metodologias descritas, sendo definida como padrão aquela que melhor representa os deslocamentos verticais aferidos pelas placas de recalques.

A seguir, foram consideradas as seguintes análises:

- i. Cotejamento da previsão numérica com os resultados obtidos da instrumentação geotécnica (PZE, IN, AMV);
- ii. Simulação do caso em estudo sem a presença das colunas de brita para investigar a efetividade do tratamento no solo mole no tempo de consolidação; e
- iii. Observação dos efeitos no comportamento do aterro decorrentes da alteração dos parâmetros ângulo de atrito e módulo de Young das colunas de brita, ângulo de atrito e módulo de elasticidade do aterro e, ainda, a influência da dilatância no caso em estudo.

Tabela 4.6 - Etapas de análises para simulação numérica do caso 1, E1388.

Etapas de Análise - Caso 1						
Localização	Etapa	Fase	Espessura de construção(m)	Tempo (dias)	Sequência Numerica das Etapas Construtivas	Opção de cálculo
-	Inicial	-	-	-	Cálculo das Tensões Iniciais	-
pista existente	1	1	1,0	-	Construção do aterro da pista já existente	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
Plataforma de duplicação da BR-135/MA	2	1	0,5	-	Construção da camada drenante. Ativação das colunas de britas e da geogrelhas	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
	3	1	0,5	-	Construção de camada de aterro	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
	4	1	0,5	-	Construção de camada de aterro	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
	5	1	1,56	-	Aplicação sobrecarga	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>

Tabela 4.7 - Etapas de análises para simulação numérica do caso 2, E1388.

Etapas de Análise - Caso 2						
Localização	Etapa	Fase	Espessura de construção(m)	Tempo (dias)	Sequência Numerica das Etapas Construtivas	Opção de cálculo
-	Inicial	-	-	-	Cálculo das Tensões Iniciais	-
pista existente	1	1	1,0	-	Construção do aterro da pista já existente	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
Plataforma de duplicação da BR-135/MA	2	1	0,5	33	Construção da camada drenante. Ativação das colunas de brita e da geogrelha. Adensamento associado a período de tempo	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		3	1	0,5	33	Construção de camada de aterro e adensamento das camadas de solos moles associados a período de tempo
	4	1	0,5	34	Construção de camada de aterro e adensamento das camadas de solos moles associados a período de tempo	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		1	1,56	10	Construção de camada de aterro e adensamento das camadas de solos moles associados a período de tempo	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	5	2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>

Tabela 4.8 - Etapas de análises para simulação numérica do caso 3, E1388.

Etapas de Análise - Caso 3						
Localização	Etapas	Fase	Espessura de construção(m)	Tempo (dias)	Sequência Numerica das Etapas Construtivas	Opção de cálculo
-	Inicial	-	-	-	Cálculo das Tensões Iniciais	-
pista existente	1	1	1,0	-	Construção do aterro da pista já existente	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
Plataforma de duplicação da BR-135/MA	2	1	0,5	4	Construção da camada drenante. Ativação das colunas de brita e da geogrelha. Adensamento associado a período de tempo	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	29	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	3	1	0,5	4	Construção de camada de aterro	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	29	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	4	1	0,5	4	Construção de camada de aterro	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	30	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	5	1	1,56	10	Aplicação sobrecarga	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>

Capítulo 5

5. RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados das modelagens numéricas referentes à construção dos aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, nas obras de duplicação da rodovia BR-135/MA, realizadas com o programa de elementos finitos Plaxis 2D. Destaca-se que as simulações respeitaram a sequência executiva do aterro em campo.

Para tanto, considerando as ferramentas existentes no *software*, as análises desenvolveram-se de acordo com os casos descritos no item 4.3. Posteriormente, confrontou-se a previsão numérica dos recalques com os resultados do monitoramento das placas de recalque em campo e o Caso 3 apresentou os melhores resultados.

Desta feita, a metodologia descrita para o caso de análise três foi definida para prosseguimento do cotejamento entre os resultados obtidos pelo MEF com os demais produtos alcançados com a instrumentação geotécnica (PZE, IN, AMV).

Ato contínuo, confrontou-se os resultados dos recalques com os advindos do método Asaoka, verificou-se a eficácia das colunas granulares na diminuição dos recalques e dissipação da poropressão e análises paramétricas foram realizadas com intuito de determinar os parâmetros mais sensíveis no estudo de caso.

Posteriormente, aplicou-se a modelagem numérica a uma nova seção de instrumentação com o propósito de validação da metodologia desenvolvida.

Ao final, apresenta-se uma metodologia análise e projeto de aterros sobre solos moles reforçados, aplicando modelos numéricos baseados no MEF

5.1. RECALQUES NA BASE DO ATERRO

A Tabela 5.1 compõe-se dos valores aferidos nas quatro placas de recalque (PR-01, PR-02, PR-03 e PR-04) resultantes do monitoramento realizado durante a construção da seção em estudo.

Integra-a, também, os recalques finais calculados pela modelagem numérica para os casos de análise apontados no item 4.3.

Tabela 5.1 - Recalques, campo *versus* numérico.

Placa de Recalque	Campo Recalque (mm)	Simulação Numérica		
		Caso 1 Recalque (mm)	Caso 2 Recalque (mm)	Caso 3 Recalque (mm)
PR-01	208	221,01	222,59	221,49
PR-02	244	253,04	267,92	257,53
PR-03	247	246,66	235,38	243,44
PR-04	250	256,41	272,93	261,98

Face aos resultados obtidos numericamente para os três casos de análises na seção E1388, conclui-se que os deslocamentos verticais calculados possuem a mesma ordem de grandeza e são harmônicos com os valores advindos da instrumentação das placas de recalques. Apesar da boa concordância com as medidas de campo, fez-se imperioso observar a evolução dos recalques com o tempo objetivando a definição da modelagem do processo construtivo.

5.1.1. Caso 1

Os resultados apresentados nas Figuras 5.1 a 5.4 exibem dados numéricos obtidos para o caso 1 de análise em conjunto com as placas PR 01, PR 02, PR 03 e PR 04, respectivamente.

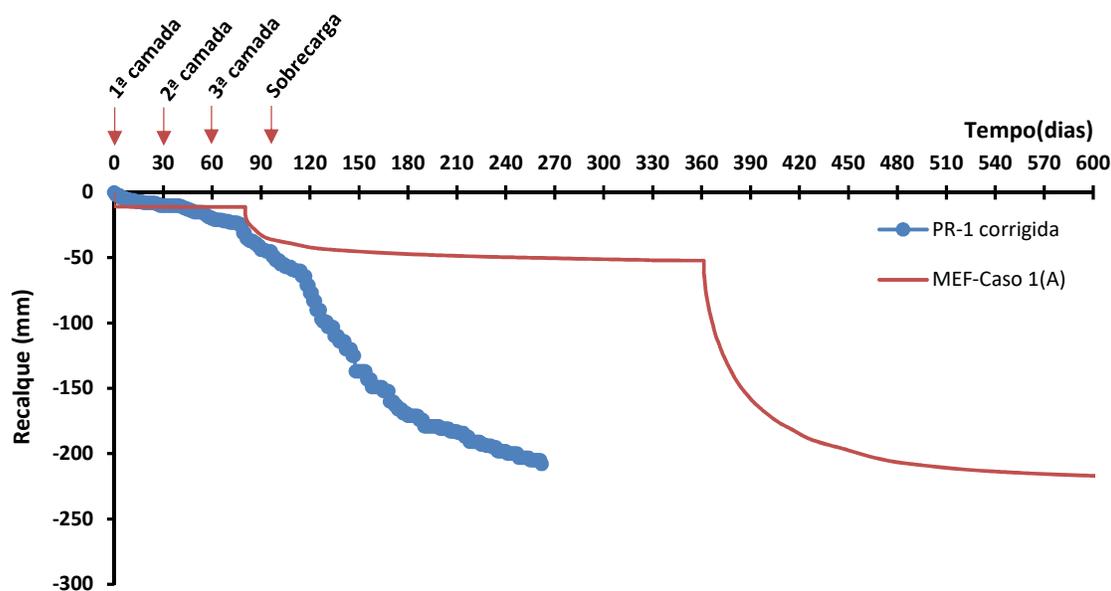


Figura 5.1 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-01) *versus* obtido (modelo numérico).

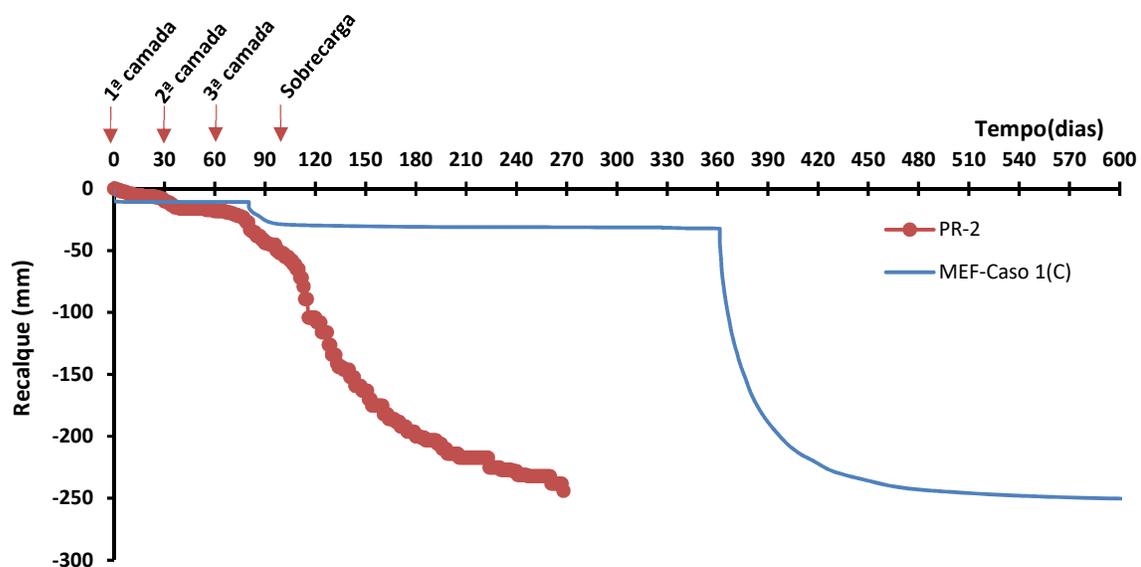


Figura 5.2 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-02) *versus* obtido (modelo numérico).

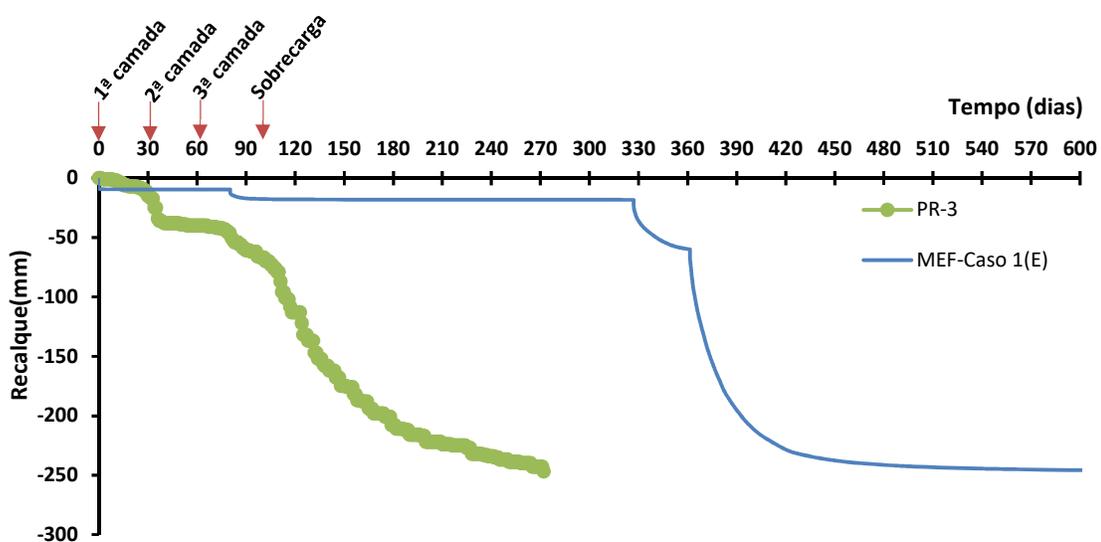


Figura 5.3 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-03) *versus* obtido (modelo numérico).

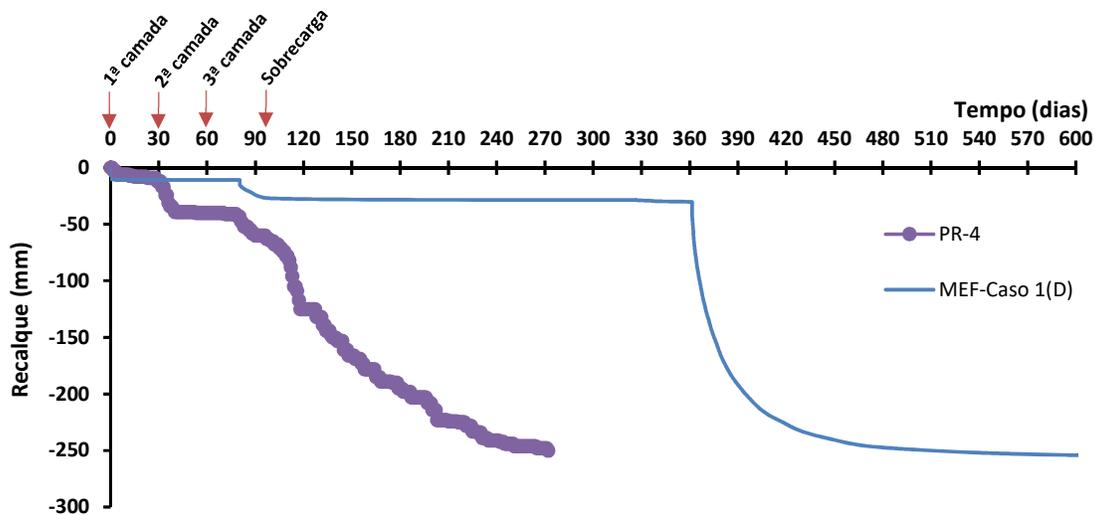


Figura 5.4 - Caso 1, recalque medido (leitura PR-04) *versus* obtido (modelo numérico).

As curvas tempo *versus* recalque desenvolvidas para o caso 1 retratam que, no que pese a boa concordância dos valores absolutos dos recalques finais obtidos pelo MEF e os resultantes da instrumentação, não há uma consonância na evolução dos deslocamentos verticais com o tempo.

De fato, o resultado numérico indica para PR-04, por exemplo, que aos 270 dias somente 18,79 mm de recalques ocorreram, enquanto nas obras de duplicação a instrumentação já havia acusado a ocorrência de todo o recalque para o mesmo intervalo de tempo (Figura 5.4). Para mesma placa de recalque, 95% dos recalques ocorreram aos 498 dias.

Tabela 5.2 - Caso 1, recalques obtidos em campo *versus* calculado pelo MEF e os respectivos tempos.

Placa de Recalque	Campo		Simulação Numérica Caso 1			
	Recalque (mm)	t (dias)	Recalque (mm)	t (dias)	95% dos recalques (mm)	t (dias)
PR-01	208	272	50,65	279	209,96	498
PR-02	244	272	31,16	279	240,38	466
PR-03	247	272	28,53	279	234,33	436
PR-04	250	272	18,79	279	243,59	458

Isto se deve porque a opção de cálculo assumida na simulação, qual seja a *plastic*, apesar de apropriado na maioria das aplicações geotécnicas práticas, é usado para realizar uma análise de deformação elastoplástica que não leva em conta a alteração da poropressão com o tempo. Este

tipo de simulação pode ser usado para realizar uma análise totalmente drenada e avaliar os recalques de longo prazo, resultando numa previsão razoavelmente precisa da situação final, embora o carregamento real não seja seguido e o processo de adensamento não seja tratado explicitamente.

Não obstante um intervalo de tempo possa ser especificado, um cálculo *plastic* não o leva em consideração, por isso, não foram indicados os períodos de construção por camada. E, a depender do carregamento aplicado, combinado com a introdução da curva de adensamento no trecho de compressão virgem, apresentam grandes recalques elásticos.

Após a construção de cada camada de aterro, foi introduzida uma fase de adensamento até que todo o excesso de poropressão seja dissipado (atinga o valor mínimo especificado no *software* de 1 kPa). A entrada de um intervalo de tempo também não é aplicável, uma vez que não pode ser determinado antecipadamente quanto tempo será necessário para cumprir o requisito mínimo de eliminação do excesso de poropressão, apresentando a simulação longos períodos de dissipação dos mesmos.

5.1.2. Caso 2

Para o caso 2, as Figuras 5.5 a 5.8 exibem os resultados obtidos nas simulações numéricas.

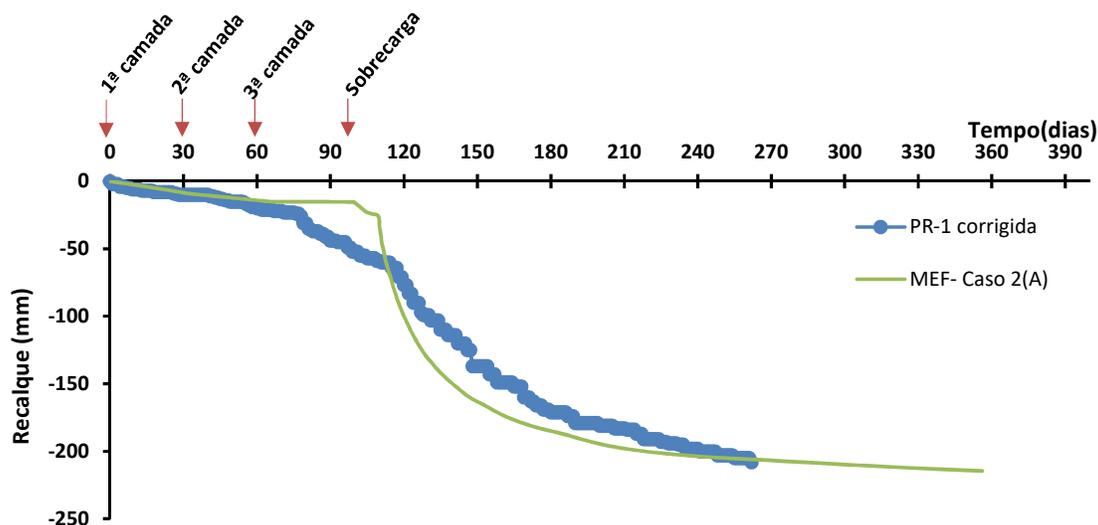


Figura 5.5 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-01) *versus* obtido (modelo numérico).

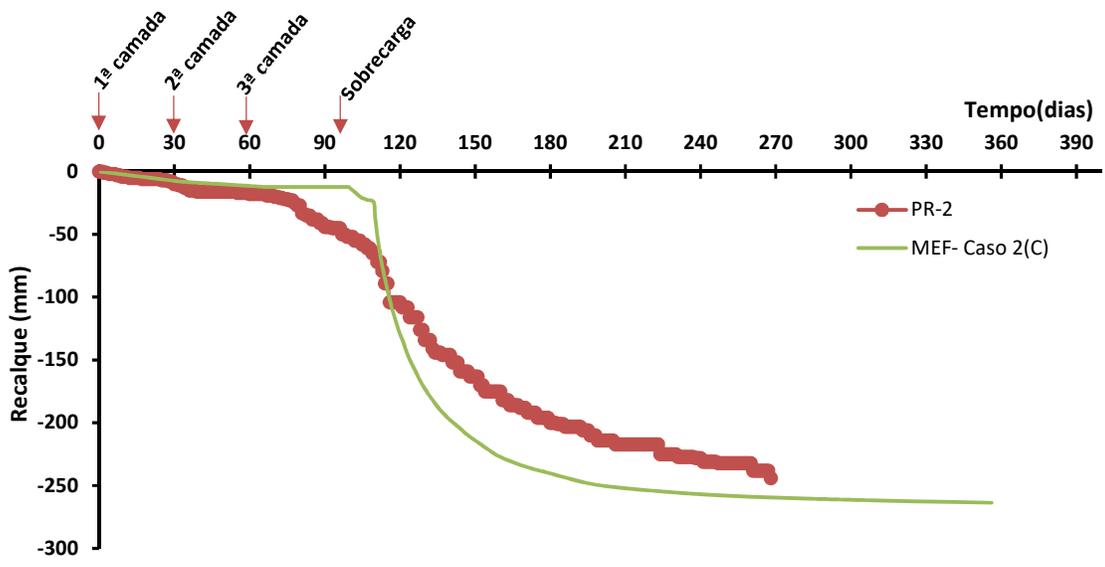


Figura 5.6 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-02) versus obtido (modelo numérico).

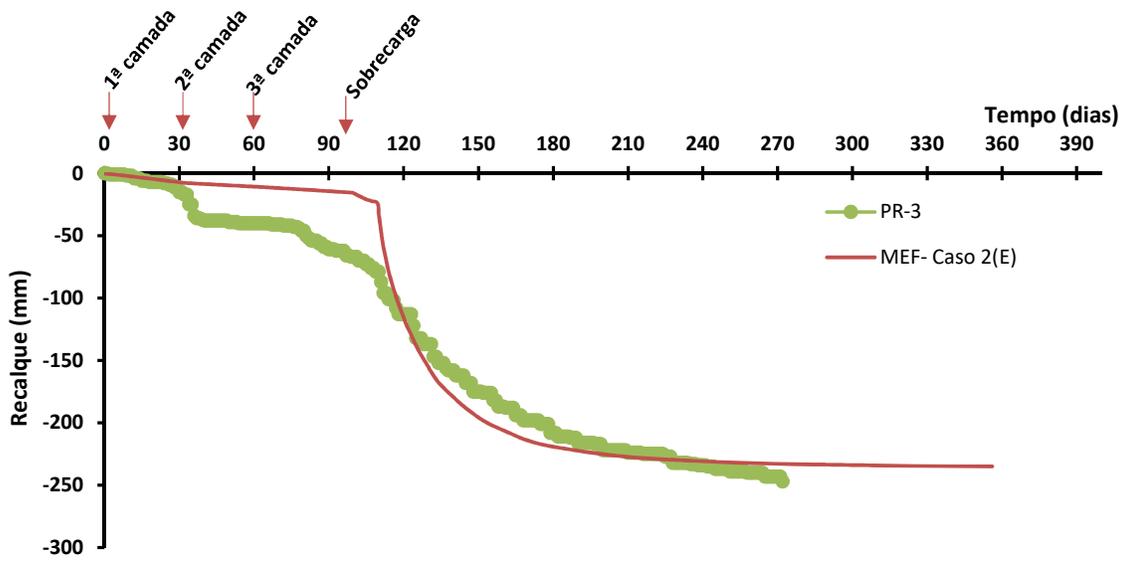


Figura 5.7 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-03) versus obtido (modelo numérico).

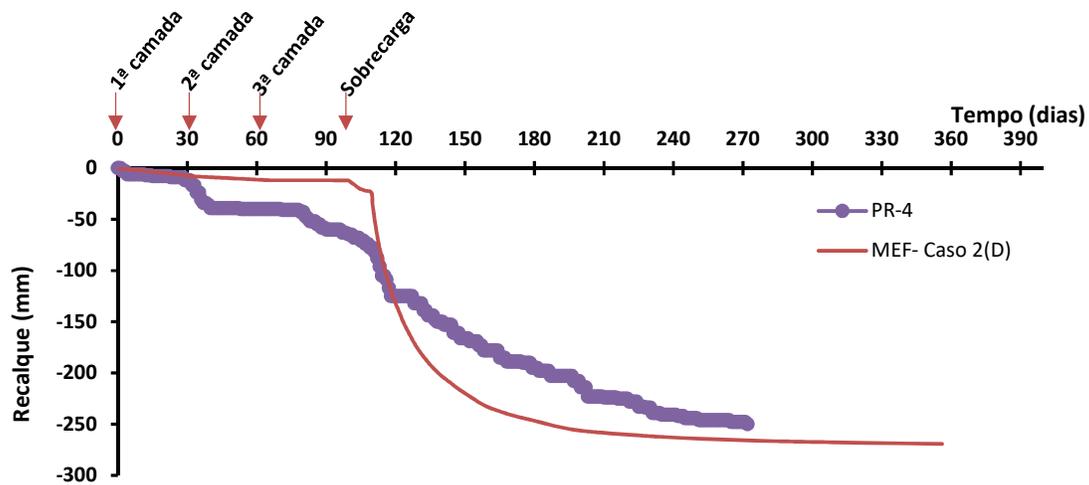


Figura 5.8 - Caso 2, recalque medido (leitura PR-04) *versus* obtido (modelo numérico).

Face ao apresentado, conclui-se que para o caso 2 de análise há harmonia entre a simulação numérica e os deslocamentos verticais aferidos pela instrumentação em campo, tanto na grandeza dos recalques como sua evolução no tempo. Ademais, consoante a Tabela 5.3, a estabilização dos recalques obtidos em campo e advindos dos resultados numéricos ocorreram em torno de 270 dias após o início da execução do aterro.

Tabela 5.3 - Caso 2, recalques obtidos em campo *versus* calculado pelo MEF e os respectivos tempos.

Campo			Simulação Numérica Caso 2			
Placa de Recalque	Recalque (mm)	t (dias)	Recalque (mm)	t (dias)	95% dos recalques (mm)	t (dias)
PR-01	208	272	207,42	276	211,71	308
PR-02	244	272	260,02	276	254,59	224
PR-03	247	272	233,08	276	223,62	195
PR-04	250	272	266,10	276	259,28	216

Em geral, a análise de consolidação sem carregamento adicional é executada após um cálculo plástico, mas também é possível aplicar carga junto com a fase de adensamento, com a opção de cálculo *consolidation*. Assim, o cálculo de construção do aterro com a opção *consolidation* é realizado quando se faz mister conhecer o desenvolvimento e a dissipação do excesso de poropressão que os ocorre em solos argilosos.

Assim, observando as Figuras 5.5 a 5.8, percebe-se que o adensamento com carregamento simultâneo em um período de tempo pré-determinado apresenta resultados satisfatórios. Ocorre que este caso não retrata de forma precisa a forma de construção em campo, pois na obra a cada camada de aterro executada, esperavam-se alguns dias para adensar.

Nesta seção em estudo, especificamente, as três camadas do aterro foram finalizadas em 100 dias (Figura 3.33) sendo que a cada camada executada, aguardava-se um intervalo de tempo de um mês até a próxima etapa. No entanto, nesta simulação numérica, sem inserção de períodos de adensamento, é como se a construção de cada camada tivesse se estendido ao longo de 33 dias (intervalo de tempo indicado na análise), o que causa certa distorção da realidade.

Os resultados das 4 simulações (Figuras 5.5 a 5.8) contemplam que, enquanto as placas de recalque já acusam um certo recalque, o modelo numérico só apresenta maiores deslocamentos verticais após 100 dias. Isto porque, no que pese a opção de cálculo *consolidation* permitir a construção e adensamento simultaneamente, infere-se que a não inserção de uma fase só de adensamento após a fase de aplicação de carga altera os resultados.

5.1.3. Caso 3

Para o caso 3, as Figuras 5.9 a 5.12 exibem os resultados obtidos nas simulações numéricas.

Assim como no caso de análise 2, neste estudo há coerência entre a simulação numérica e os recalques apreciados na instrumentação durante a obra, tanto em ordem de grandeza, como na evolução no tempo. A estabilização dos recalques obtidos em campo e advindos dos resultados numéricos ocorreram em torno de 270 dias após o início da execução do aterro (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 - Caso 3, recalques obtidos em campo *versus* calculado pelo MEF e os respectivos tempos.

Placa de Recalque	Campo		Simulação Numérica Caso 3			
	Recalque (mm)	t (dias)	Recalque (mm)	t (dias)	95% dos recalques (mm)	t (dias)
PR-01	208	272	201,82	275	210,42	346
PR-02	244	272	245,89	275	244,65	263
PR-03	247	272	241,92	275	231,26	203
PR-04	250	272	251,42	275	248,88	247

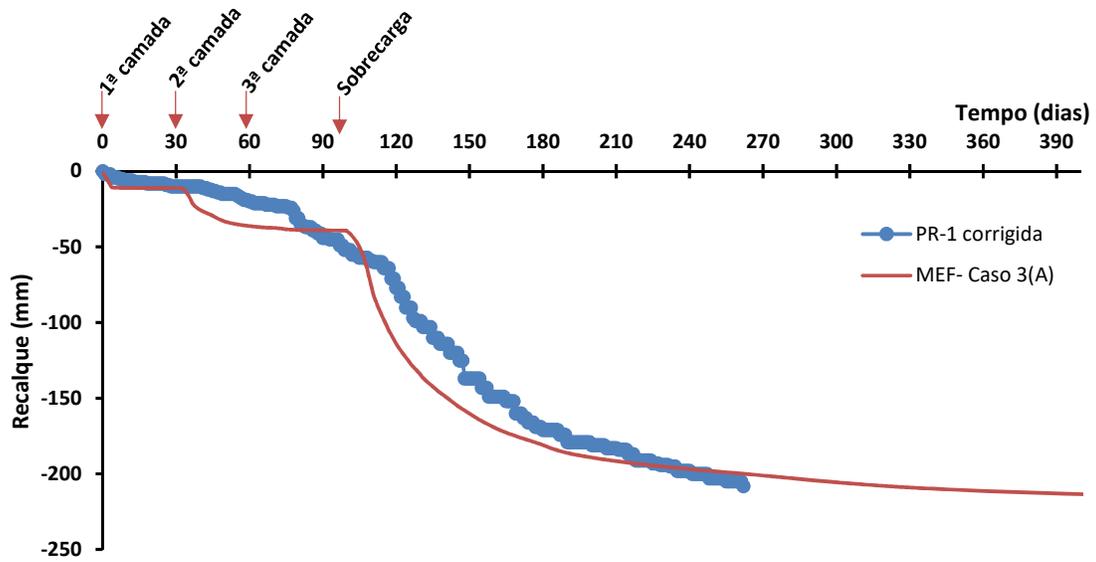


Figura 5.9 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-01) *versus* obtido (modelo numérico).

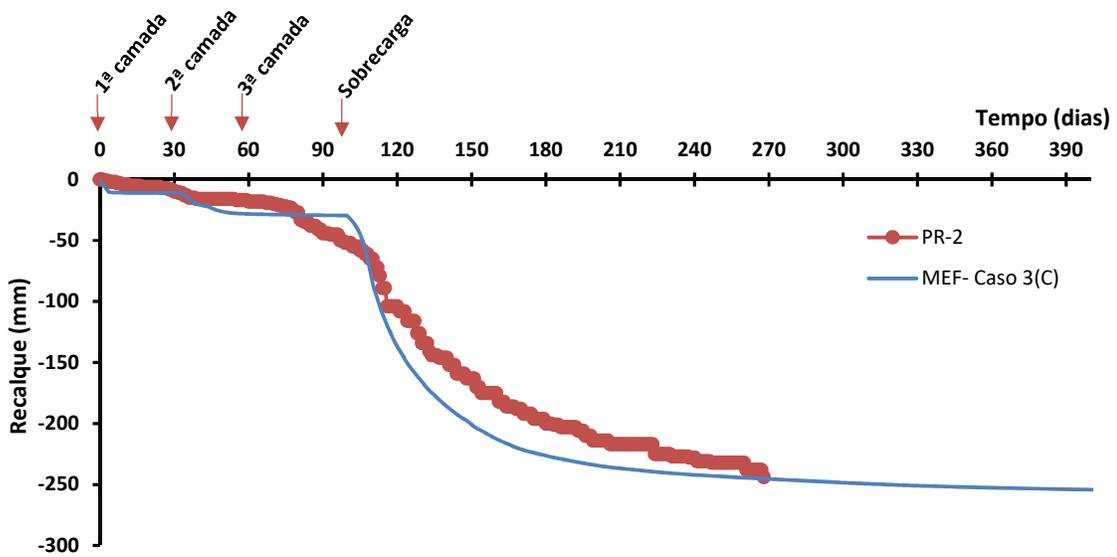


Figura 5.10 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-02) *versus* obtido (modelo numérico).

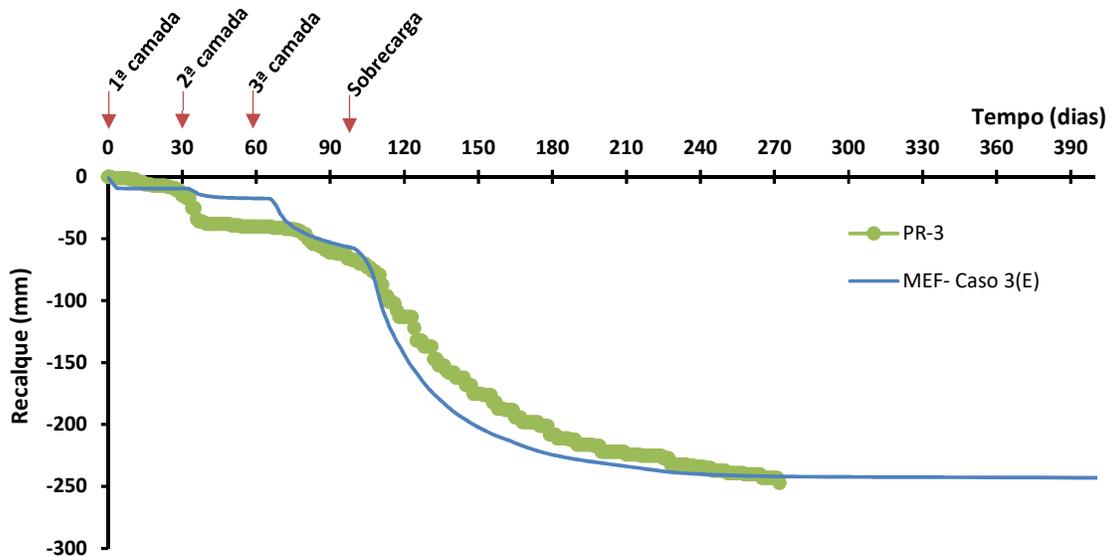


Figura 5.11 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-03) *versus* obtido (modelo numérico).

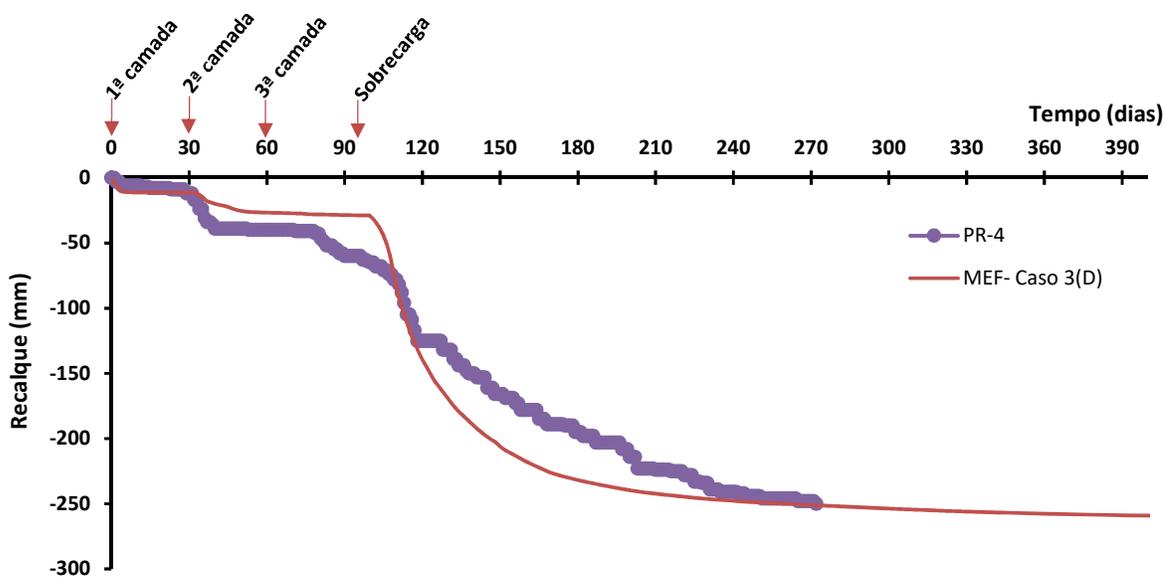


Figura 5.12 - Caso 3, recalque medido (leitura PR-04) *versus* obtido (modelo numérico).

Este caso de análise é semelhante ao disposto no item 5.1.2, mas há a inserção de períodos de adensamento após a execução de cada camada de aterro. Assim, a opção de cálculo *consolidation* foi utilizada para construção da camada de aterro, designado um intervalo de tempo, no caso de 4 dias. Isto porque o próprio sistema não permite a adoção de prazo de um único dia. A cada etapa de execução de uma camada de aterro, uma fase de adensamento era associada, com a mesma opção de cálculo *consolidation*, sem aporte de carga adicional, sem

que haja alteração na geometria e com intervalo de tempo condizente com o que ocorre em campo.

Observa-se pelas Figuras 5.9 a 5.12 que o resultado numérico é adequado aos dados originados do campo. De fato, o caso 3 simulado delinea bem o andamento real da obra, tendo em vista que a solução para construção de aterros sobre solos moles foi feito em etapas, e após a execução de cada camada do aterro aguardou-se um período de 30 dias para que houvesse a dissipação do excesso de poropressão de modo que a estrutura estivesse estável para receber a próxima camada. Examina-se dos resultados apresentados que nos 100 dias iniciais há deslocamentos verticais, estando em harmonia com o aferido monitoramento dos recalques.

5.1.4. Designação do caso de análise

Face as verificações obtidas nos itens 5.1.1 a 5.1.3, é patente a adoção do caso 3 para prosseguimento desta dissertação.

Os exames deste estudo foram baseados em resultados advindos de monitoramento em campo, ou seja, após a execução da obra. A situação permitiu desenvolver as análises numéricas no Plaxis com a opção de cálculo *consolidation* aplicando os intervalos de tempo reais para os períodos de adensamento.

No entanto, para o uso da opção de cálculo constante no caso três, é imperioso adotar um intervalo de tempo. Ocorre que na fase de projeto ainda não é possível estabelecer precisamente o prazo que os aterros sobre solos moles serão construídos. O que se pode definir, de maneira aproximada e preliminar, é o tempo máximo de execução e, para tanto, podem ser definidos intervalos que constituirão cada etapa de construção.

Assim, uma alternativa seria, portanto, adotar a metodologia de cálculo proposta para caso 1, pois no que pese não estabelecer o desenvolvimento de uma curva tempo *versus* recalque ideal, o valor absoluto dos deslocamentos verticais obtidos são aproximadamente os reais. É possível prever, assim, os recalques máximos que ocorrerão em campo e utilizar como balizador para a definição da solução de projeto.

5.2. ANÁLISE NUMÉRICA VERSUS AM-V, PZ E IN

Determinada a metodologia mais adequada para proceder às análises numéricas (caso 3), prosseguiu-se com os estudos com o objetivo de se obter os mais variados resultados do comportamento de um aterro executado sobre solo mole.

Para tanto, a associação da ferramenta numérica com os dados do monitoramento da seção estudada permitiu aferir a capacidade de se retratar a obra, conforme disposto no item 5.1, e este tópico trará as conclusões referentes aos demais instrumentos de monitoramento da SI-02. Além disso, a avaliação disposta no item 5.4 indica se a solução adotada para melhoramento dos solos moles é razoável, se de fato as colunas de brita eram necessárias para desenvolvimento da obra. Por fim, no item 5.5, face a diversidade de parâmetros existentes na literatura relativos ao ângulo de atrito e módulo de elasticidade das colunas de brita e do material do aterro, bem como a dilatância das colunas granulares, pretendeu-se verificar a magnitude do impacto no desenvolvimento dos recalques.

5.2.1. Simulação numérica versus AM-V

A Tabela 5.5 representa que os recalques finais obtidos pelo *software* estão em sincronia com os valores medidos nas aranhas do extensômetro magnético vertical (AM-V), da E1388, caracterizando o bom comportamento do modelo.

Tabela 5.5 - Simulação numérica *versus* AM-V, E1388

Sensores	BR-135/MA		Simulação Numérica
	Profundidade de instalação (m)	Recalque (mm)	Recalque (mm)
Placa de Referência	0,27	282	266,2
Aranha 1	2	216	217,6
Aranha 2	3,47	150	162,5
Aranha 3	4,19	97	95,19
Fundo de referência	9,79	5	7,62

Impende destacar que a leitura inicial constante do relatório de monitoramento para AM-V, SI-02, só ocorreu aos 55 dias e está com recalque nulo, o que não condiz com as leituras das placas de recalques para mesma seção instrumentada. Infere-se que a equipe considerou a leitura zero como referência. A segunda leitura ocorreu aos 103 dias, ou seja, logo após o término do aterro e já com execução da sobrecarga. A partir de então, as leituras seguiram com intervalos regulares.

Neste sentido, consideraram-se, na elaboração dos gráficos constantes nas Figuras 5.13 a 5.17, as leituras geradas pelo programa de elementos finitos no primeiro dia de construção do aterro, aos 55 dias e após a colocação da sobrecarga, quando então se utilizou todos os dados obtidos.

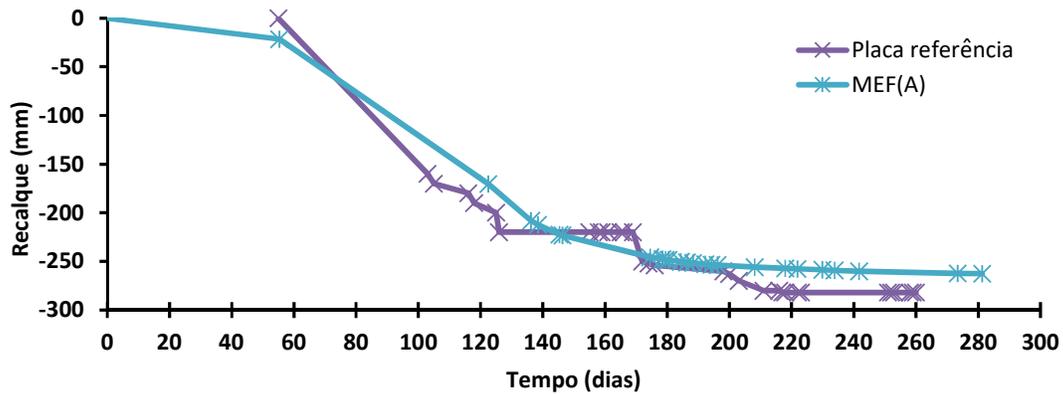


Figura 5.13 - Deslocamentos verticais na profundidade de 0,27 m, MEF versus AM-V, E1388.

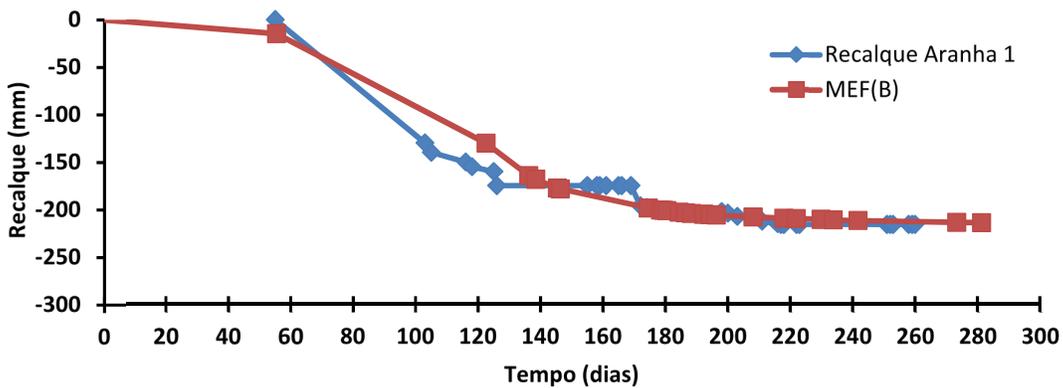


Figura 5.14 - Deslocamentos verticais na profundidade de 2 m, MEF versus AM-V, E1388

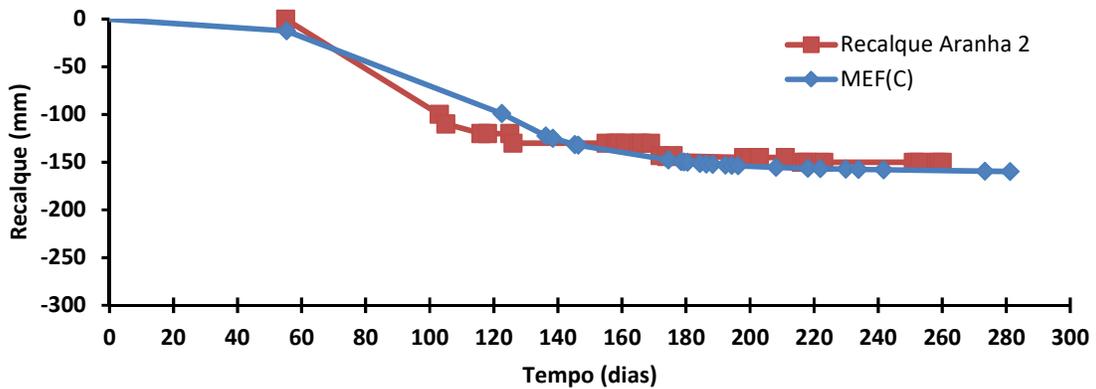


Figura 5.15 - Deslocamentos verticais na profundidade de 3,47 m, MEF versus AM-V, E1388.

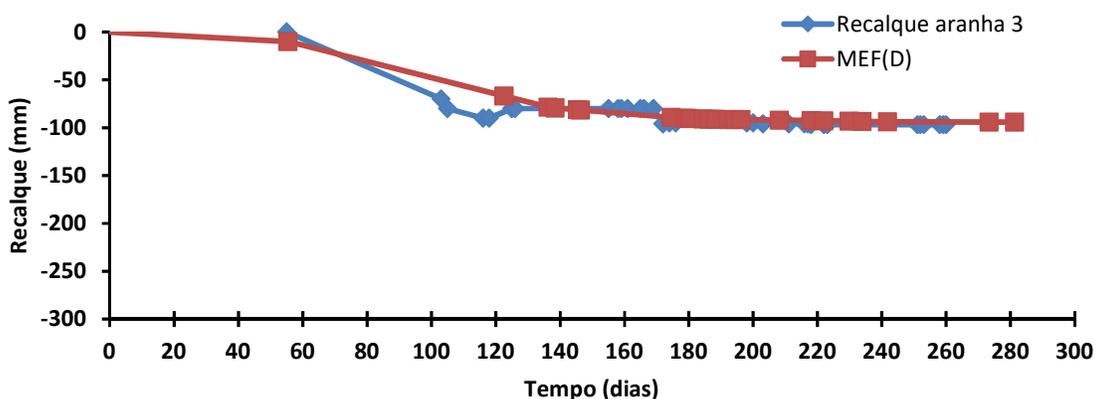


Figura 5.16 - Deslocamentos verticais na profundidade de 4,19 m, MEF versus AM-V, E1388.

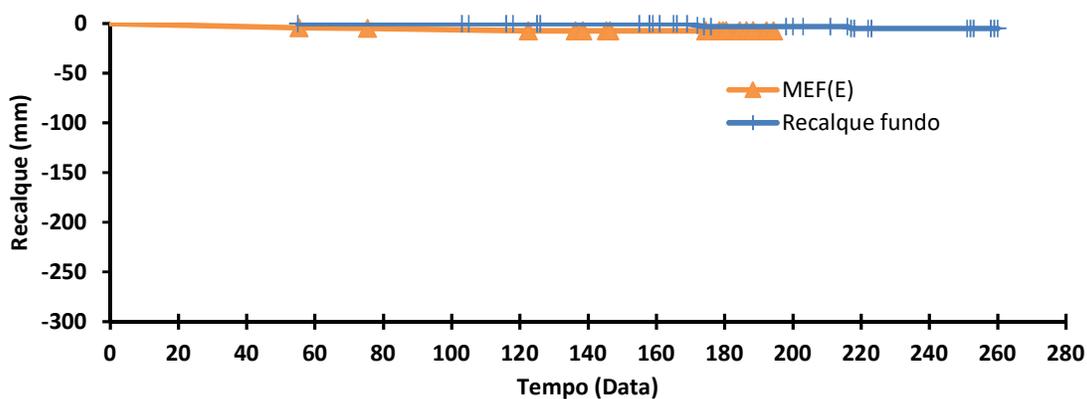


Figura 5.17 - Deslocamentos verticais na profundidade de 9,79 m, MEF versus AM-V, E1388.

Face aos gráficos constantes das Figuras 5.13 a 5.17, resta caracterizada a sintonia entre a previsão numérica e os dados de monitoramento, tanto quanto aos recalques máximos como o seu desenvolvimento ao longo do tempo.

5.2.2. Simulação numérica versus PZ

Conforme exposto no item 4.3, as camadas do aterro foram executadas em quatro fases, sendo cada fase dividida em duas etapas, uma de construção e outra de adensamento. Neste sentido, as Figuras 5.18 a 5.22 reproduzem que, após cada etapa de construção, gerou-se um excesso de poropressão máximo de 18 kPa. No entanto, observa-se por meio das Figuras 5.23 a 5.26 que há dissipação do excesso de poropressão no decorrer do adensamento, até a etapa final do processo em que todo o excesso é dissipado.

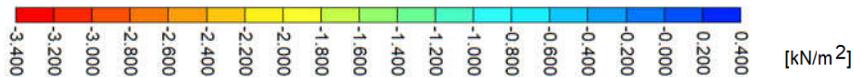
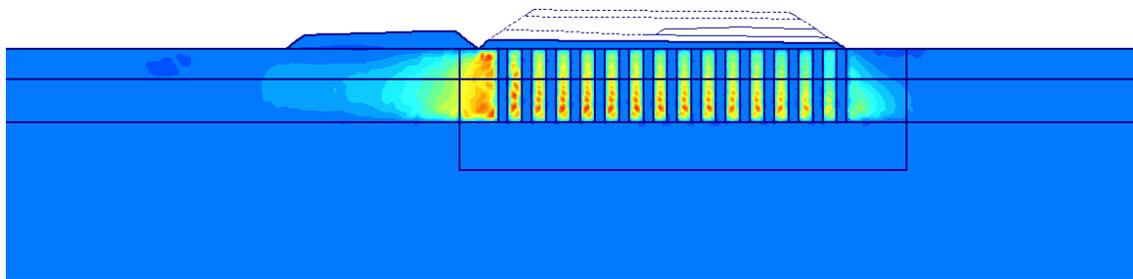


Figura 5.18 - Excesso de poropressão obtido após construção da 1ª camada - $\Delta u = 3,34 \text{ kN/m}^2$, $t = 4$ dias.

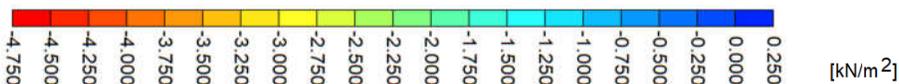
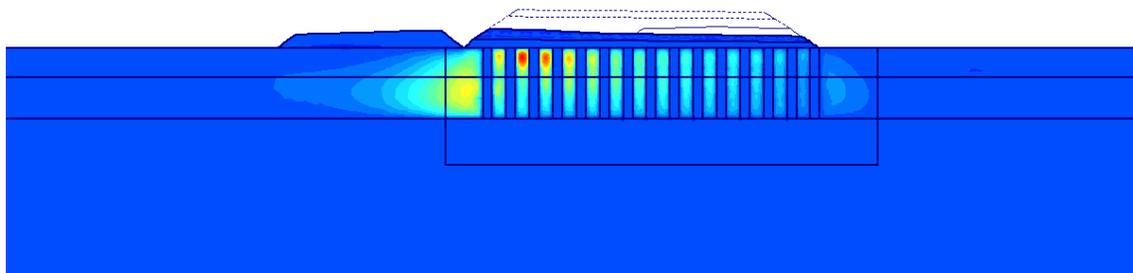


Figura 5.19 - Excesso de poropressão obtido após construção da 2ª camada - $\Delta u = 4,62 \text{ kN/m}^2$, $t = 37$ dias.

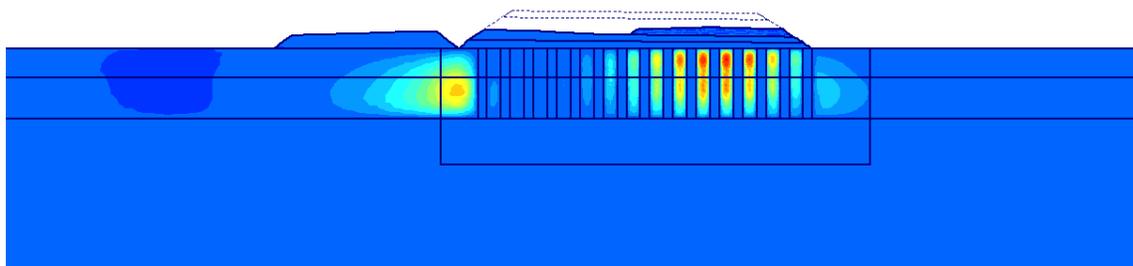


Figura 5.20 - Excesso de poropressão obtido após construção da 3ª camada - $\Delta u = 5,43 \text{ kN/m}^2$, $t = 70$ dias.

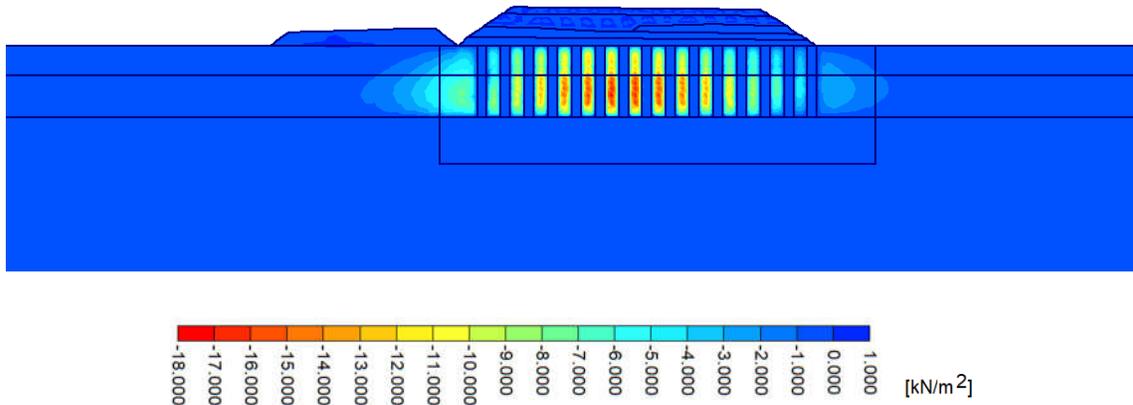


Figura 5.21- Excesso de poropressão obtido após aplicação da sobrecarga - $\Delta u = 17,72 \text{ kN/m}^2$, $t = 110$ dias.

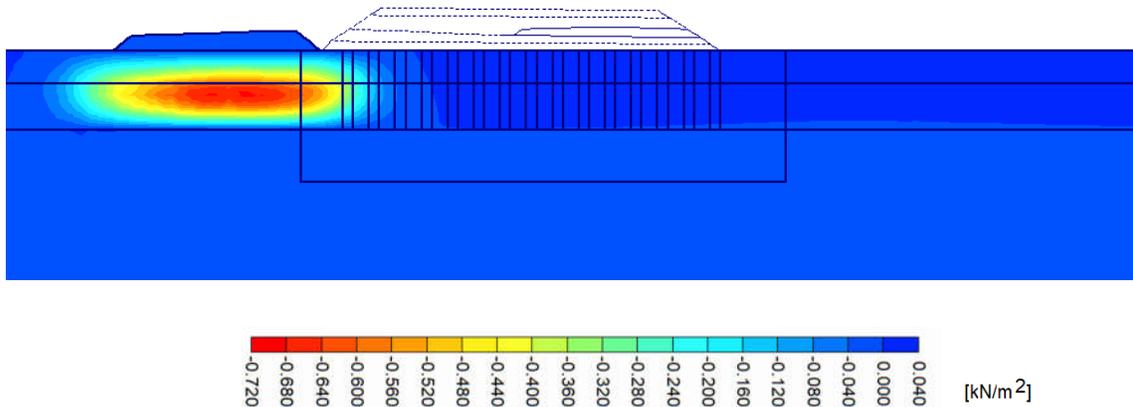


Figura 5.22- Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da pista antiga - $\Delta u = 0,7 \text{ kN/m}^2$.

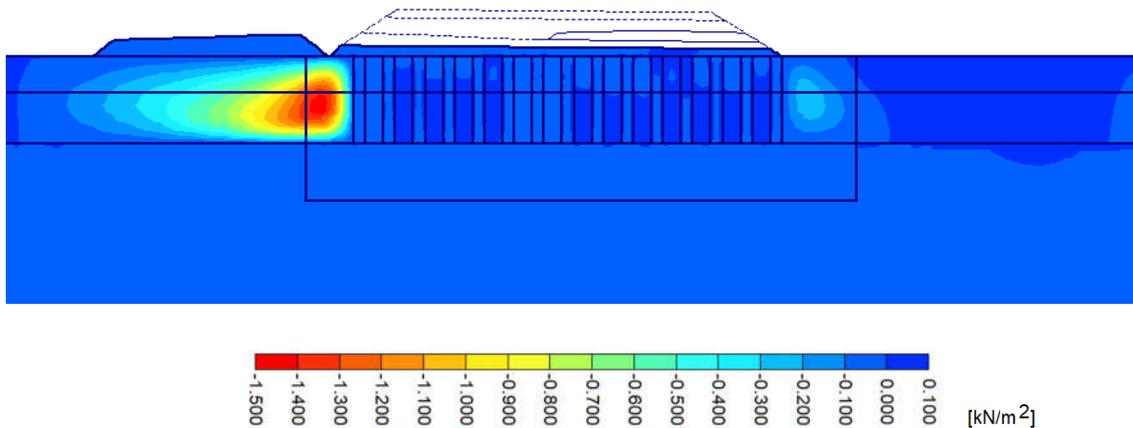


Figura 5.23 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da 1ª camada - $\Delta u = 1,45 \text{ kN/m}^2$, ($t = 33$ dias).

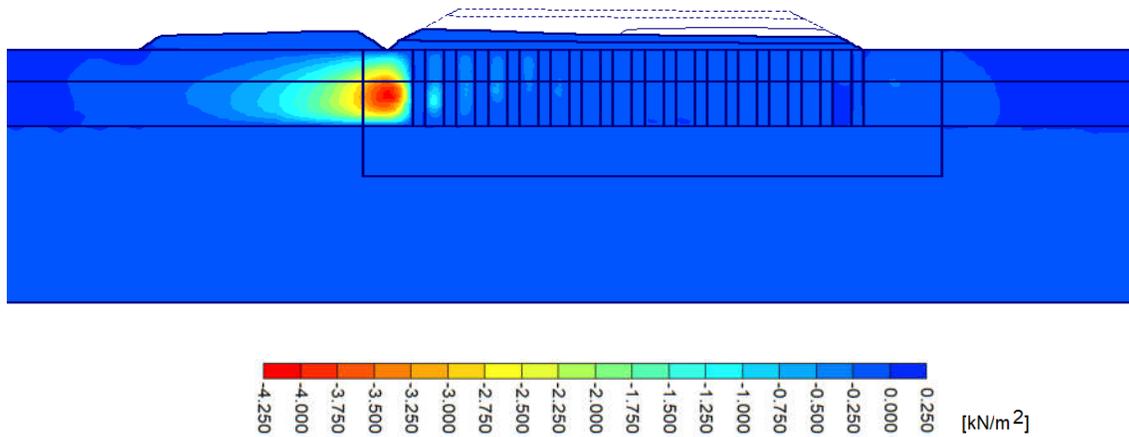


Figura 5.24 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da 2ª camada - $\Delta u = 4,15 \text{ kN/m}^2$, ($t = 66$ dias).

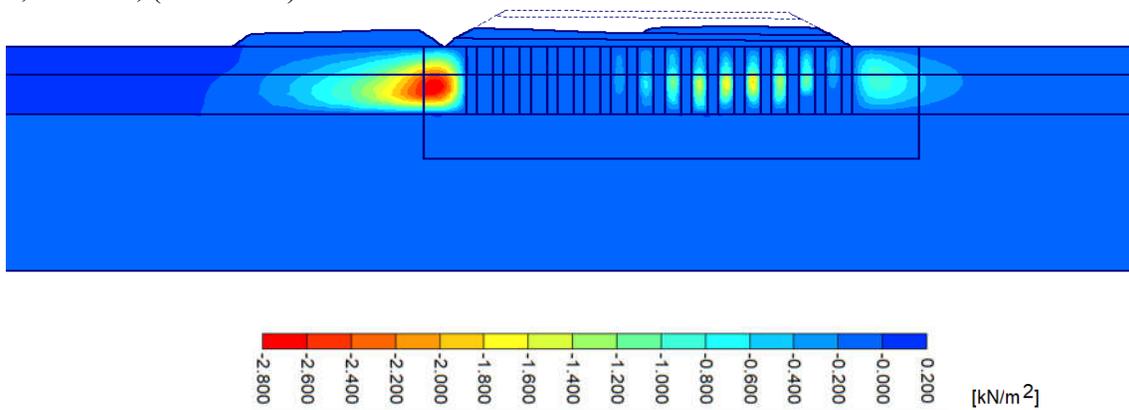


Figura 5.25 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da 3ª camada - $\Delta u = 2,76 \text{ kN/m}^2$ ($t = 100$ dias).

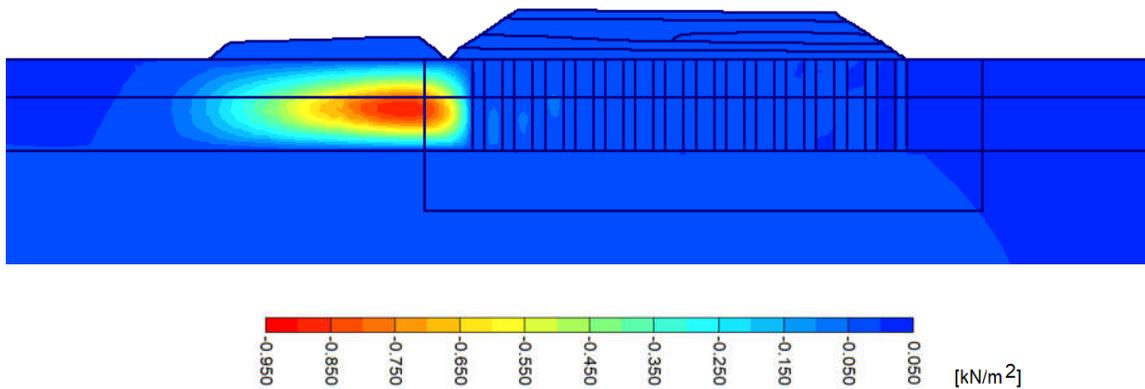


Figura 5.26 - Excesso de poropressão obtido no final do adensamento da sobrecarga - $\Delta u = 0,9 \text{ kN/m}^2$ ($t = 270$ dias).

O fato de haver, ainda que pequeno, excesso de poropressão durante a execução do aterro demonstra que o solo também recebeu carga. Neste sentido, o gráfico da Figura 5.27 apresenta

o acréscimo de tensão vertical na fundação devido ao carregamento do aterro. O solo mole recebeu, em média, 25 kPa de carga, enquanto a tensão vertical aplicada nas colunas de brita foi, em média, de 125 kPa, ou seja, as colunas foram cinco vezes mais solicitadas do que o solo.

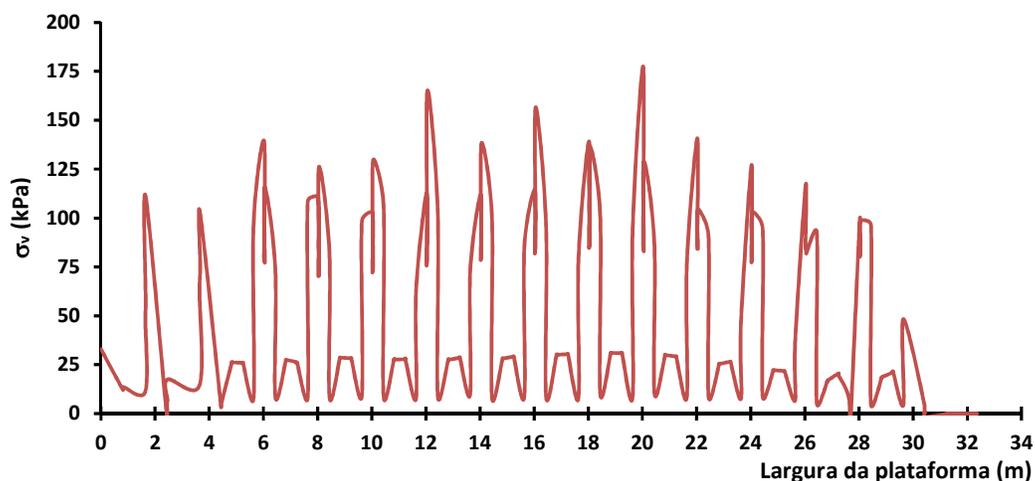


Figura 5.27 – Resultado MEF da tensão vertical aplicada ao final do processo de execução do aterro.

Assim, após a identificação que o solo recebeu parte do acréscimo de tensão vertical devido ao carregamento, é possível concluir que o resultado do Plaxis, apresentado na Figura 5.28, referente ao excesso de poropressão do PZ-2, localizado a 3,75 m de profundidade (Figuras 3.37 e 3.38), portanto, próximo ao meio da camada compressível, mostra-se razoável. Isto porque o MEF detecta picos de poropressão durante a execução do aterro, com valor mais representativo aos 100 dias, quando houve o aporte da sobrecarga. Observa-se, também, que após os picos, ocorre sua dissipação, face aos períodos de adensamento posteriores ao carregamento.

Em campo, o PZ-2 não foi capaz de retratar a geração do excesso de poropressão face a execução do aterro. Sob esse ponto de vista, conclui-se que o piezômetro apresentou mau funcionamento nas obras de duplicação da BR-135/MA.

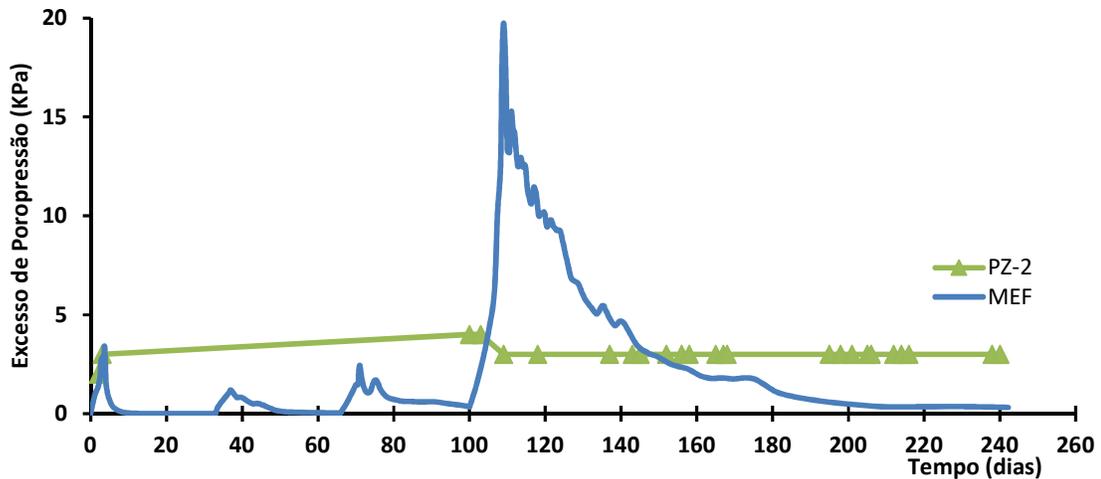


Figura 5.28 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-2) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ2).

Os piezômetros 1, 3 e 5 encontravam-se próximos a cota de fundo do solo mole, 5,75 m, Figuras 3.37 e 3.38. O modelo numérico, Figuras 5.29 a 5.31, ratificou que durante o período de construção das etapas do aterro o excesso de poropressão foi pequeno e houve tempo para que boa parte fosse dissipada, ocorrendo um pico aos 100 dias quando foi executada a sobrecarga. Os dados de campo, novamente, não foram capazes de retratar a geração do excesso de poropressão face ao carregamento aplicado.

Soma-se ao fato que alguns resultados do PZE-3 e PZE-5, Figuras 5.30 e 5.31, medidos em campo apresentam valores negativos, o que não corresponde à situação de solo mole saturado, em que não há sucção. Este comportamento é inesperado, acredita-se que, de fato, houve um mau funcionamento do instrumento.

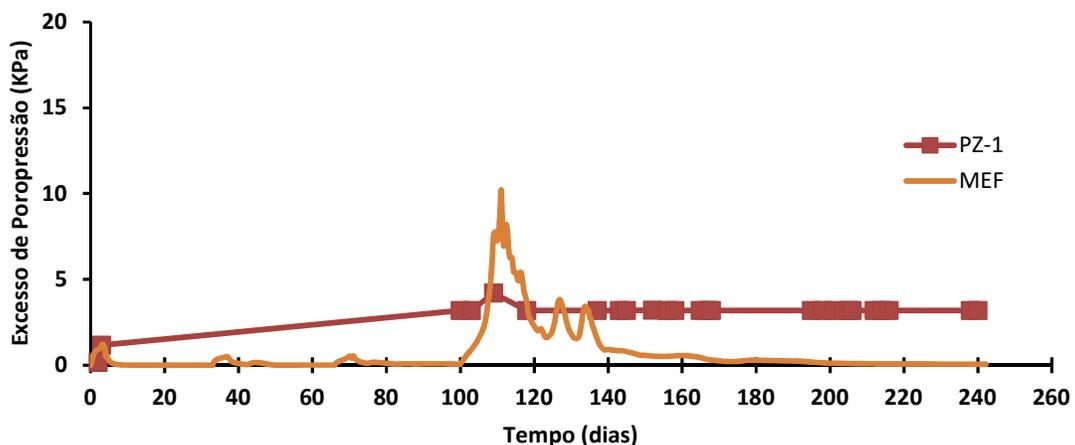


Figura 5.29 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-1) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ1).

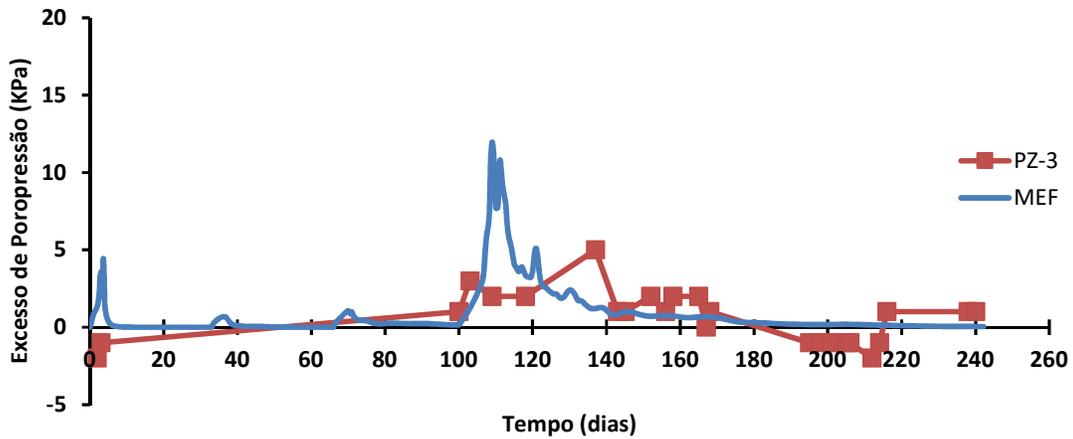


Figura 5.30 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-3) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ3).

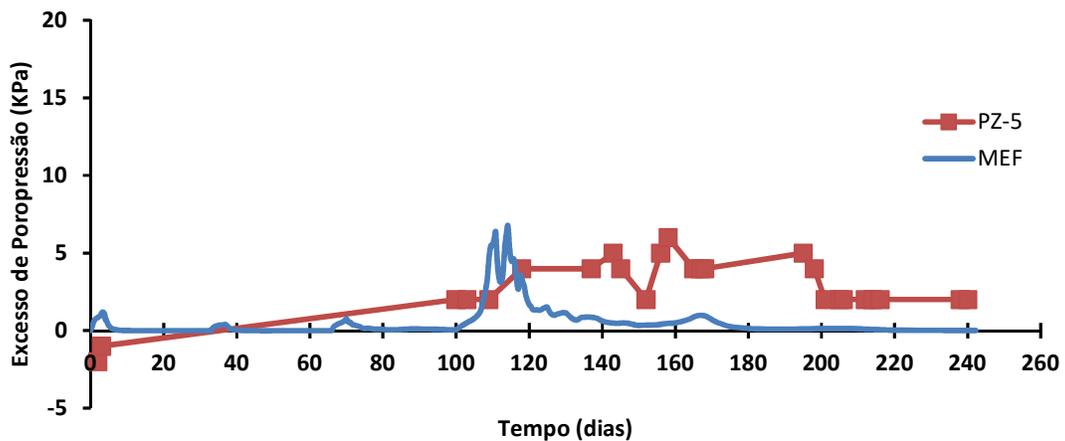


Figura 5.31 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-5) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ5).

O PZ-4 encontrava-se na camada competente, a 10 m de profundidade, o que justifica o regime completamente hidrostático acusado pelo resultado numérico (Figura 5.32). As leituras em campo, porém, resultaram em erro, face aos valores negativos dispostos.

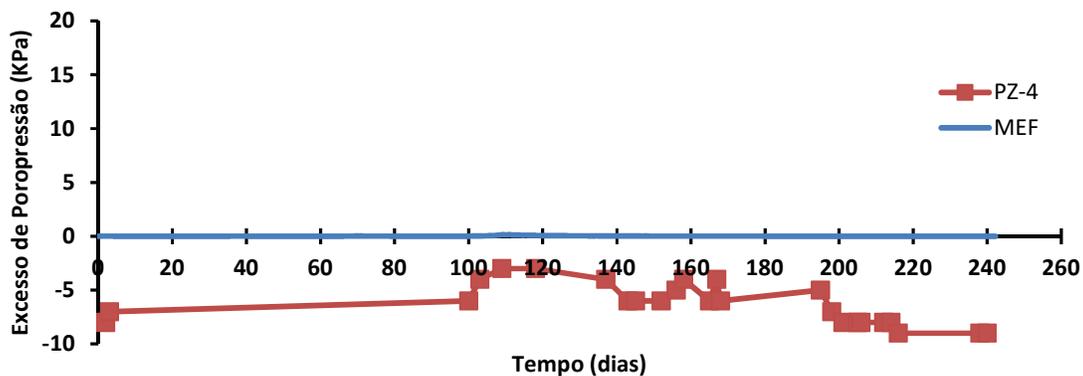


Figura 5.32 - Comparativo entre excesso de poropressão entre valores medidos em campo (PZ-4) e advindos do modelo numérico (MEF-PZ4).

5.2.3. Inclinômetro

Conforme disposto no item 3.3.4.5, o Inclinômetro da SI-02 apresentou problemas, foi danificado, teve sua contagem zerada e somente seis leituras foram realizadas, entre os dias 26/01/15 e 26/02/15 (DNIT, 2015). Assim, a ferramenta numérica foi utilizada para outro fim, que não o de verificar o ocorrido em campo.

A fim de observar a estabilidade do aterro face a seu deslocamento horizontal, recorreu-se ao MEF para comparar a situação da construção do aterro sem e com a execução das colunas granulares.

Sendo assim, as representações em perfil dos deslocamentos horizontais podem ser visualizadas nas Figuras 5.33 e 5.34 seguindo a sequência cronológica, fase a fase, dos resultados das análises. A primeira etapa de construção do aterro não consta nos gráficos pois o deslocamento calculado foi irrelevante.

O programa gerou um deslocamento horizontal total de 19 cm nas simulações sem colunas de brita (Figura 5.33). Já o resultado do *software* considerando as colunas foi de apenas 4 cm (Figura 5.34). Nesse sentido, a execução do aterro sobre solos moles com o melhoramento das colunas granulares promoveu uma redução do deslocamento horizontal.

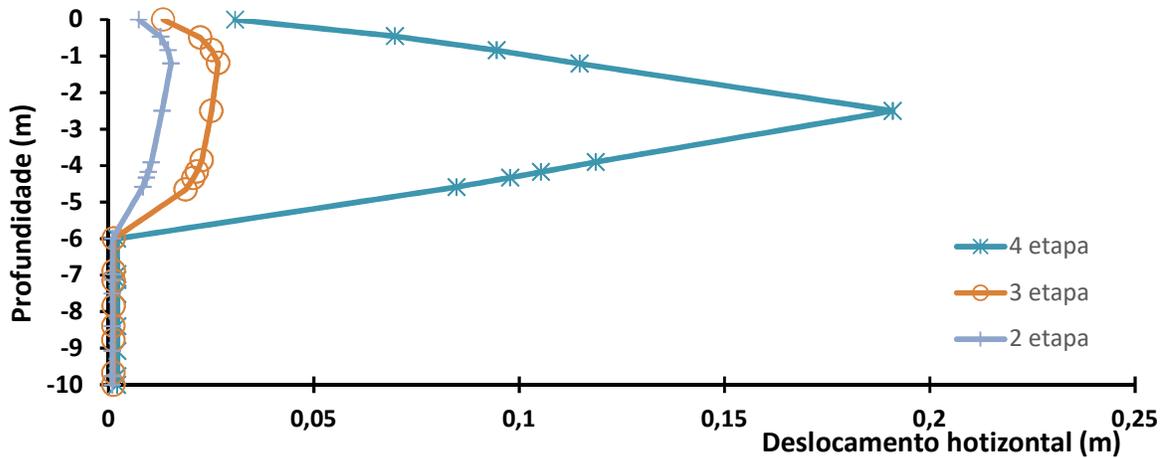


Figura 5.33 - Deslocamento horizontal de 19 cm, simulação sem colunas granulares.

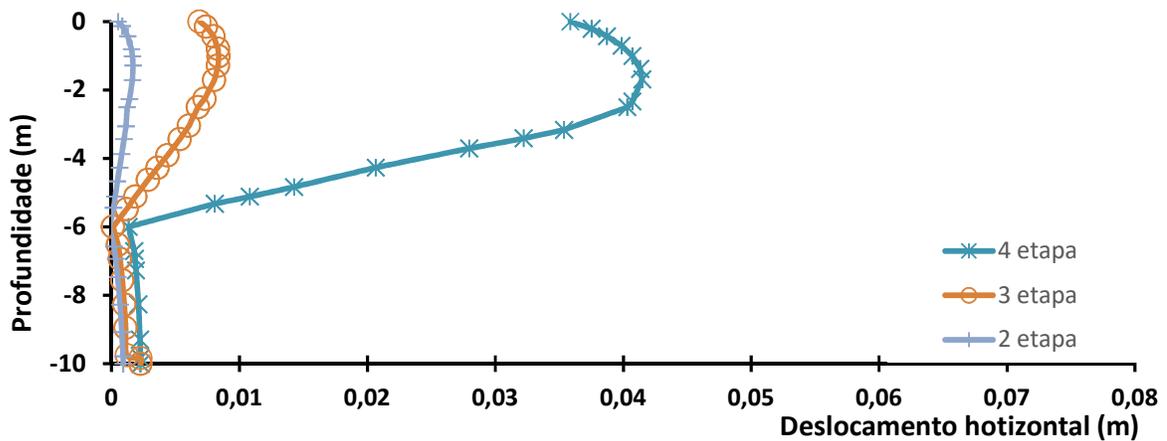


Figura 5.34 - Deslocamento horizontal de 4 cm, simulação com colunas granulares.

Assim, a execução das colunas de brita corroboraram para manter a pista antiga sem ocorrências, tais como o aparecimento de trincas, visto que a solução adotada culminou, pelo modelo numérico, em um deslocamento lateral mínimo.

5.3. MEF VERSUS MÉTODO ASAOKA

Neste passo, a análise colacionou o resultado obtido com a simulação no programa de elementos finitos e o método de análise de desempenho de Asaoka.

Um método muito prático e de fácil aplicação para a estimativa de recalques totais e do coeficiente de consolidação *in situ* foi proposto por Asaoka (1978), sendo utilizado para a análise de observações de recalque de um carregamento sobre fundação mole, é uma ferramenta muito útil nos casos em que se dispõe de medições de recalque (Ortigão, 2007).

O método, modificado por Magnan e Deroy (1980), baseia-se na teoria de Terzaghi, adicionando o cálculo da drenagem horizontal e a combinação das drenagens verticais e horizontais (radial e vertical). Segundo Almeida (1996), o método de Asaoka, ao contrário da equação de Terzaghi, é válido mesmo no caso da variação de permeabilidade (k_v) e do coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) durante o processo de adensamento, desde que o coeficiente de adensamento permaneça constante.

A análise dos dados de recalque, por meio do método adotado, permite uma boa estimativa do recalque a tempo infinito, desde que durante as observações a porcentagem de recalque seja superior a 60%. O procedimento para utilização do método está descrito a seguir (Almeida e Marques, 2010):

- Traçar a curva recalque *versus* tempo;
- Dividir a curva em valores de tempo igualmente espaçados (Δt constante), conforme Figura 5.35;
- Plotar no gráfico os valores ρ_i e ρ_{i-1} , em um sistema de eixos cartesianos de mesma escala vertical e horizontal (Figura 5.36);
- Ajustar uma reta por meio dos pontos (linha de tendência), obter a inclinação β ;
- Traçar a reta de 45° e obter o recalque final (interseção da reta com a curva plotada, Figura 5.36).

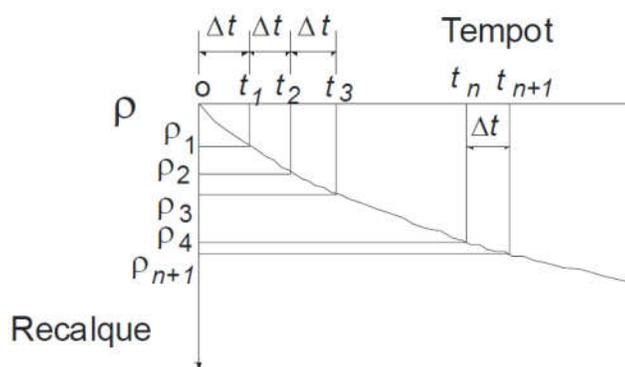


Figura 5.35 - Curva tempo *versus* recalque, intervalos de tempo igualmente espaçados (Almeida e Marques, 2010).

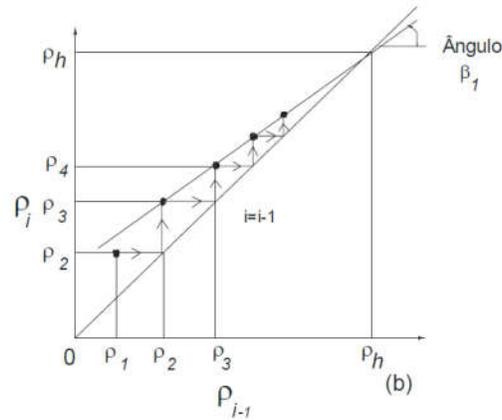


Figura 5.36 - Curva tempo *versus* recalque, intervalos de tempo igualmente espaçados (Almeida e Marques, 2010).

De acordo com a metodologia descrita, e com as curvas recalque *versus* tempo já apresentadas na Figura 3.40, determinaram-se os recalques para períodos pré-determinados de 12 dias.

Para elaborar o gráfico de Asaoka (ρ_i *versus* ρ_{i-1}), considerou-se os recalques somente após 60% do deslocamento vertical máximo calculado pelas placas de recalques (270 mm), que corresponde a 162 mm, ocorrendo, em torno dos 140 dias consoante média dos valores aferidos pelas placas de recalques. Isto posto, obteve-se para cada placa de recalque, os gráficos apresentados nas Figuras 5.37 a 5.40.

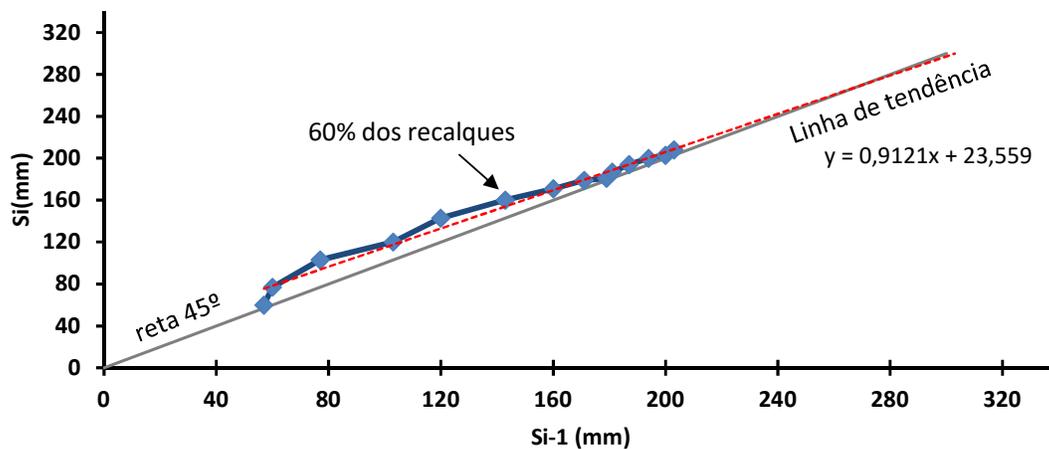


Figura 5.37 - Método de Asaoka na PR-01, E1388.

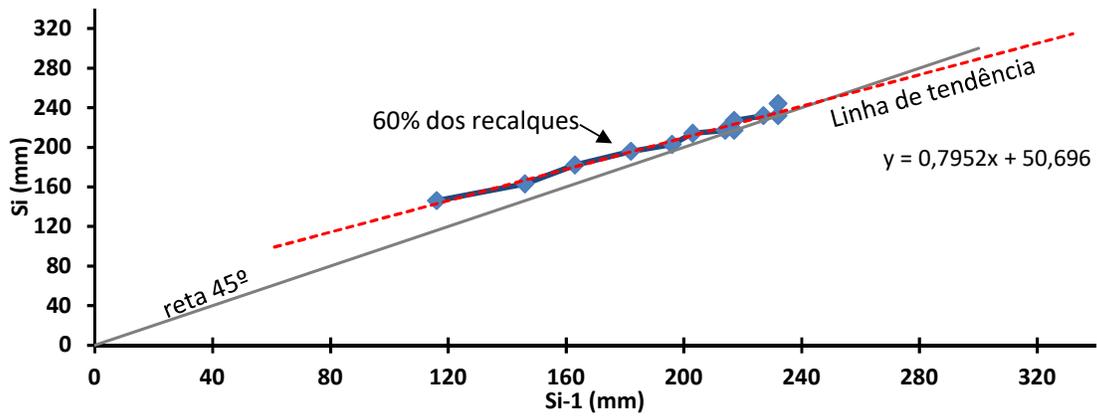


Figura 5.38 - Método de Asaoka na PR-02, E1388.

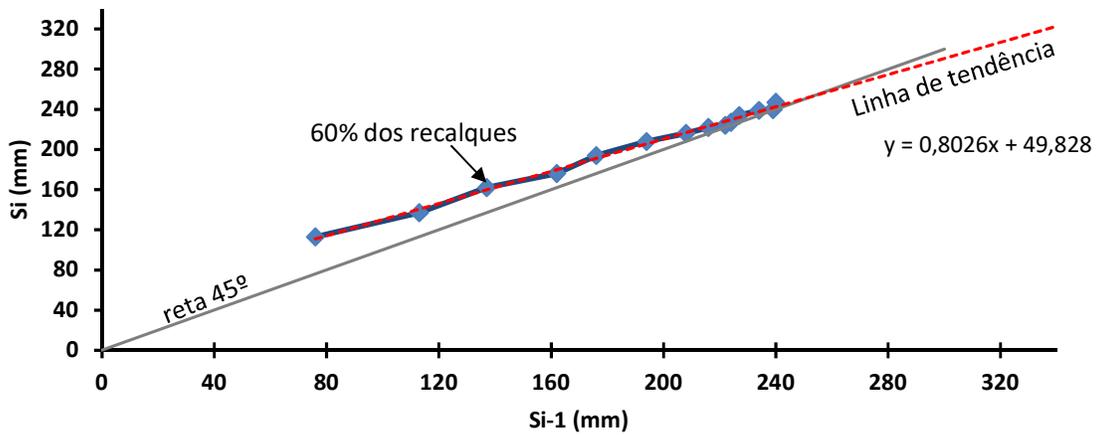


Figura 5.39 - Método de Asaoka na PR-03, E1388.

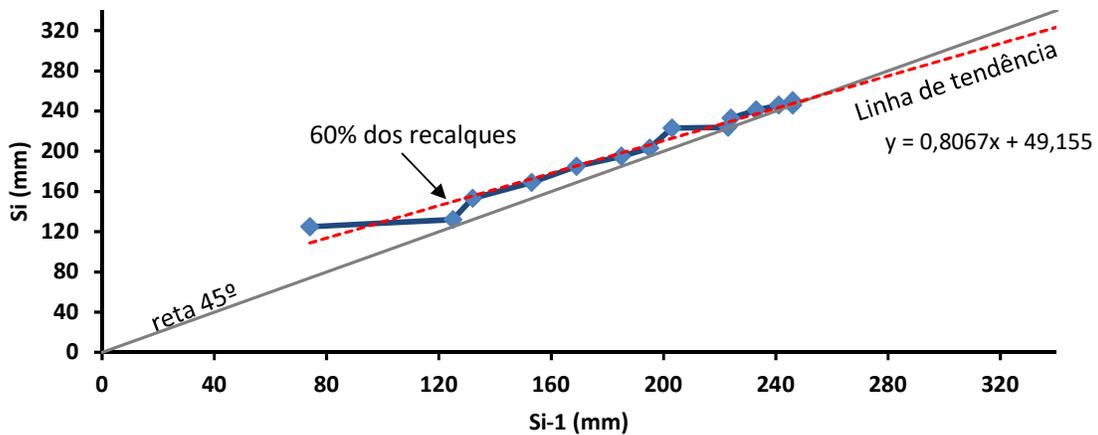


Figura 5.40 - Método de Asaoka na PR-04, E1388.

Das equações advindas da reta que compõe a linha de tendência com sua interseção no tempo infinito com a reta a 45° traçada nas Figuras 5.37 a 5.40, tem-se os recalques previstos pelo

método, compilados na Tabela 5.6, juntamente com os valores aferidos em campo e os oriundos do MEF. Observa-se, portanto, que os métodos analíticos e numéricos e as placas de recalques possuem uma boa aderência face a magnitude dos recalques para a seção em estudo.

Tabela 5.6 - Placas de recalque *versus* MEF *versus* Asaoka.

Método para aferição	Recalques obtidos (mm)			
	PR-01	PR-02	PR-03	PR-04
Medição na obra	208	244	247	250
Análise numérica	211	248	241	253
Previsão Asaoka	268	247	252	254

5.4. ANÁLISE SOBRE A EFICÁCIA DAS COLUNAS DE BRITA

A construção de aterros sobre solos moles é bastante comum no Brasil. Os solos moles estão presentes em todo o litoral brasileiro e face sua baixa capacidade, é preciso traçar uma estratégia de como lidar com os recalques e garantir a estabilidade dos aterros. Para tanto, frente à gama de possíveis soluções é preciso conduzir a elaboração do projeto levando-se em conta a economicidade, o programa de construção do empreendimento e os anseios da sociedade.

Face ao exposto, considerando que a metodologia de dimensionamento da solução de projeto advém de método analítico (Aboshi *et al.*, 1979), por meio do uso da ferramenta numérica buscou-se verificar a efetividade das colunas de brita.

Para tanto, a fim de investigar o efeito do tempo de adensamento, o estudo de caso, SI-02, E1388, foi modelado sem a solução das colunas de brita, apenas com a execução do geotêxtil e sobrecarga. Adotou-se o modelo Soft Soil para o solo mole e Mohr-Coulomb para material de aterro, camada competente, camada drenante e colunas granulares, com os parâmetros discorridos no item 4.1.2, Tabela 4.1 e Tabela 4.2, em suma, utilizando a mesma geometria e parâmetros do solo. Posteriormente, fez-se o cotejamento dos resultados com os advindos das análises numéricas que consideraram a melhoria do solo, apresentados no item 5.1.3.

A simulação da execução do aterro da estaca E-1388 sem as colunas de brita resultou num recalque total máximo de 1,10 m, em 1323 dias (Figura 5.41). Com o tratamento do solo mole o recalque máximo calculado foi de 27 cm em 270 dias (Figura 5.42). Desta forma, a solução de projeto adotada representou uma diminuição de 75% dos recalques e possibilitou a

construção do aterro em 20% do tempo. A Tabela 5.7 apresenta os resultados dos recalques aferidos no Plaxis para as simulações executadas sem e com as colunas granulares

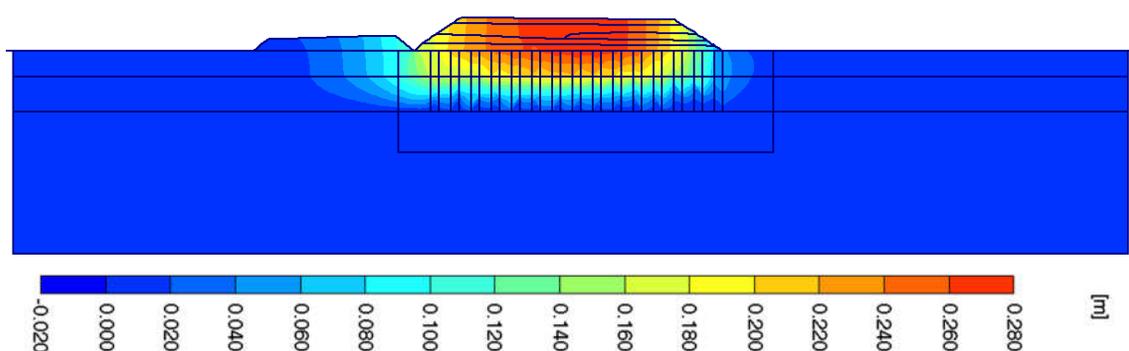
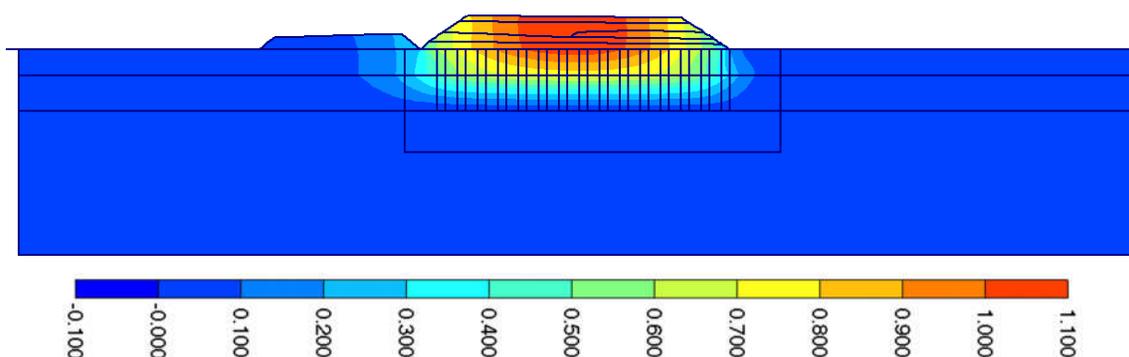


Figura 5.42 - Deslocamentos verticais obtidos com colunas de brita para E1388 (recalque máximo de 0,28m).

Tabela 5.7 - Recalques obtidos para E1388, para os casos sem coluna de brita e com coluna de brita.

Localização	Sem coluna de brita		Com coluna de brita	
	Recalque (mm)	Tempo (dias)	Recalque (mm)	Tempo (dias)
PR-01	802	1323	202	275
PR-02	756	1323	245	275
PR-03	925	1323	242	275
PR-04	1039	1323	251	275

A Figura 5.43 ilustra a previsão do comportamento dos recalques ao longo do tempo para as situações com e sem colunas granulares.

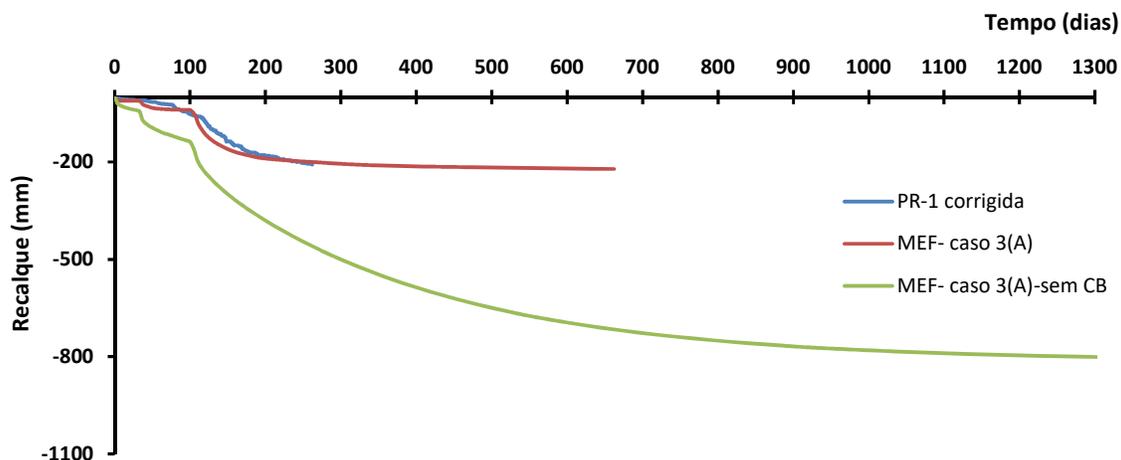


Figura 5.43 - Previsão numérica dos recalques ao longo do tempo para aterro executado com e sem colunas de brita, para PR-01.

É latente o efeito da solução adotada para execução de aterro sobre solo mole. Em um cronograma apertado, no qual a obra precisa ser entregue a sociedade para fins de trafegabilidade, o tempo de execução é bem menor. No nosso caso, 80% mais rápido, tendo em vista que o aterro estabilizou em nove meses, e levaria três anos e meio caso não se tivesse adotado as colunas de brita. Outra questão é o recalque obtido (27 cm), quatro vezes menor que o previsto.

A questão da governança e a demanda da sociedade é, asseguradamente, o ponto decisório para a solução a ser adotada nas obras rodoviárias assentes sobre solos moles. O custo da coluna de brita é elevado e representou 40% do orçamento total da obra. Caso fosse previsto uma solução tradicional, como geogrelha e aplicação de sobrecarga, o tempo de execução seria bem maior e o custo, provavelmente, menor, mas o atendimento a demanda da população seria postergado, numa região com um volume médio diário de 25.000 veículos/dia, bastante expressivo. Sem contar a questão ambiental, visto que volume de aterro necessário numa solução tradicional seria bem superior, impactando nas jazidas e nas distâncias de transportes que influenciariam no custo também.

Assim, face aos resultados advindos pelo MEF, a solução adotada para os solos moles nas obras de duplicação da BR-135/MA conduziram a recalques e tempo de construção menores quando comparado à situação sem colunas de brita, sendo efetiva na diminuição de recalques e no tempo de estabilização dos mesmos.

5.5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Este item trata de estudos paramétricos, comparando-se os resultados aferidos nas obras de duplicação da BR-135/MA e a sensibilidade de alguns parâmetros nas análises numéricas, a fim de verificar o impacto na magnitude dos recalques.

O propósito deste item envolve entender quais as informações devem constar, quais ensaios e parâmetros são mais sensíveis, o que é preciso tratar com cautela para que o profissional da engenharia desenvolva seus anteprojetos e projetos sem incorrerem em erros exagerados.

Para tanto, com uso do Plaxis e considerando a mesma geometria, etapas de análises e demais parâmetros, verificou-se a influência da variação do ângulo de atrito, ângulo de dilatância e do módulo de Young da coluna de brita bem como do ângulo de atrito e do módulo de elasticidade do aterro. Um estudo paramétrico sobre a dilatância das colunas de brita também foi realizado.

5.5.1. Influência dos parâmetros das colunas de brita

No item 4.1.2, tratou-se das propriedades das colunas de brita e da divergência na literatura técnica a respeito dos valores adotados para o ângulo de atrito e para o módulo de elasticidade, tendo sido definido para as análises do estudo os valores de 40° e 40 MPa, respectivamente. A fim de se verificar a influência na magnitude dos recalques, foram realizados estudos paramétricos variando-se estes parâmetros, separadamente.

Assim, as curvas tempo *versus* recalque decorrentes das simulações numéricas com valores de ϕ'_{col} de 40° , 45° e 50° constam na Figura 5.44, para PR-01. Observa-se que quanto maior o ângulo de atrito menor o recalque. Assim, o valor de 40° produz recalques maiores.

Neste ponto cabe ressaltar a importância da compactação na coluna de brita em campo, que aumenta o ângulo de atrito, eleva a resistência, apresenta um comportamento melhor e, conseqüentemente, gera recalques menores. É justamente o que o método da vibrocompactação se propõe a fazer. Daí, também, o surgimento das colunas de brita encamisadas. Quanto mais confinada estiver a coluna, mais rígida e maior a atração da carga vertical, melhorando o desempenho da solução na minimização dos recalques.

Quanto ao aspecto numérico é simples. A coluna de brita foi representada pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e ao gerar uma curva tensão *versus* deformação com ângulo de atrito de 40° ela apresenta um comportamento. Ao se majorar esse parâmetro, a brita demorará

mais para plastificar então ela ficará mais tempo no trecho elástico, menos pontos plastificarão e a deformação será menor.

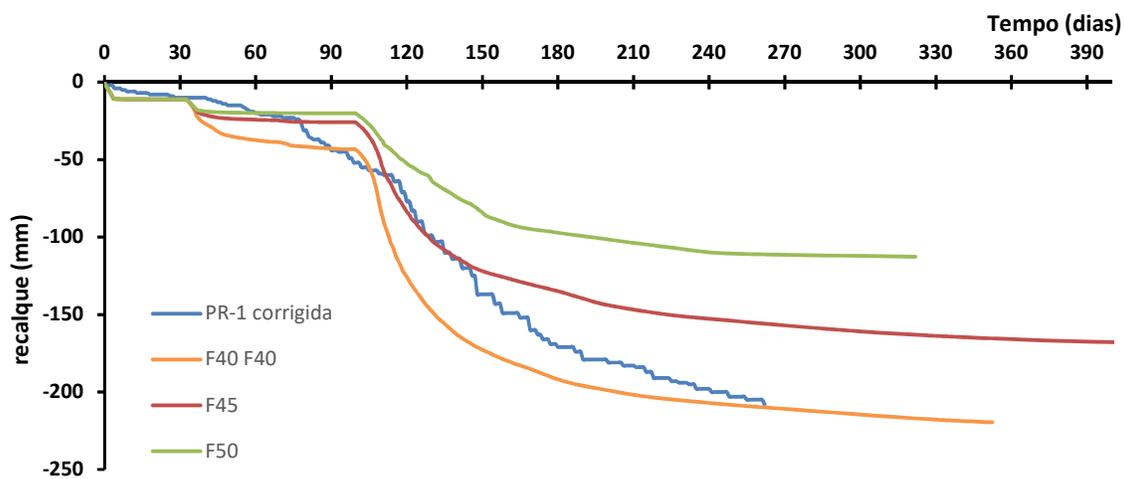


Figura 5.44 - Influência de ϕ'_{col} no recalque, para $\phi'_{col} = 40^\circ, 45^\circ$ e 50° (F40, F45 e F50, respectivamente).

Em relação ao módulo de Young, as simulações foram feitas com a variação do referido parâmetro de 10 a 120 MPa. Com o resultado do *software*, elaboraram-se as curvas tempo *versus* recalque (Figura 5.45, para PR-01). Observa-se que as análises com Módulo de Elasticidade variando de 40 a 120 MPa apresentaram os resultados praticamente coincidentes e plastificações ocorreram nas colunas de brita (Figura 5.46). No caso de um 10 MPa o recalque varia um pouco e a plastificação das colunas diminuem discretamente.

Outrossim, Lima (2012) observou que a pequena influência da rigidez da coluna de brita, também observada por Mitchell e Hube (1985), pode ser explicado devido à plastificação das colunas nas análises numéricas.

Em relação a pequena diferença ocorrida com a alteração do módulo de elasticidade para 10 Mpa, é possível explicar o motivo tendo em vista que para valores acima de 40 MPa a coluna já é bem mais rígida que o solo circundante, então não vai afetar a magnitude dos recalques se usar valores ainda maiores. No entanto, se adotar E_{col} de 10 Mpa, há uma aproximação do valor relativo ao solo mole e a diferença de rigidez solo-coluna não é tão acentuada, causando deslocamentos verticais maiores.

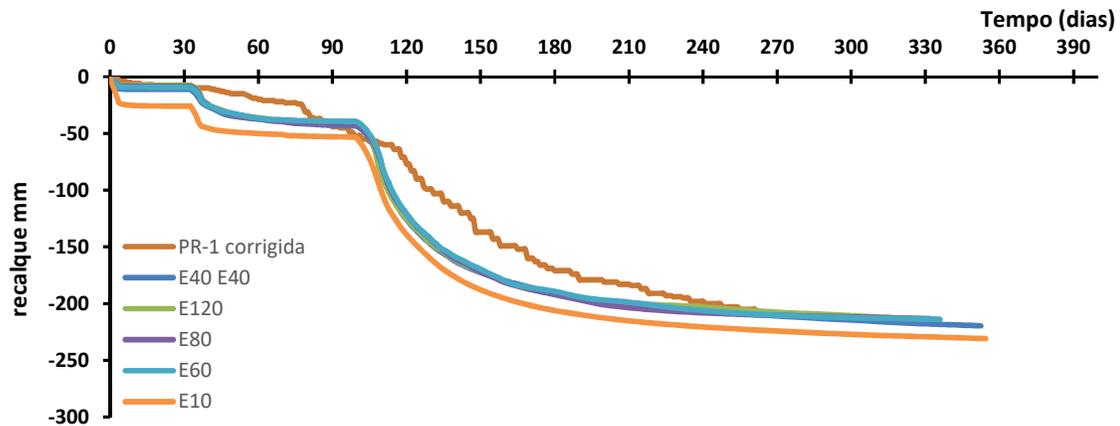


Figura 5.45 - Influência de E_{col} no recalque, para $E_{col}=10, 40, 60, 80$ e 120 MPa (E10, E40, E60, E80 e E120, respectivamente).

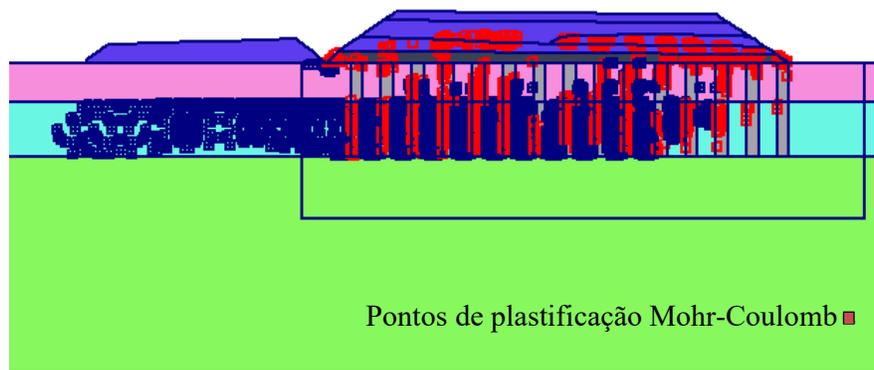


Figura 5.46 - Plastificação das colunas granulares para $E_{col}=40$ MPa

Quanto ao ângulo de dilatância das colunas de brita, ele relaciona a mudança de volume de uma massa de solo devido às tensões cisalhantes. Na literatura técnica, os valores de ψ_{col} variam na faixa de 0° a 20° , e como já exposto no item 4.1.2, foi adotado o valor de 0° que proporciona resultados com maiores recalques. Para verificar o peso do ψ_{col} nos resultados obtidos, foram realizadas análises no modelo com ângulos de dilatância de $0^\circ, 5^\circ$ e 10° , dispostas na Figura 5.47, para PR-01.

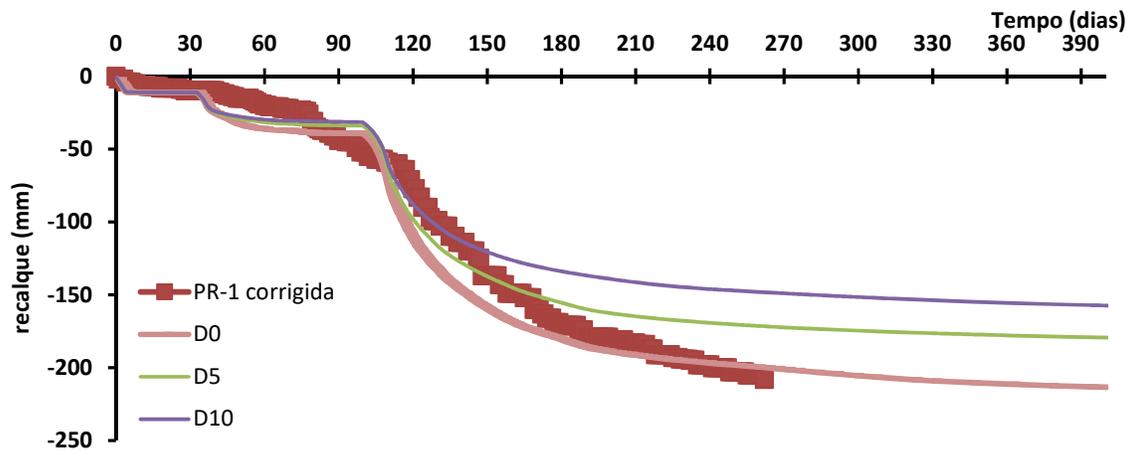


Figura 5.47 - Influência de ψ_{col} no recalque, para $\psi_{col} = 0^\circ$, 5° e 10° (D0, D5 e D10, respectivamente).

A simulação numérica demonstrou que o aumento da dilatância provoca uma diminuição dos recalques.

O fenômeno da dilatância define o comportamento volumétrico do solo durante a plastificação. No modelo Mohr-Coulomb, adotado para as colunas de brita, se $\psi = 0$ as deformações volumétricas plásticas são nulas; se $\psi > 0$ as deformações volumétricas plásticas são de dilatação.

As colunas de brita plastificaram (Figura 5.46), então ao inserir o parâmetro da dilatância o solo vai dilatar e na hora de romper os recalques serão menores pois houve uma expansão. Se as colunas não tivessem plastificado, a dilatância não teria influência alguma.

O ideal, portanto, é realizar ensaio de compressão triaxial para determinar o parâmetro em comento, já que ele apresenta grande sensibilidade nas análises numéricas.

5.5.2. Influência dos parâmetros do aterro

Para Terzaghi (1943), o efeito do arqueamento de tensões no aterro é função do ângulo de atrito, assim, para maiores ϕ'_{at} , maior o fenômeno. Neste sentido, um aumento no arqueamento leva a uma transferência maior de tensões diretamente para camada competente, reduzindo a carga aplicada no solo mole, que pode culminar em recalques menores.

Surge, portanto, a questão da influência do ângulo de atrito do aterro no valor do recalque gerado pelo MEF para o estudo de caso. Assim, foram feitas simulações variando o ângulo de atrito do aterro de 30° a 50°, no entanto, os deslocamentos verticais apresentaram-se de maneira uniforme. Deste modo, um aumento no valor do ϕ'_{at} não incorre em potencialização no efeito do arqueamento que levem a uma redução dos recalques (Figura 5.48).

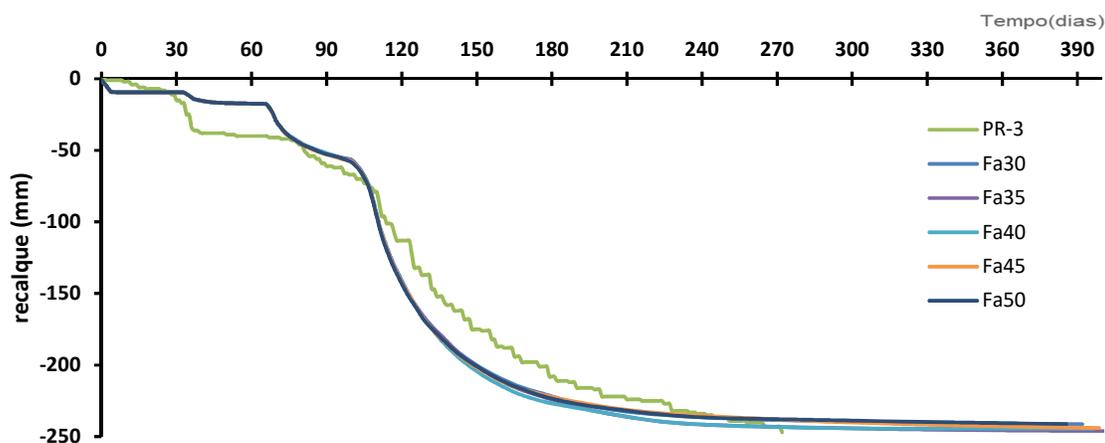


Figura 5.48 - Influência do ϕ'_{at} no recalque, para $\phi'_{at} = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ e 50° (Fa30, Fa35, Fa40, Fa45 e Fa50, respectivamente)

Outro ponto observado, foi a influência do módulo de Young do (E_{at}) nos recalques, posto haver uma grande variação deste parâmetro nos trabalhos técnicos.

Tendo em vista os resultados aferidos numericamente, observa-se na Figura 5.49 que este não é um parâmetro relevante para determinação dos deslocamentos verticais. Assim, mesmo as análises do presente estudo considerando o E_{at} de 60MPa, os recalques obtidos para um módulo de Young quase 10 vezes menor, qual seja, E_{at} de 8,5MPa são apenas ligeiramente superiores. Depreende-se, portanto, que para o caso estudado, o que interfere na magnitude dos deslocamentos verticais é o valor da carga e não a forma como este carregamento ocorre, se mais rígido ou mais flexível.

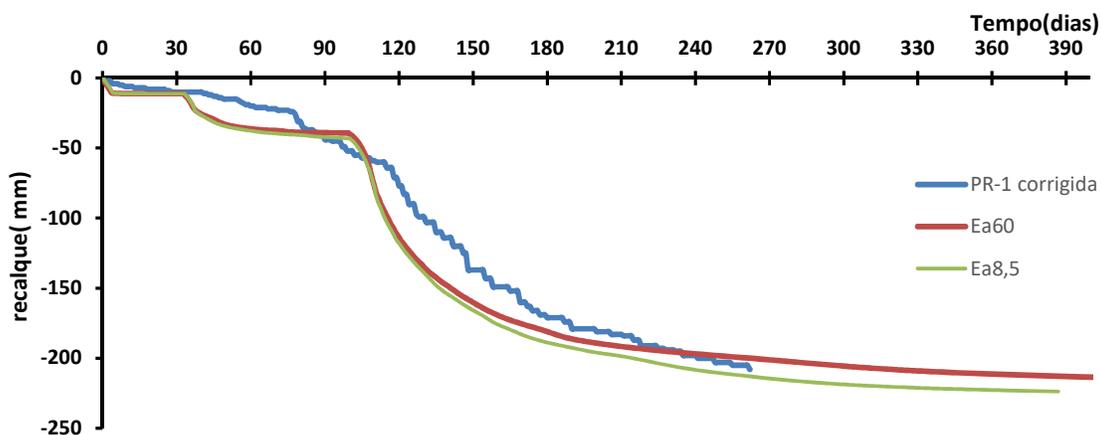


Figura 5.49 - Influência do E_{at} no recalques, para $E_{at} = 8,5$ e 60 MPa (Ea8,5 e Ea60, respectivamente).

5.6. APLICAÇÃO A UMA NOVA SEÇÃO (SI-01 DA E1265)

Após a modelagem numérica do estudo de caso (capítulo 4) e as respectivas análises (itens 5.1 e 5.2) bem como os estudos paramétricos (item 5.5) que permitiram ratificar os parâmetros adotados, e com a finalidade de validar a metodologia desenvolvida para simulação da construção de aterro sobre solos moles reforçados com colunas de brita, e ainda considerando o exposto no item 3.3, que tratou da definição da seção de estudo, foi desenvolvido o modelo numérico para uma nova seção instrumentada, qual seja, a SI-01 da E1265.

Nas simulações numéricas para E1265, a geometria real das colunas de brita definidas em projeto e executadas em campo, qual seja diâmetro de $0,8$ m e espaçamento de 2 m, também foram simplificadas abordando-se o conceito de paredes longitudinais, com base no método um de TAN *et al.* (2008) e Weber e Springman (2009), apresentado no 2.3.4. No entanto, somente a permeabilidade foi ajustada, os índices de compressibilidade obtidos do ensaio de adensamento (Tabela A.6.4) não precisaram ser calibrados, o que indica que para a SI-02 (estudada anteriormente) houve falha na execução do ensaio ou incorreção na determinação dos coeficientes de compressão e recompressão.

5.6.1. Seção geométrica do aterro e do reforço

Para SI-01, a plataforma de terraplenagem executada para duplicação da rodovia e realocação da linha férrea possui uma largura total de $35,53$ m, sendo $17,73$ m correspondente à parte rodoviária e $17,8$ m destinados à ferrovia, as seções apresentam inclinação transversal de 2% e 3% , respectivamente, Figura 5.50.

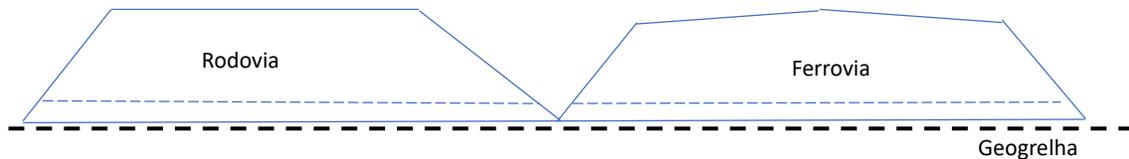


Figura 5.50- Geometria dos aterros definidas em projeto para a estaca E1265

O aterro possui 2,05 m de altura e foi construído em quatro camadas de 0,50 m, durante o intervalo de tempo de 40 dias (Figura 5.51). Posteriormente, foi aplicada uma sobrecarga de 0,56 m que permaneceu até a estabilização dos recalques em campo, aos 222 dias. Há a presença de uma camada drenante com espessura 0,5 m e uma geogrelha com resistência de 300 kN/m na base do aterro. A geometria da coluna de brita é a mesma definida para E1388, qual seja, diâmetro de 0,8 m e espaçamento de 2 m.

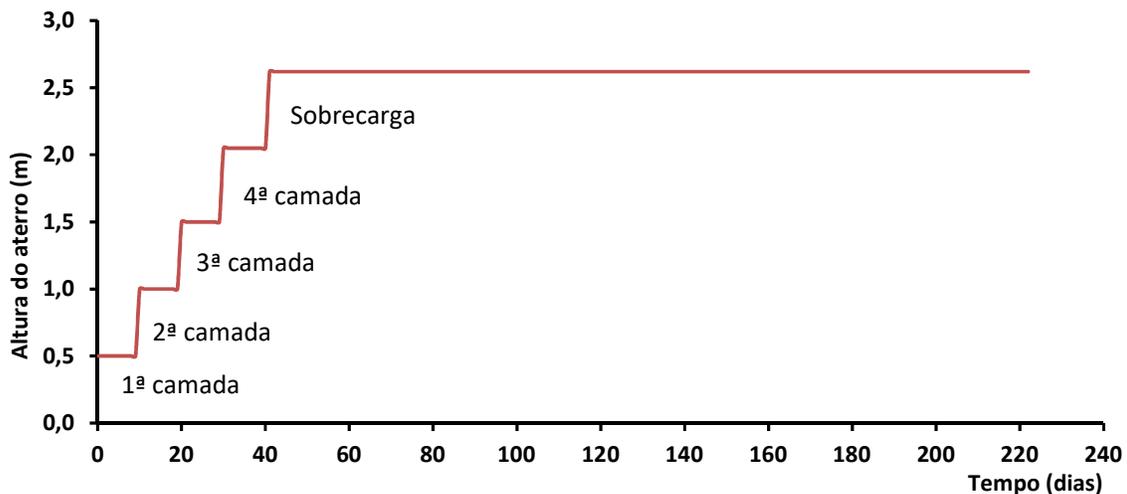


Figura 5.51 - Subida do aterro para E1265.

5.6.2. Estratigrafia

Adotaram-se os ensaios SPT-02 (Figura B.6.7, Anexo B), correspondente à estaca 1260 e SPT-03, E1270, (Figura B.6.8, Anexo B), por abrangerem a seção em estudo, E1265. Os ensaios indicam profundidades de solo mole de 8,7 m e 5,8 m. Pelo perfil geotécnico (Figura 5.52) observa-se que na estaca específica E1265, a profundidade de solo mole é de 7 m.

O ensaio de piezocone nº 59 (Figura B.6.9, Anexo B), no trecho compreendido pela estaca 1321+14,00, foi executado no terreno natural, até a profundidade de 15 m. Uma primeira informação, obtida da análise da resistência de ponta, é a profundidade de granulações finas (argilas e siltes argilosos) até 6,5 m. Verifica-se, portanto, que a espessura da camada de solo

de baixa consistência obtida pelo ensaio CPTu é coerente com o resultado obtido por meio do ensaio à percussão.

A camada de solo mole tem 7 m de profundidade, dividindo-se em uma mais superficial com 2,5 m de espessura e uma segunda camada com 4,5 m. Abaixo do depósito de argila há uma camada de areia fina siltosa, em que as colunas de brita estão assentes.

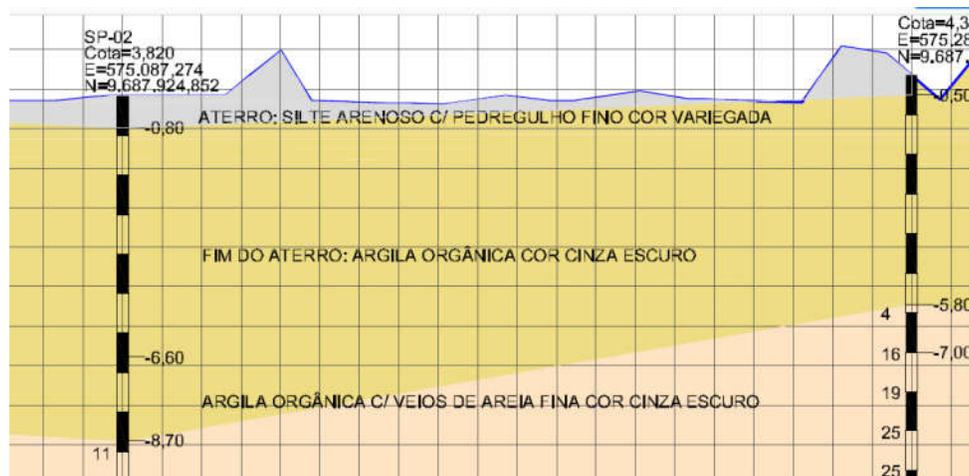


Figura 5.52 - Perfil geotécnico para E1265.

5.6.3. Estado inicial de tensões e condições piezométricas

A condição inicial das tensões efetivas verticais da seção de estudo, Tabela 5.8, foi estimada a partir da estratigrafia e dos ensaios de laboratório realizados, apresentados no item 3.2. Adotou-se o nível d'água coincidente com nível do terreno. As tensões de pré-adensamento foram determinadas dos ensaios de adensamento, os quais os resultados foram apresentados na Tabela A.6.4, anexo A.

Tabela 5.8 - Condições Iniciais para E1265.

Camadas de argila	γ (kN/m ³)	σ' (KPa)	σ_{Pa} (KPa)	POP (kPa)	k_o
0 – 2,5m	13,6	4,5	30	25,5	1,26
2,5 – 7,0 m	15,3	20,93	28	7,08	0,73

5.6.4. Resultado da instrumentação

A instrumentação para SI-01 foi instalada conforme croqui da Figura 5.53 e apresentado em perfil na Figura 5.54. Os valores de deslocamentos verticais aferidos pelas placas de recalque instaladas variam de 98 mm a 201 mm (Tabela 5.9), com curvas tempo *versus* recalque dispostas na Figura 5.55.

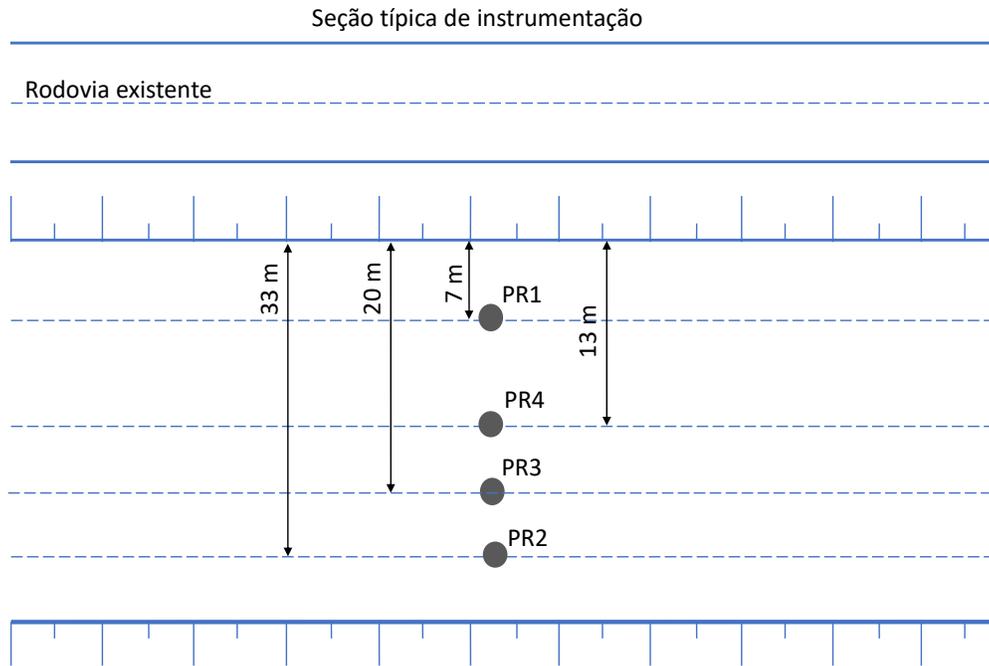


Figura 5.53 – Croqui de localização das instrumentações na SI-01.

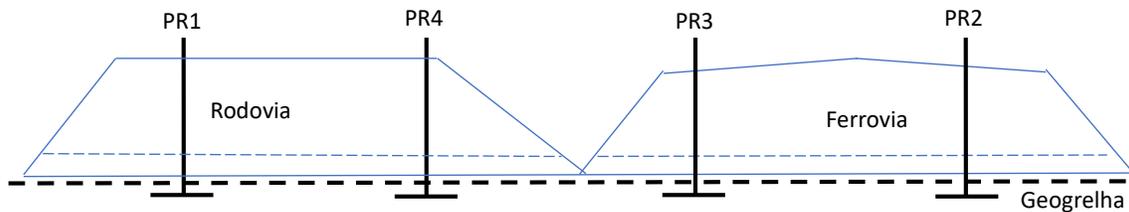


Figura 5.54 – Perfil da seção SI-01.

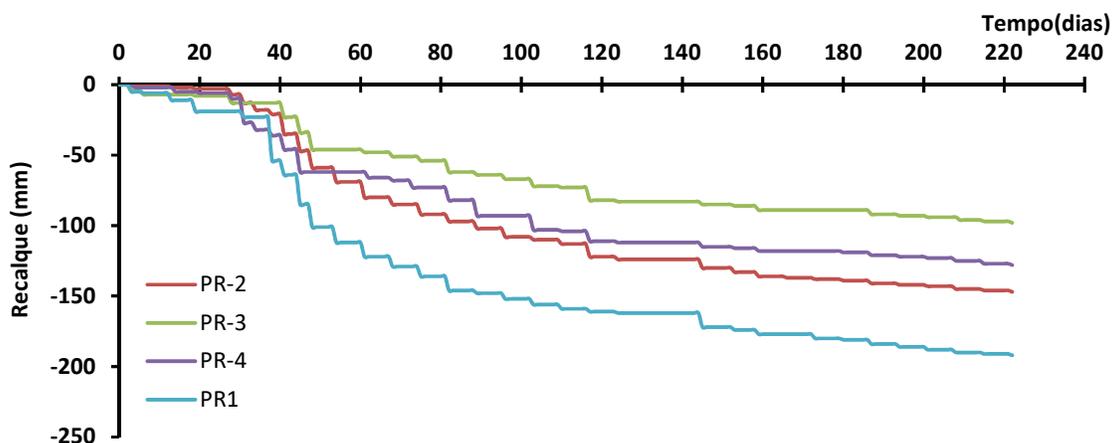


Figura 5.55 - Gráfico recalques *versus* tempo para as quatro placas de recalques, E1265.

Tabela 5.9 - Valores aferidos nas PR para E1265.

Placa de recalque	Recalque máximo (mm)
PR-1	201
PR-2	147
PR-3	98
PR-4	128

5.6.5. Modelo constitutivo empregado para cada tipo de material

Da mesma forma que para SI-02, nas análises numéricas deste estudo, adotaram-se os modelos constitutivos de Soft Soil para as camadas de argila e Mohr-Coulomb para o material de aterro, camada competente, camada drenante e para as colunas de brita.

5.6.6. Propriedades dos solos e das colunas

A Tabela 5.10 e a Figura 5.56 apresentam as propriedades dos solos moles atribuídas para Estaca 1265. Para o aterro, camada competente, camada drenante e colunas de britas mantiveram-se os parâmetros definidos no item 4.1.2, Tabela 4.2. Não foi considerado o amolgamento (*smear*) do solo nas análises numéricas.

Para obtenção das propriedades dos solos moles, foram analisados os ensaios de campo, mencionados no item 3.2.2 e observados os resultados de ensaios de teor de umidade, limites de consistência, análise granulométrica e massa específica do solo apresentados no item 3.2.3 deste trabalho.

Tabela 5.10 - Propriedades atribuídas a cada estrato do solo mole da Estaca 1265.

Camada de Solo mole	Tipo	POP kPa	γ_{sat} kN/m ³	k_x m/dia	k_y m/dia	λ^*	κ^*	c_{ref} kPa	ϕ °	K_0
1 0-2,5 m	Não drenado	25,5	13,6	3×10^{-4}	5×10^{-4}	0,37	0,087	10	20	1,26
2 2,5-7 m	Não drenado	7,08	15,3	3×10^{-5}	5×10^{-5}	0,21	0,035	10	20	0,73

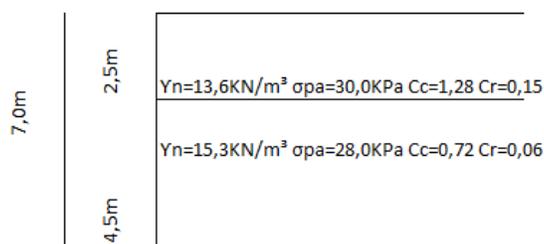


Figura 5.56- Propriedades solos moles para E1265.

Para a permeabilidade (k) foi adotada o já aferido para E1388. Os índices de compressão (C_c), recompressão (C_r) e o índice de vazios inicial (e_0) foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional, cujos resultados foram apresentados na *shelby* (Tabela A.6.4, anexo A). Os índices de recompressão (κ^*) e de compressão (λ^*) do modelo Soft Soil foram calculados automaticamente pelo programa com base nos coeficientes de compressibilidade utilizados, conforme apresentado no item 4.1.2. O OCR (*Over Consolidation Ratio*) ou RPA (razão de pré-adensamento) e a relação de pré-adensamento (POP) foram determinados a partir expressões das equações 3.4 e 3.5, respectivamente. O coeficiente de empuxo K_0 foi obtido mediante a equação 3.3 de Mayne e Kulhaway (1982), adotada para solos pré-adensados. Do CPTu (Figura B.6.9, anexo B) obteve-se, também, o ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 20°. O ângulo de dilatância da argila (ψ), tal como E1388, foi considerado igual a zero.

5.6.7. Modelagem numérica

5.6.7.1. Características e simplificações do modelo

A geometria adotada, Figura 5.57, foi baseada no perfil do solo (Figura 5.52), notas de serviço, espaçamento e diâmetro das colunas de brita (item 3.1.4) e parâmetros definidos de acordo com a Tabela 5.10 e a Tabela 4.2. A geogrelha foi localizada na base do aterro e a posição do nível

da água coincide com o nível do terreno. As condições de contorno, o fluxo e dissipação do excesso de poropressão e a geração da malha ocorreu como na E1388.

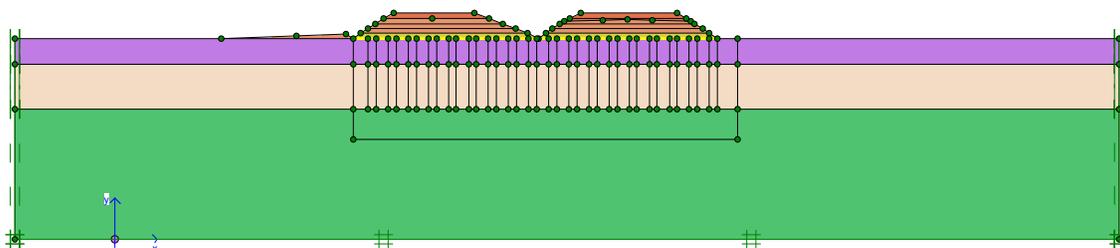


Figura 5.57 - Geometria do aterro para E1265 da BR-135/MA.

A Figura 5.58 apresenta a malha de elementos finitos utilizada, composta de 1.452 elementos triangulares de 15 nós, totalizando 11.813 nós e 17.424 pontos de tensão.

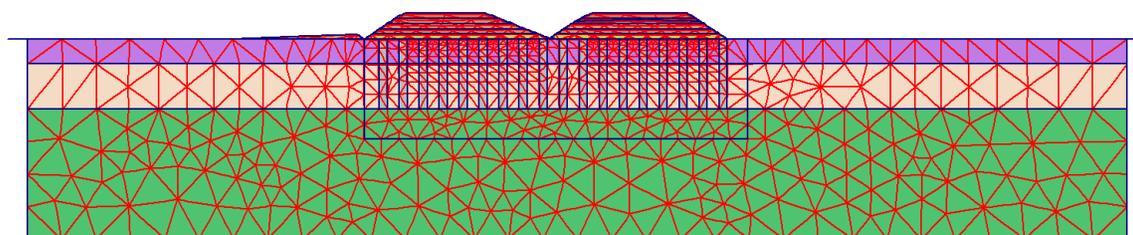


Figura 5.58 - Malha de elementos finitos para E1265.

5.6.7.2. Etapas de análise

As etapas de análise para E1265 adotadas, com o subprograma *Calculation* do Plaxis, foram definidas de acordo com o Caso 3 (item 4.3.1) e estão indicadas na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Etapas de análise para E1265, Caso 3 (item 4.3.1).

Etapas de Análise - E1265						
Localização	Etapas	Fase	Espessura de construção (m)	Tempo (dias)	Sequência Numérica das Etapas Construtivas	Opção de cálculo
-	Inicial	-	-	-	Cálculo das Tensões Iniciais	-
pista existente	1	1	1,0	-	Construção do aterro da pista já existente	<i>Plastic</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>
Plataforma de duplicação da BR-135/MA	2	1	0,5	3	Construção da camada drenante. Ativação das colunas de brita e da geogrelha. Adensamento associado a período de tempo	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	7	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	3	1	0,5	3	Construção de camada de aterro	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	7	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	4	1	0,5	3	Construção de camada de aterro	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	7	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	5	1	0,55	3	Construção de camada de aterro	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	7	Adensamento associado a período de tempo sem aplicação de carga adicional e sem alterações na geometria	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
	6	1	0,56	10	Aplicação sobrecarga	<i>Consolidation-Staged Construction</i>
		2	-	-	Adensamento até dissipar todo o excesso de poropressão	<i>Consolidation-minimum pore pressure</i>

5.6.8. Resultados

5.6.8.1. Deslocamentos verticais

Assim, para a E1265, os deslocamentos verticais resultantes a cada etapa de carregamento adotada nas análises numéricas são apresentados nas Figuras 5.59 a 5.64.

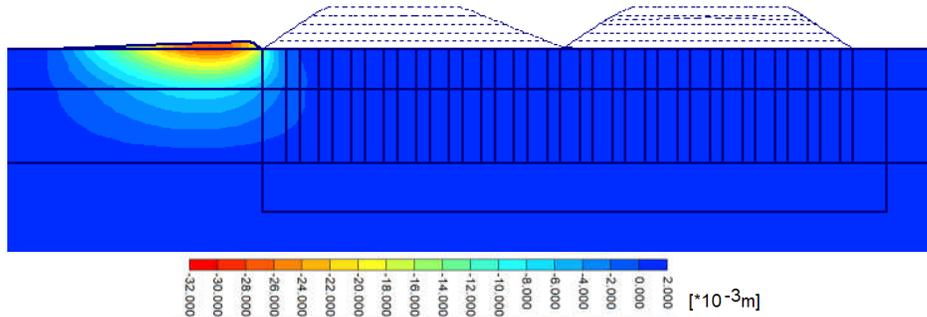


Figura 5.59 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da pista antiga para E1265.

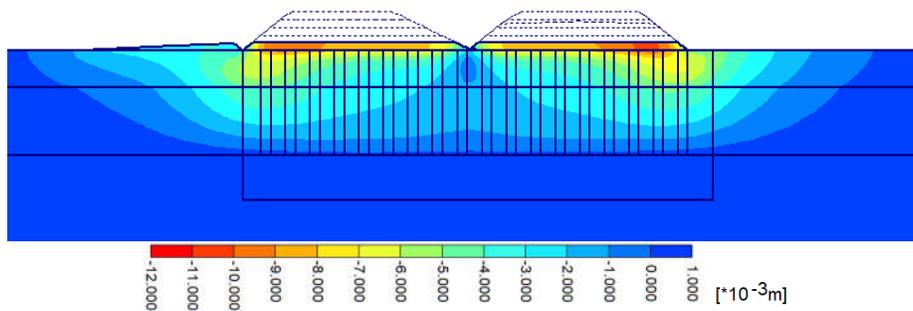


Figura 5.60 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 1 para E1265.

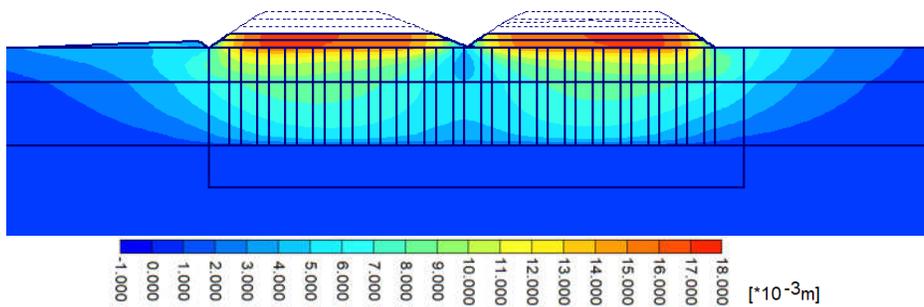


Figura 5.61 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 2 para E1265.

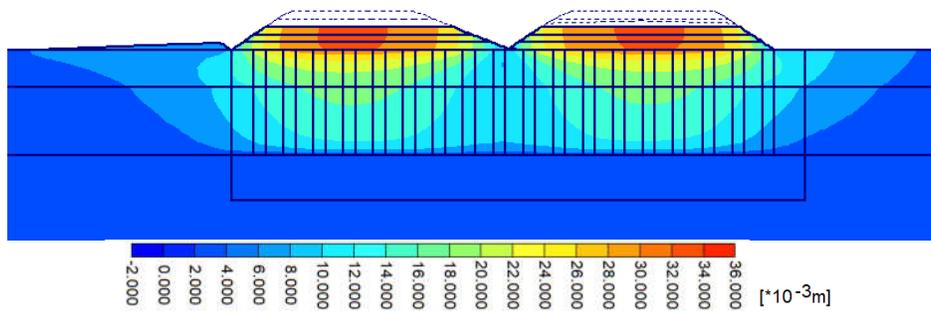


Figura 5.62 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 3 para E1265.

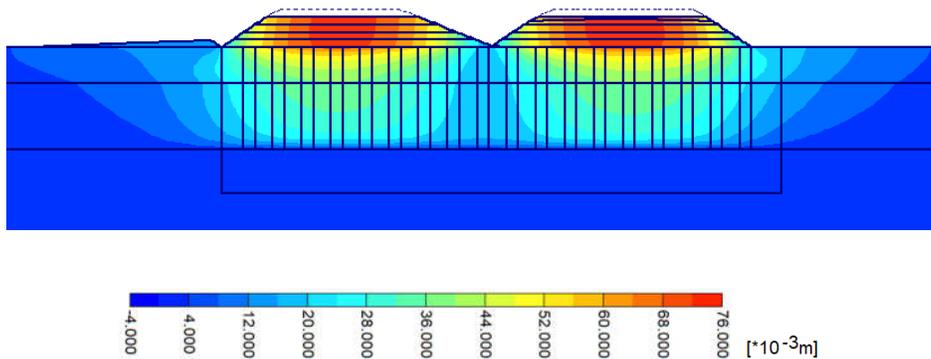


Figura 5.63- Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento da camada 4 para E1265.

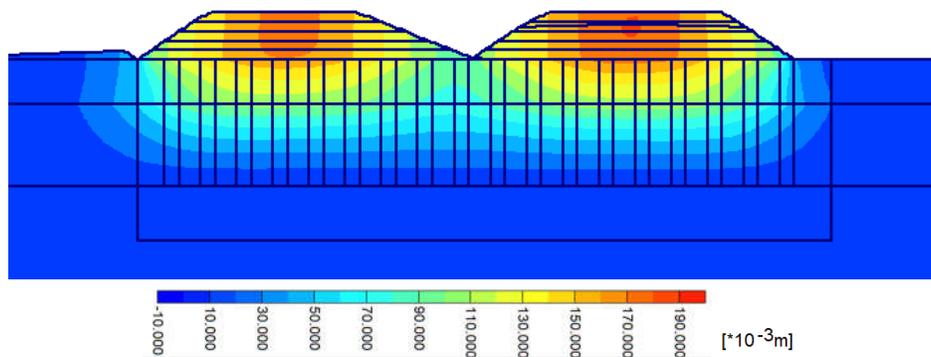


Figura 5.64 - Deslocamentos verticais obtidos no final do adensamento por descarregamento para E1265.

5.6.8.2. Recalques na base do aterro

A Tabela 5.12 compõe-se dos valores aferidos nas quatro placas de recalque (PR-01, PR-02, PR-03 e PR-04) resultantes do monitoramento realizado durante a construção da seção em estudo. Integra-a, também, os recalques finais calculados pela modelagem numérica.

Tabela 5.12 - Recalques medidos no campo *versus* a simulação numérica para E1265.

	BR-135/MA	Simulação Numérica
Placa de Recalque	Recalque (mm)	Recalque (mm)
PR-01	201	193,5
PR-02	147	143,7
PR-03	98	94,43
PR-04	128	126,8

As Figuras 5.65 a 5.68 apresentam os resultados numéricos obtidos para o caso de análise em conjunto com as placas PR 01, PR 02, PR 03 e PR 04, na seção E1265, respectivamente.

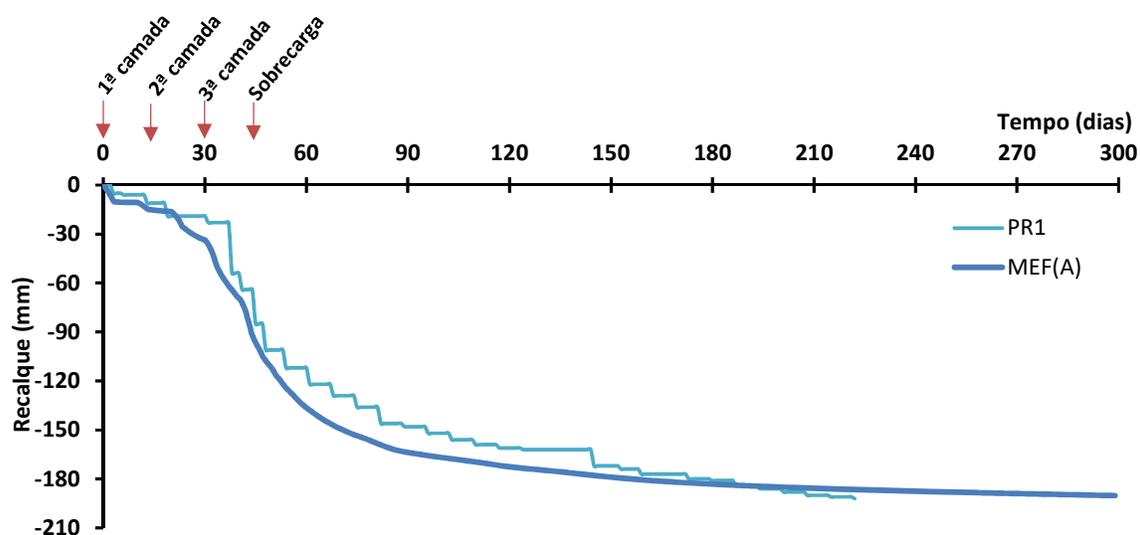


Figura 5.65 - Recalque medido (leitura PR-01) *versus* previsto (modelo numérico) para E1265.

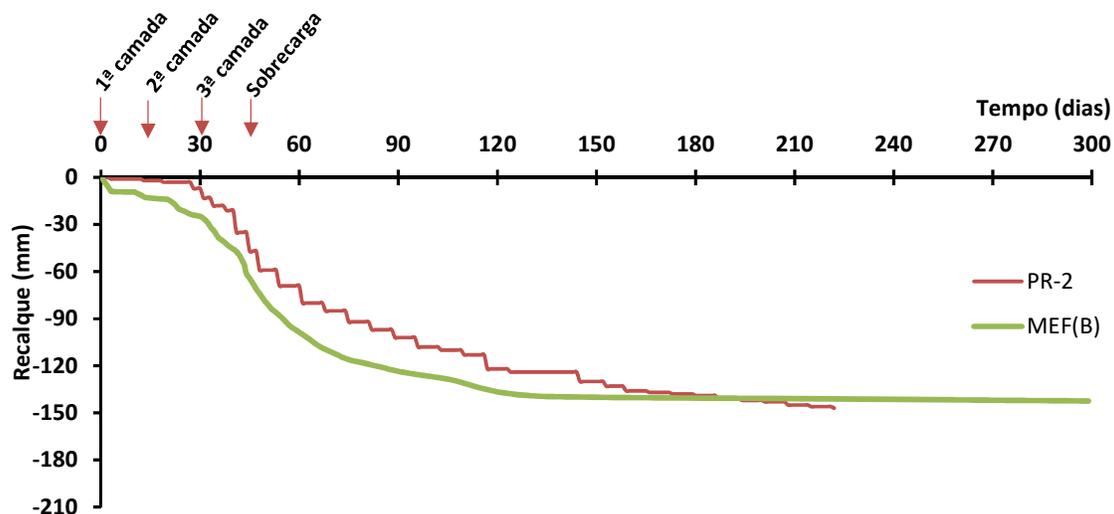


Figura 5.66 - Recalque medido (leitura PR-02) *versus* previsto (modelo numérico) para E1265.

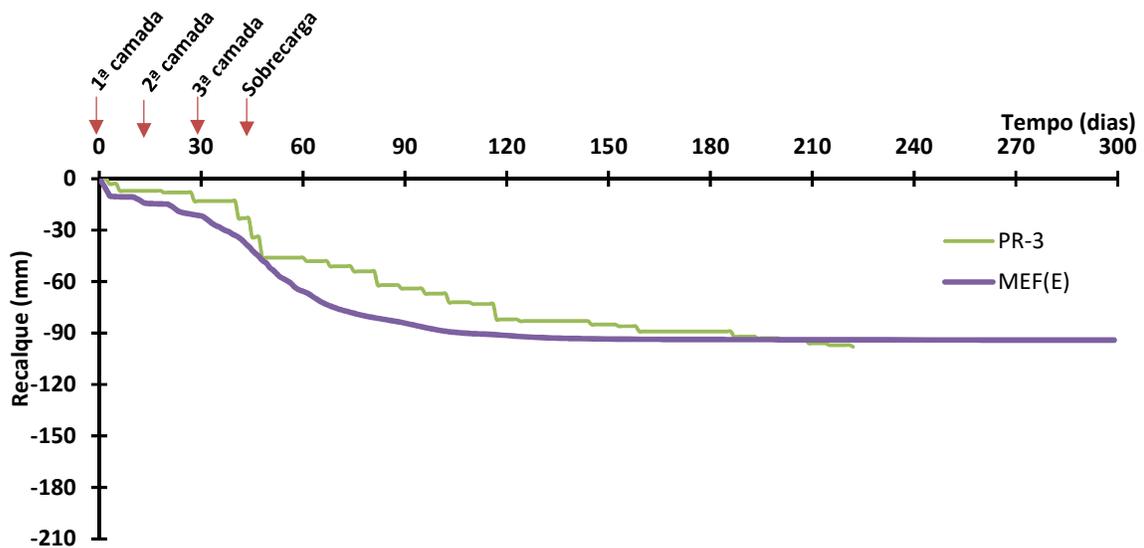


Figura 5.67 - Recalque medido (leitura PR-03) versus previsto (modelo numérico) para E1265.

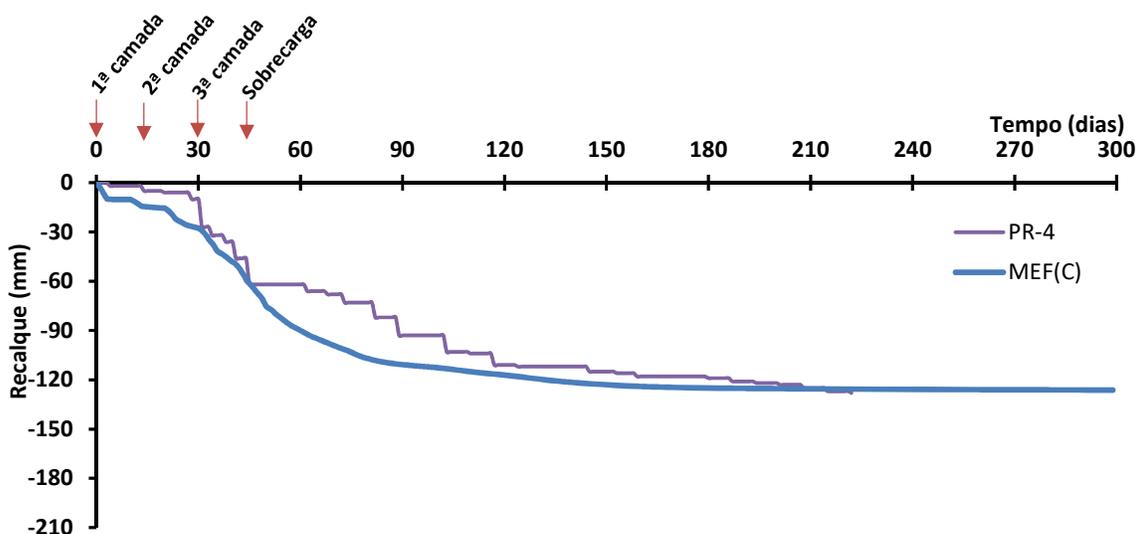


Figura 5.68 - Recalque medido (leitura PR-01) versus previsto (modelo numérico) para E1265.

Da Tabela 5.12 e Figuras 5.65 a 5.68, observa-se boa concordância nos valores absolutos dos recalques e na sua evolução com o tempo e , portanto, valida-se a metodologia de análise de aterros sobre solos moles reforçados com colunas granulares para outra seção de estudo.

Outrossim, como proposto no item 5.4, fez-se o estudo da efetividade das colunas granulares por meio da comparação com a simulação do aterro construído na E1265 sem o tratamento das colunas granulares, para tanto, gerou-se um recalque máximo de 1,11 m (Figura 5.69) em 2006

dias, bem superior aos valor máximo calculado na situação com a presença das colunas de brita, de 19,60 cm (Figura 5.70) em 232 dias. A Tabela 5.13 sumariza os recalques obtidos para as duas análises e Figura 5.71 representa o resultado numérico da evolução dos deslocamentos verticais ao longo do tempo, considerando o solo mole sem e com tratamento de colunas de brita.

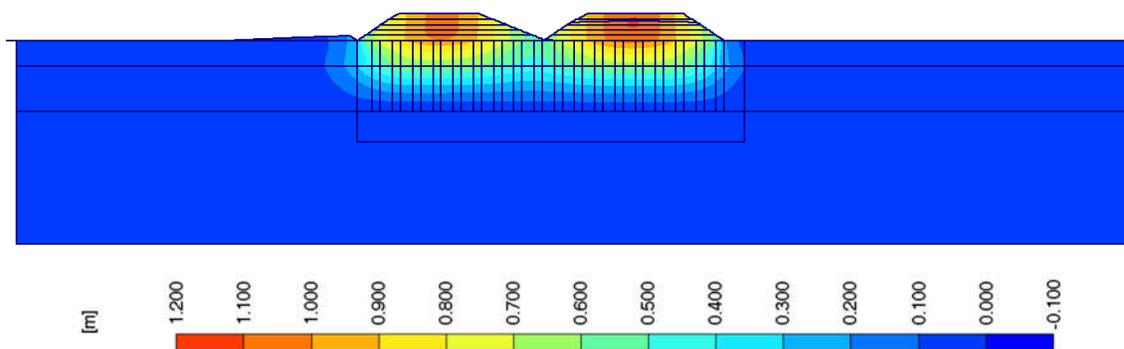


Figura 5.69 - Deslocamentos verticais obtidos sem colunas de brita para E1265 (recalque máximo de 1,11m).

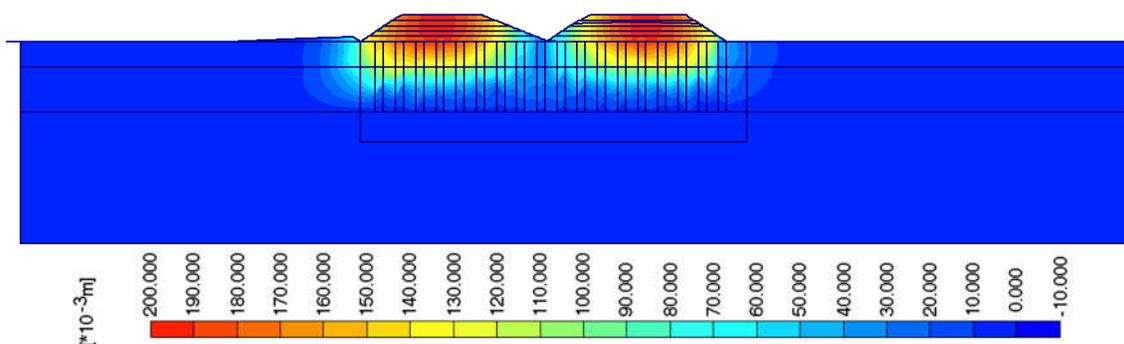


Figura 5.70- Deslocamentos verticais obtidos com colunas de brita para E1265 (recalque máximo de 0,2m).

Tabela 5.13 - Recalques máximos obtidos sem coluna de brita *versus* com coluna de brita para E1265.

Localização	Sem coluna de brita		Com coluna de brita	
	Recalque (mm)	Tempo (dias)	Recalque (mm)	Tempo (dias)
PR1	899,10	2006	201,82	232
PR2	1014,18	2006	245,89	232
PR3	793,05	2006	241,92	232
PR4	775,45	2006	251,42	232

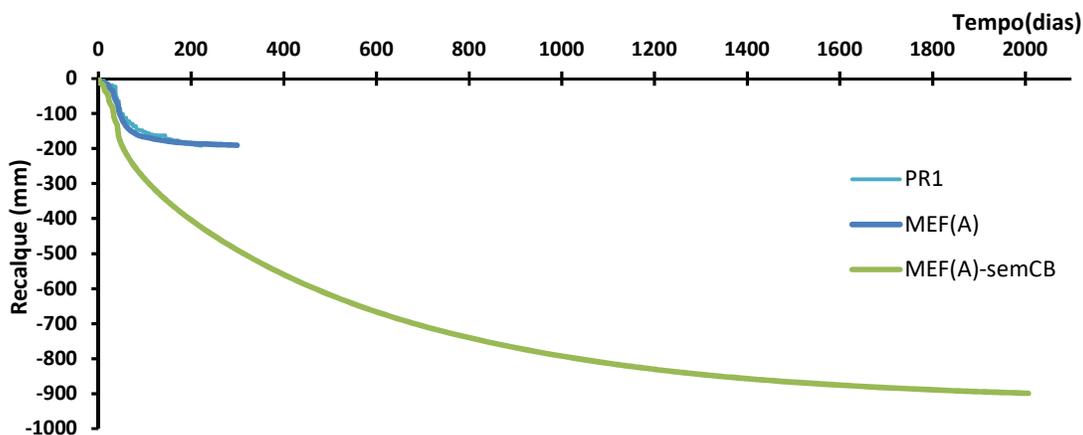


Figura 5.71 - Previsão numérica dos recalques ao longo do tempo para aterro executado com e sem colunas de brita, para PR-01 da E1265.

Assim, para a SI-01, E1265, a solução de construção do aterro sobre colunas de brita representou uma redução de 84,91% dos recalques e permitiu a construção em apenas 11,57% do tempo previsto.

5.7. METODOLOGIA PROPOSTA PARA ANÁLISE E PROJETO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS USANDO MEF

Com base na pesquisa apresentada neste trabalho, os pontos seguintes apresentam metodologia proposta para a análise e projeto de aterros sobre solos moles reforçados, aplicando modelos numéricos baseados no MEF.

1. Definição das condições iniciais das análises:

1.1. Estratigrafia. Deve abranger todos os estratos compressíveis até a camada competente, identificando-se extensões e espessuras.

1.2. Estado inicial de tensões. O perfil das tensões efetivas deve ser suficientemente detalhado para poder obter os valores da razão de pré-adensamento (OCR) ou relação de pré-adensamento (POP) dos solos moles. Estes parâmetros são essenciais para a estimativa do tamanho inicial da superfície de fluência dos modelos baseados na teoria do estado crítico (CCM, SS e SS Creep e S-CLAY1, subseção 2.3.1).

1.3. Condições piezométricas. As poropressões iniciais são totalmente hidrostáticas e baseadas na localização do nível freático. O nível d'água é gerado automaticamente pelo Plaxis de acordo com a posição indicada.

1.4. Propriedades das camadas de solo mais representativas. Deve haver um número de testes laboratoriais suficientes para definir as propriedades dos estratos que são considerados para a análise, ver as Tabela 3.6, Tabela 4.1 e Tabela 4.2, que podem ser ajustados conforme modelo constitutivo empregado (subseção 2.3.1).

1.5. Propriedades das camadas de aterro e reforço. Face ao modelo constitutivo adotado para estes elementos, Morh-Coulomb, os parâmetros indicados no item 2.3.1.1 devem ser observados (ver Tabela 4.2).

1.6. Geometria do aterro e do reforço do solo. As dimensões em planta são necessárias para modelo 2D, acrescentando-se a profundidade para caso 3D. Da mesma forma é necessário conhecer a distribuição das colunas de brita, a fim ratificar a informação obtida do projeto ou dispô-las de forma mais eficiente.

2. Definição do tipo de modelo a ser utilizado:

2.1. Modelo 2D. Para um estudo de estado plano de deformações com modelo geométrico representado por trincheiras longitudinais supostas infinitas, transforma-se um caso tipicamente tridimensional em bidimensional.

2.2. Modelo 3D. A modelagem pode ser analisada em uma fatia ou linha de colunas, supostas infinitas, dispensando qualquer transformação, no entanto requer um esforço computacional maior, em especialmente quando há assimetria no problema.

3. Seleção do modelo constitutivo a ser utilizado para cada material:

3.1. Adota-se o modelo MC para o material de aterro, camada competente, camada drenante e colunas de brita.

3.2. Adota-se modelos SS, SS Creep, CCM ou S-CLAY1 para camadas argilosas.

4. Estabelecimento das dimensões das colunas granulares:

4.1. Para as colunas de brita, no caso do emprego do modelo 2D, a largura da parede corresponde ao diâmetro da coluna granular, com ajustes no coeficiente de permeabilidade, resultando numa boa previsão do comportamento (válido para baixos carregamentos). Outra forma plausível consiste na transformação geométrica das colunas granulares em parede equivalente (mais esbeltas), sendo desnecessária a mudança dos parâmetros do solo. Para

simplificar a geometria real do problema, as colunas granulares podem, também, serem simuladas conforme disposto no 2.3.4.

5. Definição das condições de contorno:

5.1. As fronteiras laterais devem ser limitadas horizontalmente e deixadas livres na direção vertical.

5.2. A base do modelo deve ser restrita em ambas as direções. Sua profundidade dependerá principalmente da espessura das camadas compressíveis até a camada competente, na qual as colunas são assentes.

5.3. Sendo B a largura da plataforma do aterro, as bordas laterais devem ser definidas a uma distância B do aterro, uma vez que as fronteiras muito longes aumentam o número de elementos a serem utilizados e, portanto, o tempo de cálculo, enquanto fronteiras muito próximas podem ter uma importante influência sobre os resultados obtidos.

6. Seleção do tipo de elemento a ser usado para geração da malha de elementos finitos:

6.1. Para o modelo 2D e utilizando o programa Plaxis, o uso de elementos triangulares de 15 nós, refinando a malha em um *cluster* abaixo do aterro, veja as Figuras 4.3 e 5.57. Não é necessário usar elementos de interface.

6.2. É necessário realizar uma análise de sensibilidade, com o objetivo de obter o número ideal de elementos. O uso de malhas com dados muito refinados pode gerar tempos de análise impraticáveis ou exceder a capacidade do computador.

7. Definição e execução das etapas de análise:

7.1. A análise deve ser realizada em termos de tensões efetivas usando parâmetros drenados, ver a Tabela 2.4. Caso se deseje conhecer as tensões, deformações e deslocamentos antes, durante e após o processo de adensamento, as condições iniciais devem ser não-drenadas. Se o objetivo se restringe ao resultado final do processo de adensamento, as análises podem ser desenvolvidas com condições iniciais drenadas.

7.2. Para as condições iniciais do problema é importante definir os valores de K_o para todos os materiais e OCR ou POP para as camadas compressíveis. Estes valores são de grande

importância para estimativa das tensões efetivas e definição da forma inicial da superfície de plastificação dos materiais argilosos.

7.2. O processo de execução de aterros sobre solos moles, em regra, é executado em fases, e a cada etapa referente à construção, uma etapa adensamento é associada. O processo de cálculo de construção no programa pode ser executado com a função *consolidation* ou com a opção *plastic*. Para o primeiro caso, imperioso conhecer as cargas aplicadas e respectivos intervalos de tempo para execução do aterro. Já a função *plastic* permite obter uma boa previsão dos recalques finais sem a necessidade de fixar tempos de construção e adensamento, mas o seu desenvolvimento com o tempo não retrata a realidade, sendo interessante para uma etapa preliminar de projeto, em que o conhecimento dos valores absolutos dos deslocamentos verticais são considerados para fins de escolha da solução de projeto visando estabilização do solo mole, ver item 4.3.

7.3. O modelo 2D permite a realização de análise paramétrica em espaço de tempo menor, comparado ao modelo 3D, sendo possível executar várias análises para diferentes espaçamentos entre as colunas granulares, permitindo-se a obtenção do afastamento ideal.

8. Interpretação dos resultados:

8.1. Para o modelo 2D, pode-se obter gráficos de desenvolvimento dos recalques, geração e dissipação do excesso de poropressão, e deslocamentos horizontais com o tempo, ver Figuras 5.9, 5.28 e 5.34. Também é exequível a representação dos recalques e do excesso de poropressão após cada etapa de construção (Figuras 5.59 a 5.64 e Figuras 5.22 a 5.26).

Capítulo 6

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. CONCLUSÕES

Após o estudo do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita com o uso de resultados de instrumentação geotécnica e ferramentas numéricas, tem-se que o MEF foi eficiente ao simular o estudo de caso, comparando-se os resultados com a informação obtida do monitoramento em campo, validando-se, assim, a metodologia desenvolvida.

Desta forma, foi possível propor uma metodologia para análise e projeto de aterros sobre solos moles melhorados com colunas granulares, baseada em elementos finitos, com emprego de modelos constitutivos avançados para simulação do comportamento dos solos moles, sob a égide dos estudos desenvolvidos nas obras de duplicação da Rodovia BR-135/MA.

Inicialmente, na revisão bibliográfica, deparou-se com métodos que permitiram desenvolver as técnicas de modelagem numérica adotadas para simplificar a geometria real do problema, culminado numa boa previsão do comportamento da obra em campo.

Numa segunda etapa, após o levantamento da informação geotécnica disponível para definição da seção estudada, impende destacar que, no que pese as obras da BR-135/MA possuírem nove seções instrumentadas, somente foi possível estudar duas delas. Isto porque: i) ou inexistia ensaios laboratoriais na seção que permitiriam o levantamento de parâmetros geotécnicos a serem utilizados nas análises numéricas; ii) ou os resultados dos ensaios de adensamento não representavam o campo, seja por incorreção na sua execução ou por falha na determinação dos índices de compressibilidade; iii) ou havia uma distorção na espessura das camadas compressíveis obtidas pelos ensaios SPT e CPTu.

Cumprе ressaltar que apesar do grande volume de ensaios disponíveis, muitos dados não puderam ser aproveitados. O que se observa é uma ausência de sintonia entre projeto, obra e pesquisa, culminando em etapas estanques. Isto porque, após a elaboração do projeto, iniciam-se as obras, fase em que são determinadas a localização das seções instrumentadas que, por vezes, são escolhidas em campo sem levar em consideração a posição dos estudos geotécnicos disponíveis, impossibilitando análises precisas no pós-obra pela falta de sincronia entre os

levantamentos de campo e os resultados advindos do monitoramento da obra. A distância entre a pesquisa e a prática, assim como a ausência de regramento que os una, mesmo num órgão normativo e executor como o DNIT, é latente.

Assim, uma recomendação na normativa de solos moles brasileira no sentido de se obter a maior quantidade de dados possíveis em uma seção de estudo, abrangendo desde a fase de investigação do terreno e elaboração do projeto geotécnico propriamente dito, até a execução e controle das obras, pode minimizar estes problemas.

É imperioso concluir a importância de um programa de exploração geotécnica executada sob rigorosos critérios para conhecimento do perfil do subsolo e dos parâmetros de compressibilidade das camadas de solos moles, sob pena de falhas de projetos que podem culminar em problemas durante a execução das obras. E mais, a baixa representatividade do custo do projeto frente ao empreendimento como um todo, só reforça a exigência da realização de estudos que proporcionem a elaboração de projetos robustos.

Na terceira etapa desta pesquisa, frente aos casos de análises propostos para modelagem numérica do estudo de caso, depreende-se que: i) a simulação da execução do aterro opção de cálculo *plastic* do Plaxis culmina em uma boa previsão na magnitude dos recalques, sendo indicada para avaliar recalques a longo prazo e auxiliar na decisão da solução do projeto, no entanto não há uma consonância na evolução dos deslocamentos verticais com o tempo; ii) a construção das camadas de aterro com a opção *consolidation*, sem inserção de intervalos de adensamento, conduzem a resultados satisfatórios referente a magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo, entretanto, não retrata de forma fiel o campo face a ausência dos períodos de adensamento antes da execução da camada subsequente; iii) a execução das camadas de aterro com a opção de cálculo *consolidation*, com incorporação de fase de adensamento, resultam numa melhor representação do que ocorre em campo.

Definido o modelo de construção numérico e executados as análises, reportam-se as seguintes conclusões:

- i) Os resultados dos recalques obtidos na modelagem numérica foram compatíveis com os valores medidos nas placas de recalques para as seções simuladas;
- ii) Os resultados dos deslocamentos verticais da modelagem numérica foram compatíveis com os valores aferidos nos extensômetros magnéticos verticais;

- iii) O comportamento do modelo numérico demonstra que a poropressão estava dissipando a contento, com a ocorrência de picos (excessos) quando da aplicação da carga (construção da camada de aterro);
- iv) Os piezômetros elétricos apresentaram mau funcionamento;
- v) O Plaxis indica estabilidade do aterro face ao seu deslocamento horizontal mínimo;
- vi) Os recalques aferidos em campo, obtidos pelo MEF e previstos pelo método de Asaoka possuem uma boa aderência;
- vii) A análise numérica simulada com as colunas de brita e sem o referido melhoramento do solo indicam que as colunas granulares possibilitaram a execução do aterro em 20% do tempo e com uma redução de 75 % dos recalques para SI-02 e 11,57% do tempo e com uma redução de 85 % dos recalques para SI-01, mostrando-se eficiente a solução de projeto adotada.

Em relação às análises paramétricas, concluiu-se que:

- i) O aumento do ângulo de atrito das colunas de brita minimiza os recalques, sendo importante a compactação das colunas granulares em campo ou o seu encamisamento;
- ii) O módulo de elasticidade das colunas granulares não exerce influência na magnitude dos recalques;
- iii) O aumento do ângulo de atrito do material do aterro não exerce influência sobre os recalques;
- i) O módulo de elasticidade do aterro não interfere no valor dos recalques. O que impacta é o valor da carga e não a forma como o carregamento ocorre, se mais rígido ou mais flexível;
- ii) A dilatância das colunas granulares apresenta grande sensibilidade nas análises numéricas, o aumento deste parâmetro provoca a diminuição dos recalques, razão pela qual é ideal a realização de ensaios de compressão triaxiais a fim de determiná-la.

6.2. RECOMENDAÇÕES

Finalmente, como sugestões para pesquisas futuras, apresentam-se:

- i) Para aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos por meio das análises bidimensionais, sugere-se a realização de análises 3D para fins de cotejamento dos resultados aferidos em campo, bem como a eficiência da adoção de modelos tridimensionais;
- ii) Para fins de exame da economicidade e eficácia da solução de projeto adotada nas obras de duplicação da BR-135/MA, recomenda-se o desenvolvimento de análises numéricas com variação do espaçamento entre as colunas de brita para verificação da influência na magnitude dos recalques;
- iii) Por fim, propõe-se a aplicação da metodologia desenvolvida para outros casos de aterros sobre solos moles, em especial no caso de aterros maiores para verificar sua eficácia.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2013). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – procedimento, Rio de Janeiro, RJ, 15 p.
- ABNT (2010). Associação Brasileira de Normas Técnicas . NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, RJ, 91p.
- ABNT (1984). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181. Solo – Análise granulométrica, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT (1984). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459. Solo – Determinação do Limite de Liquidez, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ABNT (1984). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180. Solo – Determinação do Limite de Plasticidade, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- ABNT (1991). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12069. Solo – Ensaio de penetração do cone in situ, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.
- BS EN 14679 (2005). Execution of special geotechnical Works – Deep Mixing, London, BSI, 7 p.
- BS 8006-2 (2011). Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils. Soil Nail Design, London, BSI, 3 p.
- CEN/TC250 (2004) – EN 1997-1. Eurocode 7 - Geotechnical design – Part 1: General rules, 171 p.
- CEN/TC250 (2007) – EN 1997-2. Eurocode 7 - Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and Testing, 199 p.
- DER-SP (2006) – Departamento de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo. Instrução de Projeto - Estudos Geotécnicos - IP-DE-G00/003, 40 p.
- DNER (1990). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. Manual de Projetos e Execução de Aterros Sobre Solos Moles, Rio de Janeiro, RJ, 221 p.
- DNER (1998). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER-PRO 381/98 Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias, Rio de Janeiro, RJ, 37 p.
- DNER (1994). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER-ME 082/94. Solos – determinação do limite de plasticidade, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- DNER (1994). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER-ME 122/94. Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito, Rio de Janeiro, RJ, 7 p.
- DNIT (2010a). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de Implantação Básica de Rodovia, Rio de Janeiro, RJ, 619.
- DNIT (2010b). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários/ Instruções para acompanhamento e análise. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 565 p.
- DNIT (2012). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Projeto Executivo de Engenharia Para Obras de Adequação de Capacidade, Rodovia : BR-135/MA. Não Publicado.
- DNIT (2014a). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Relatório de Supervisão das Obras de Duplicação da BR-135/MA. Não Publicado.
- DNIT (2014b). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Pesquisa de Verificação da Qualidade das Obras e Serviços de Engenharia Rodoviária do DNIT, com base no Atendimento às Normas de Qualidade

- do Órgão, por intermédio de um Programa de Inspeção de Campo. Relatório de Inspeção n. 18, Tomo I. BR-135/MA. Resumo dos ensaios de CPTu. Não Publicado.
- DNIT (2015). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Relatório de Instrumentação das Obras de Duplicação da BR-135/MA. Não Publicado.
- DNIT (2019). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Disponível em: www.dnit.gov.br.
- DNER (1994). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER-ME 051/94. Solos – análise granulométrica, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- DNER (1994). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens DNER-ME-122. Solos – determinação do limite de liquidez - método de transferência e método expedito, Rio de Janeiro, RJ, 7 p.
- DNER (1994). Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. DNER-ME-082. Solos – determinação do limite de plasticidade- método de ensaio, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- FHWA (1983). Federal Highway Administration. Design and construction of stone columns. Vol 1. FHWA/RD-83/027. Barksdale, R. D. e Bachus R. C., 212 p.
- FHWA (2006). Federal Highway Administration. Soil and Foundations Reference Manual, Vol I. FHWA NHI-06-088, 462 p.
- FHWA (2006). Federal Highway Administration. Soil and Foundations Reference Manual, Vol II. FHWA NHI-06-089, 594 p.
- FHWA (1977). Federal Highway Administration. Foundation Design of Embankments on Varved Clays, Slope & Embankment Stability. FHWA-TS-77-214, 250 p.
- Adam, D.; Schweiger, H. F.; Markiewicz, R.; Knabe, T. (2010). Euro 2008 Stadium Klagenfurt-Prediction, Monitoring and back calculation of settlement behavior. In Proceedings of the From Research to Design in European Practice, Bratislava, Slovak Republic, pp 217-230.
- Aas G., Lacasse S., Lunne T & Höeg K (1986) Use of in situ tests for foundation design on clay, Pro ASCE Conf on In Situ Tests in Geotechnical Engineering, In Situ 86, Virginia Tech Blacksburg, Geotechnical Publication n°6, pp 1-30.
- Aboshi, H.; Ichimoto, E., Enoki, M. e Harada, K. (1979). The Compozer. A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. International Conference on soil reinforcement. Reinforced Earth and other techniques. Vol 1. Paris, pp 221-216.
- Alexiew, D.; Brokemper, D.; Lothspeich, S. (2005). Geotextile encased columns (GEC) : load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. GPS 131 Contemporary Issues in Foundation Engineering. Geofrontier.
- Alkhorshid, N. R. (2012). Numerical Analysis of Soft Clay Reinforced with Stone Columns. Master of Science in Civil Engineering, Eastern Mediterranean University, 114 p.
- Ali Dehghan Banadaki Nazri Ali K A (2012). Initial Settlement of Mat Foundation on Group of Cement Columns in Peat – Numerical Analysis. Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), pp 224-53.
- Almeida, M. S. S (1996). Aterros sobre solos moles – da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro, UFRJ.
- Almeida, M. S. S e Marques, M. E. S (2010). Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. São Paulo: Oficina de Textos, 254 p.
- Asaoka, A. (1978). Observation procedure of settlement prediction, Soil and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 18, n. 4, pp. 67-101.

- Balaam, N.P. & Booker, J. R. (1981). Analysis of rigid supported by granular piles. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 5, pp. 379-403.
- Balaam, N.P., Booker, J. R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol.9, pp 331-351.
- Baumann, V. & Bauer, G. E. (1974). The performance of foundations on various soils stabilized by the vibro-compaction method. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 3 ,pp.509-530.
- Barksdale, R.D. & Bachus (1983). Design and Construction of Stone Columns. Vol 1. Report SCEGIT-83-10, submitted to the Federal Highway Administration. School of Civil Engineering. Georgia Institute of Technology. Atlanta. Georgia. USA.
- Biot, M. A. (1941) General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, vol. 12, pp 155-164.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, vol. 3, pp 1-54.
- Bouassida, M.m ; De Buhan, P. & Dormieux, L. (1995). Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns. *Geotechnique*, vol. 45, pp 25-34.
- Brinkgreve, R. B. J.; Kumarwamy, S.; Swolfs, W. M.; Zampich, L. (2018a). Tutorial Manual. 2D Version, Delft University of Technology & Plaxis b.v., Netherlands, 190 p.
- Brinkgreve, R. B. J.; Kumarwamy, S., Swolfs, W. M.; Zampich, L. (2018b). PLAXIS 2D Scientific Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v., Netherlands, 60 p.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarwamy, S., Swolfs, W. M., Zampich, L. (2018c). PLAXIS 2D Material Models Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v., Netherlands, 256 p.
- Brinkgreve, R. B. J.; Kumarwamy, S.; Swolfs, W. M.; Zampich, L. (2018d). PLAXIS 2D Reference Manual, Delft University of Technology & Plaxis b.v., Netherlands, 494 p.
- Canizal, J., Cimentada, A., Da Costa, A., Miranda, M., Sagaseta, C. (2012) Theoretical analyses of laboratory tests of kaolin clay improved with stone columns - ISSMGE - TC 211. *International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels*, vol III, ed N H Nicolas Denies (Brussels, Belgium), pp 373 – 381.
- Castro, J. & Sagaseta, C. (2009) Field instrumentation of an embankment on stone columns. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ICSMGE*.
- Castro J.; Karstunen M; Sivasithamparam N. e Sagaseta C. (2013). Numerical analyses of stone column installation in Bothkennar clay Installation Effects in *Geotechnical Engineering (CRC Press)* pp 212-218.
- Castro, J. (2017). *Modeling Stone Columns*. Materials, Basel, p 782.
- Coutinho, R. Q. (1976), Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense, *Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil*, 213 p.
- Dayte, K.R. (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system. *Symposium on recent developments in ground improvement techniques*. Bangkok.
- Desai, C. S.; Siriwardane, H. J. (1984). *Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials*. Englewood Cliffs, New Jersey. 468 p.
- Domingues, T. S. S. (2006). *Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento*. *Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto, Portugal*, 236 p

- Drucker, D.C., Gibson, R.E., Henkel, D.J. (1957). Soil mechanics and work hardening theories of plasticity, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 122, pp 338 -349.
- Ellouze, S., Bouassida, M., Bensalem, Z., Znaidi, M. N. (2017). Numerical analysis of the installation effects on the behavior of soft clay improved by stone columns. Geomechanics and Geoenvironmental Engineering, pp 73-85.
- Elshazly, H., Hafez, D. & Mossaad, M. (2007). Settlement of circular on stone column - reinforced grounds. Journal of Ground Improvement, 11(3), pp. 163-170.
- Elshazly, H. A., Hafez, D. H., Mossaad, M. E. (2008) Reliability of Conventional Settlement Evaluation for Circular Foundations on Stone Columns. Geotechnical and Geological Engineering, pp 323-334.
- Fattah, M. Y. & Majeed, Q. G. (2012). Finite Element Analysis of Geogrid Encased Stone Columns. Geotechnical and Geological Engineering, pp 713-726.
- Georgiadis, Konstantinos & Potts, David & Zdravkovic, L. (2004). Modelling the shear strength of soils in the general stress space. Computers and Geotechnics, vol. 31, pp 357-364.
- Gniel, J.; Bouazza, A. (2009). Predicted Site Behavior of Geogrid Encased Stone Columns Australian Geomechanics, pp 11-16.
- Goughnour, R. R. & Bayuk, A. A. (1979). A field study of long-term settlement of loads supported by stone columns in soft ground. Pro. Int. Conf. on Soil Reinforcement: Reinforcement Earth and Other Techniques, Paris, pp. 271-277.
- Greenwood, D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below surfaces. C. R. Conference on Ground Engineering. Institution of Civil Engineers, London, paper II, pp 11 - 22.
- Han, J. e Ye, S. L. (1992). Settlement analysis of buildings on the soft clays stabilized by stone columns. Proc. Int. Conf. on Soil Improvement and Pile Foundations, Vol 118, pp.446-451.
- Han, J. e Garb, M.A. (2002). Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supports Earth Platforms over Soft Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.128, N. 1, January, ASCE, p.44-53.
- Herle, I.; Wehr, J. e Arnold, M. (2009). Soil improvement with vibrated stone columns – influence of pressure level and relative density on friction angle. Proc. 2nd Int. Workshop os Soft Soils – Focus on Ground Improvement (Karstunen, Leoni, eds.), Glasgow, CRC Press, pp 235 - 240.
- Karstunen, M.; Krenn, H.; Wheeler, S. J.; Koskinen, M. e Zentar, R. (2005). Effect of Anisotropy and Destructuration on the Behavior of Murro Test Embankment. International Journal of Geomechanics. Vol 5, p. 87-97.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979) Soil Mechanics. 2nd Edition, Wiley, New York, 553 p.
- Lima, B. T. (2012). Estudo do Uso de Colunas de Brita em Solos Argilosos Muito Moles. Rio de Janeiro Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Brasil, 314 p.
- Magnan, J. P. e Deroy, J. M. (1980) Analyse graphique des tassement observés sons ler ouvrage, Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chaussés, Paris, pp. 9- 21.
- Marto, A., Helmi, F.; Latifi, N.; Mohsen Oghabi, R. M. (2013). Performance analysis of reinforced stone columns using finite element method. Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), pp 315-323.
- McCabe, B.A., Nimmons, G.J. e Egan, D. (2009). A review of field performance of stone columns in soft soils. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, vol. 162, pp. 323 - 334.

- Melnikov, R.; Zazulya, J.; Stepanov, M.; Ashikhmin, O.; Matseva, T. (2016). OCR and POP parameters in Plaxis-based numerical analysis of loaded over consolidated soils. *Procedia Engineering* 165, pp 845-852.
- Mello, L. G. M; Montez, F.; Tsukahara, C. N.; Bilfinger, W.(2008). First use of geosynthetic encased sand columns in South America. *Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Cancún, México.*
- Mitchell, J. K. e Huber, T.R. (1985). Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, pp 205 - 223.
- Näätänen, A.; Wheeler, S.J.; Karstunen, M.; Lojander, M. (1999). Experimental investigation of an anisotropic hardening model for soft clays. *Proc. 2nd Int. Symp. On Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, vol. 1, pp. 541 - 548.*
- Noura Nehab, L. O., Lahcen Bahi, K. B. (2016). Three-Dimensional Modeling os a Group of Stone Columns In “Bouregre Valley” Soft Ground. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol 11, pp 14537 - 14544
- Ng, K. S. e Tan, S. A. (2014). Design and analyses of floating stone columns. *Soils and Foundations and Technology*, pp 478 – 487.
- Ortigão, J.A.R. (1980). Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 715 p.
- Ortigão, J.A.R.(2007). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3a Edição, Editora Terratek, 391 p.
- Palmeira, E.M. (2018). *Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente*. Oficina de Textos, 368p.
- Parry, R. H. G. (1972). Stability analysis of low embankments on soft clays. In : *Roscoe Memorial Symposium Cambridge University*, pp. 643-668.
- Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, p 367.
- Pirvac, J. (2011). Stone columns - determination of the soil improvement factor. *Slovak Journal of Civil Engineering*, pp 17-21.
- Priebe, H. J. (1976). Estimating settlement in a gravel column consolidated soil. *Die Bautech*, 52, pp 160 - 162.
- Priebe, H. J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*. vol 28, n.10, pp 31 – 37.
- Raju, V. R. (2003). *Ground Improvement Techniques for Railway Embankments*. Disponível em: www.kellergrundbau.com (acesso em 10.02.2019).
- Roscoe, K. H. e Pooorooshasb, H. B. (1963). A theoretical and experimental study of strains in triaxial compression tests on normally consolidated clays. *Géotechnique*, 13, pp 12 - 38.
- Roscoe, K. H. y Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behavior of wet clay. *Engineering Plasticity, Cambridge University*, pp 535 - 609.
- Rodríguez, J.F.R. (2010). *Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidación Regional, en la Zona Lacustre de la Ciudad de México*. Tese de Doutorado. UNAM, México, p 167.
- Rodríguez, J.F.R. (2018). *Notas de aula: Tópicos Especiais em Geotecnia 1. Modelagem Numérica Aplicada a Projetos Geotécnicos*. Geotecnia/UnB, Brasília.
- Sexton, B. G., McCabe, B. A., Karstunen, M e Sivasithamparam, N. (2016). Stone column settlement performance in structured anisotropic clays: the influence of creep. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp 672 – 688.
- Sexton, B. G; McCabe, B. A. (2016). Stone column effectiveness in soils with creep: a numerical study *Geomechanics and Geoengineering*, p.252-269

- Schnaid, F. e Odebrecht, E. (2014). *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 2.ed. Oficina de Textos. São Paulo, 254 p.
- Schweiger, H. F. (1989). *Finite Element Analysis of Stone Column Reinforced*. Tese Ph. D., TU Graz, Austria.
- Tan, S. A., Tjahyono, S. e Oo, K. K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134, No. 2, pp 185 - 194.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. 8nd Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K. and Peck, R. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley, New York
- Thorburn, S. (1975). Building structures supported by stabilized ground. *Géotechnique*, vol. 25, pp 83-94.
- Van Impe, W., De Beer, E. (1983). Improvement of settlement behavior of soft layer by means of stone columns. *Proceedings of 8th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, pp 309-312.
- Vesic, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of soil mechanics and foundation*. Div., ASCE, vol 98, pp 265 - 290.
- Weber, T.M., Springman, S.M., Gäb, M., Racansky, V., e Schweiger, H.F. (2009). Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment. *Geotechnics of Soft Soils - Focus on Ground Improvement*, 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils (IWGSS), AMGISS Workshop, Universidade de Strathclyde, Glasgow, Escócia, pp 305 - 311.
- Wheeler, S. J. (1997). A rotational hardening elasto-plastic model for clays. *Proc. 14th Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 431- 434.
- Zdravkovic, L., Potts, D. M., Hight, D. W. (2002). The effect of strength anisotropy on the behavior of embankments on soft ground. *Géotechnique*. vol. 52, pp 447 - 457.

ANEXO A

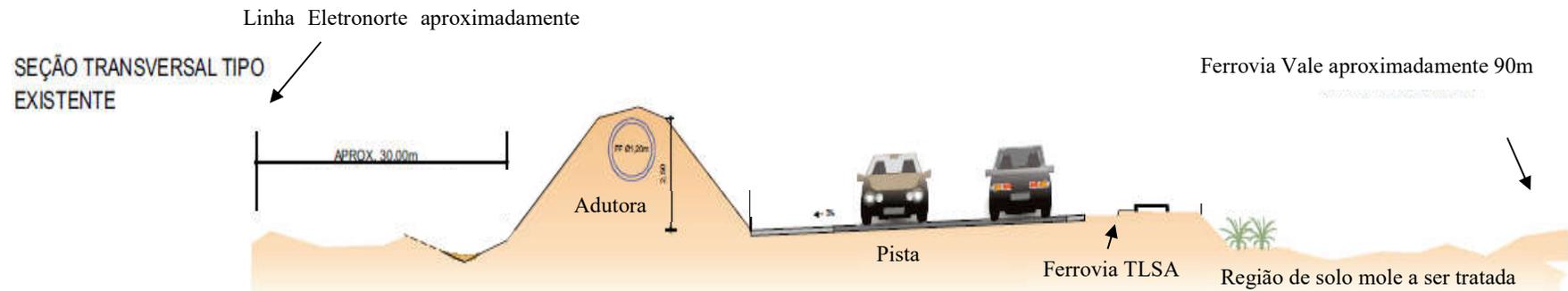


Figura A.6.1 - Seção transversal existente: pista simples, adutora do sistema Italuís, linha de transmissão da Eletronorte, linhas férreas da antiga CFN e da Vale (modificado de DNIT, 2012).

Tabela A.6.1 - Resultados Vane Test em 13 seções (DNIT, 2012).

VANE TEST INDEFORMADO (Diâmetro da Palhete: 130 x 65)								
Ensaios						CORREÇÃO BJERRUM (1972)		
Ensaio	Estaca	Prof. (m)	Atrito	Torque	Su	IP(%)	FATOR	Su
			Indef.	Indef.	Indef.		DE	Corrigida
			(Nm)	(Nm)	(kPa)		CORREÇÃO	(kPa)
VT-01	1280	2,5	1,74	11,33	9,81	23	1	9,81
		3,5	1,26	16,78	14,82	23	1	14,82
		4,5	5,5	16,56	10,58	23	1	10,58
VT-02	1326	2,5	0	16,14	15,95	24	1	15,95
		3,5	1,68	16,43	13,67	24	1	13,67
		4,5	0,28	16,83	16,38	24	1	16,38
VT-03	1385	2,5	2,36	14,5	11,62	47	0,85	9,88
		3,5	0,31	20,8	19,82	47	0,85	16,85
		4,5	0,25	15,87	16,4	47	0,85	13,94
VT-04	1495	2,5	1,7	16,3	14,74	34	0,92	13,56
		3,5	0,26	14,74	14,53	34	0,93	13,51
		4,5	0,74	22,64	21,74	34	0,92	20,00
		5,5	0,46	47,71	48,23	34	0,92	44,37
VT-05	1570	2,5	0,34	16,89	16,57	67	0,75	12,43
		3,5	0,3	26,77	25,97	67	0,75	19,48
		4,5	0,34	49,31	46,02	28	0,95	43,72
VT-06	1615	2,5	0,14	16,76	17,59	67	0,75	13,19
		3,5	0,15	18,64	17,72	67	0,75	13,29
		4,5	0,21	18,68	20,01	28	0,95	19,01
VT-07	1690	2,5	0,34	11,22	10,8	66	0,75	8,10
		3,5	0,22	22,35	22,85	66	0,75	17,14

		4,5	0,2	18,67	18,53	66	0,75	13,90
		7,5	0,21	24,23	24,56	66	0,75	18,42
VT-08	1785	2,5	0,96	7,1	6,31	74	0,67	4,23
		3,5	0,34	17,78	16,32	74	0,67	10,93
		4,5	0,2	12	11,83	74	0,67	7,93
		7,5	0,34	23,34	22,74	74	0,67	15,24
		2,5	0,02	14,67	14,97	59	0,78	11,68
VT-09	1935	3,5	0,47	15,2	14,41	59	0,78	11,24
		4,5	0,16	21,8	22,06	59	0,78	17,21
		7,5	0,32	47,76	45,49	59	0,78	35,48
		2,5	0,14	21,51	20,97	50	0,8	16,77
VT-10	1990	3,5	0,13	28,49	27,43	50	0,8	21,94
		4,5	0,17	22,74	22,38	50	0,8	17,9
		7,5	0,29	30,78	31,02	50	0,8	24,82
		2,5	0,26	11,62	12,36	50	0,8	9,88
VT-11	2045	3,5	0,05	17,09	17,42	50	0,8	13,94
		4,5	0,64	32,84	34,98	50	0,8	27,98
		7,5	0,13	25,94	26,24	50	0,8	20,99
		2,5	0,26	9,49	8,67	50	0,8	6,94
VT-12	2100	3,5	1,15	14,62	13,32	50	0,8	10,65
		4,5	0,28	16,86	15,67	50	0,8	12,54
		2,5	0,25	29,31	28,92	50	0,8	23,13
VT-13	2125	3,5	0,26	9,8	10,08	50	0,8	8,06
		4,5	0,26	19,55	19,88	50	0,8	15,90

Tabela A.6.2 -Segmentos homogêneos divididos em função das características geométricas dos solos moles (DNIT, 2012).

Segmento		Extensão (m)	Profundidade Média (m)	Su (kPa)	Solução adotada
Inicial	Final				
1245	1310	1300	7,44	11,70	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1310	1365	1100	10,14	15,30	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1365	1470	2100	6,16	13,60	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1470	1490	400	11,70	15,70	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1490	1522	640	18,81	15,70	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1522	1545	460	6,23	15,70	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1545	1560	300	11,83	16,00	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1560	1630	1400	6,57	15,20	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1630	1658	560	11,00	15,20	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1658	1740	1640	9,54	15,20	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1740	1820	1600	7,55	9,60	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1820	1845	500	13,50	9,60	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1845	1920	1500	6,97	9,60	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
1920	2088	3360	15,08	14,20	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m*

2088	2162	1480	9,00	15,60	Coluna de brita(esp. 2,0x2,0/diam 80,0cm)+geogrelha 300Kn/m
Extensão total:		18340	obs.:*Segmento 1968 a 1995, extensão 550m, a solução adotada foi CPR		

Tabela A.6.3- Localização dos Ensaios CPTu e as respectivas profundidades de solos moles encontradas(DNIT, 2014b).

Rodovia BR-135/MA Colunas de Brita - Ensaio CPTu					
CPTu	Estaca	Posição	Condições	Prof. (m)	Resistencia
nº	nº		Atual	Coluna	cone (m)
1	1757+5,30	Rodovia	Subleito	7,10	5,50
2	1754+17,55	Rodovia	Subleito	9,35	6,50
3	1754+3,40	Ferrovia	Subleito	10,05	7,50
4	1745+1,10	Rodovia	Subleito	10,90	6,00
5	1742+9,00	Rodovia	Subleito	12,45	6,00
6	1736+0,70	Ferrovia	Subleito	12,60	6,00
7	2038+1,00	Rodovia	Camada Final de Terrapl.	19,15	15,08
8	2041+1,00	Rodovia	Camada Final de Terrapl.	18,93	15,08
9	2044+1,00	Ferrovia	Camada Final de Terrapl.	18,91	15,08
10	1648+5,25	Ferrovia	Subleito	12,31	6,50
11	1643+17,15	Rodovia	Subleito	12,72	6,00
12	1639+15,30	Rodovia	Subleito	13,88	6,00
13	1465+14,00	Rodovia	Terreno Natural	-	5,50
14	1453+17,70	Rodovia	Terreno Natural	-	5,50
15	1445+1,00	Ferrovia	Terreno Natural	-	5,00
16	2109+1,00	Rodovia	Pavimentado	9,21	10,5
17	2093+19,00	Ferrovia	Lastro	12,45	10,5
18	2092+0,15	Externo	Terreno Natural	-	10,5
19	2079+1,00	Rodovia	Pavimentado	16,86	15,08
20	2067+1,00	Ferrovia	Lastro	17,12	10

21	2041+4,40	Externo	Terreno Natural	-	13
22	1940+1,00	Rodovia	Imprimado	10,39	15,08
23	1937+1,00	Ferrovia	Lastro	12,37	15
24	1902+14,70	Externo	-	-	9
25	1902+1,00	Rodovia	Base (BGS)	10,62	6,97
26	1892+1,00	Ferrovia	Lastro	8,71	9,5
27	1862+1,00	Rodovia	Sub-Base	8,73	6,5
28	1862+2,30	Externo	Terreno Natural	-	6
29	1845+1,00	Ferrovia	Sub-Lastro	12,02	13,5
30	1820+14,30	Externo	Terreno Natural	-	5
31	1817+1,00	Rodovia	Sub-Base	7,72	6,5
32	1812+1,00	Ferrovia	Sub-Lastro	8,77	10
33	1754+19,60	Externo	Terreno Natural	-	7
34	1744+1,00	Externo	Terreno Natural	-	7,55
35	1702+1,10	Rodovia	Sub-Leito	7,00	11
36	1694+19,80	Externo	Terreno Natural	-	6
37	1680+1,80	Ferrovia	Camada Final de Terrapl.	7,70	8,5
38	1645+19,30	Externo	Terreno Natural	-	5,50
39	1580+1,00	Rodovia	Colchão drenante	9,29	5,5
40	1575+19,00	Ferrovia	Colchão drenante	7,72	4,5
41	1571	Externo	Terreno Natural	-	4,5
42	1532+0,10	Rodovia	Coluna de brita	10,27	8
43	1532+3,55	Ferrovia	Coluna de brita	10,27	8
44	1532+2,65	Externo	Terreno Natural	-	8
45	1504+0,80	Rodovia	Coluna de brita	9,00	8
46	1504+1,55	Ferrovia	Coluna de brita	9,00	8
47	1504+8,70	Externo	Terreno Natural	-	8
48	1481+0,90	Rodovia	Coluna de brita	5,00	5
49	1479+19,25	Externo	Terreno Natural	-	5

50	1478+19,85	Ferrovia	Coluna de brita	5,00	5
51	1449+19,95	Rodovia	Coluna de brita	5,96	6,5
52	1449+18,70	Ferrovia	Coluna de brita	5,96	6,5
53	1449+17,00	Externo	Terreno Natural	-	6,5
54	1391+2,00	Rodovia	Coluna de brita	9,71	6,5
55	1390+19,85	Ferrovia	Coluna de brita	9,71	6,5
56	1389+19,40	Externo	Terreno Natural	-	6
57	1324+10,95	Rodovia	Coluna de brita	9,00	6,5
58	1323+3,70	Ferrovia	Coluna de brita	8,08	6,5
59	1321+14,00	Externo	Terreno Natural	-	6,5

Tabela A.6.4 - Resultados de ensaios geotécnicos em 28 amostras *shelby* (DNIT, 2012).

Resultado dos ensaios geotécnicos executados com amostras shelby																				
Amostras Shelby		Granulometria						Índices físicos das amostras indeformadas				Limites de Consistência			Adensamento			Resist. não-drenada		
km	Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	w (%)	γ_n (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	γ_t (g/cm ³)	e	LL (%)	LP (%)	IP (%)	σ_{pa}	C_r	C_c	CP1 (Kpa)	CP2 (Kpa)	CP3 (Kpa)
1245	3,00 a 3,50	17,33	60,33	21,36	0,28	0,70	73,90	1,44	0,83	2,70	2,27	47,00	24,00	23,00	60,00	0,15	1,17	20,60	18,40	17,30
1245	5,00 a 5,50	13,57	59,83	26,00	0,24	0,36	40,30	1,71	1,22	2,69	1,20	34,00	15,00	19,00	44,00	0,05	0,41	10,20	11,00	13,00
1248	2,00 a 2,50	52,78	45,52	0,52	0,65	0,53	95,30	1,44	0,74	2,99	3,03	89,00	35,00	54,00	76,00	0,21	1,49	19,10	17,50	21,20
1248	4,00 a 4,50	26,75	68,37	4,31	0,14	0,43	104,40	1,39	0,68	2,72	2,99	83,00	31,00	52,00	41,00	0,20	1,34	16,90	5,00	-
1258	2,00 a 2,50	21,15	77,53	0,86	0,15	0,29	99,50	1,36	0,68	2,50	2,68	73,00	27,00	46,00	30,00	0,15	1,28	9,40	9,10	7,40
1258	3,00 a 3,50	18,29	80,56	0,76	0,13	0,25	72,20	1,53	0,89	2,81	2,15	54,00	25,00	29,00	28,00	0,06	0,72	10,90	4,50	-
1278	2,50 a 3,00	8,33	66,34	24,51	0,41	0,41	70,40	1,62	0,95	2,64	1,78	43,00	20,00	23,00	20,00	0,08	0,61	11,40	10,70	-
1318	2,00 a 2,50	12,82	69,38	17,30	0,00	0,49	67,50	1,57	0,94	2,72	1,89	41,00	17,00	24,00	31,00	0,09	0,76	13,60	11,40	10,10
1348	2,50 a 3,00	20,03	78,20	0,74	0,44	0,59	125,00	1,42	0,63	2,76	3,41	92,00	31,00	61,00	36,00	0,18	1,45	12,00	7,50	5,70
1388	2,00 a 2,50	12,24	86,84	0,31	0,46	0,15	108,00	1,33	0,63	2,70	3,23	77,00	30,00	47,00	40,00	0,23	1,47	11,60	11,30	9,60
1408	3,00 a 3,50	22,11	71,75	5,34	0,27	0,53	78,70	1,52	0,85	2,83	2,32	58,00	24,00	34,00	25,00	0,10	0,98	11,10	10,00	-
1643	2,00 a 2,50	43,86	37,77	17,96	0,14	0,27	117,40	1,39	0,64	2,76	3,32	100,00	33,00	67,00	19,00	0,20	1,35	7,90	-	-
1643	4,50 a 5,00	32,40	47,93	18,16	0,96	0,55	97,70	1,50	0,76	2,86	2,76	50,00	22,00	28,00	31,00	0,11	1,10	5,20	7,20	5,60
1663	3,00 a 3,50	46,12	21,58	31,60	0,42	0,28	115,40	1,34	0,62	2,77	3,50	95,00	33,00	62,00	7,00	0,07	1,02	4,50	-	-
1683	3,50 a 4,00	28,08	50,67	19,44	1,21	0,60	69,90	1,46	0,86	2,79	2,23	89,00	23,00	66,00	20,00	0,17	0,86	8,50	6,30	-
1703	2,50 a 3,00	23,64	41,86	34,24	0,13	0,13	84,80	1,52	0,82	2,92	2,58	80,00	28,00	52,00	40,00	0,14	1,04	10,40	10,20	-
1723	5,00 a 5,50	14,49	54,07	29,19	1,18	1,05	75,20	1,54	0,88	2,76	2,15	90,00	31,00	59,00	48,00	0,12	0,86	12,40	9,90	12,30
1783	2,50 a 3,00	54,97	23,43	19,14	1,45	1,01	107,50	1,41	0,68	2,75	3,07	111,00	37,00	74,00	12,00	0,18	1,07	5,80	4,80	5,20
1803	2,00 a 2,50	38,69	27,08	32,45	1,31	0,48	105,40	1,42	0,69	2,79	3,07	92,00	29,00	63,00	34,00	0,19	1,55	6,50	7,40	-
1823	2,00 a 2,50	45,96	24,88	28,49	0,27	0,40	99,00	1,33	0,67	2,84	3,21	87,00	32,00	55,00	35,00	0,23	1,70	13,50	12,00	11,20
1863	3,00 a 3,50	40,83	42,33	16,66	0,69	0,49	80,50	1,50	0,83	2,78	2,37	86,00	28,00	58,00	20,00	0,16	0,83	5,60	10,40	7,80
1863	9,00 a 9,50	43,37	37,80	18,12	0,51	0,13	81,20	1,50	0,83	2,77	2,33	83,00	28,00	55,00	17,00	0,12	0,73	4,50	5,20	-
1883	3,50 a 4,00	61,32	19,73	18,68	0,00	0,27	109,20	1,42	0,68	2,85	3,20	98,00	38,00	60,00	41,00	0,22	1,55	14,00	11,00	9,70
1903	2,00 a 2,50	55,21	24,30	19,74	0,30	0,45	94,60	1,36	0,70	2,82	2,93	101,00	33,00	68,00	51,00	0,22	1,44	11,70	12,20	-
1903	4,00 a 4,50	50,61	33,69	14,55	0,65	0,50	92,30	1,40	0,73	2,85	2,92	58,00	20,00	38,00	42,00	0,20	1,08	7,60	13,60	12,40
1923	2,00 a 2,50	29,95	26,12	43,29	0,26	0,38	96,30	1,45	0,74	2,83	2,82	86,00	27,00	59,00	60,00	0,17	2,10	11,40	10,50	-
1943	2,00 a 2,50	54,48	13,14	30,83	0,60	0,95	75,80	1,53	0,87	2,78	2,21	91,00	32,00	59,00	60,00	0,16	0,94	13,00	12,10	9,60
1963	3,50 a 4,00	50,09	23,07	26,59	0,13	0,13	97,10	1,46	0,74	2,78	2,74	80,00	31,00	49,00	20,00	0,16	0,93	5,00	4,60	-

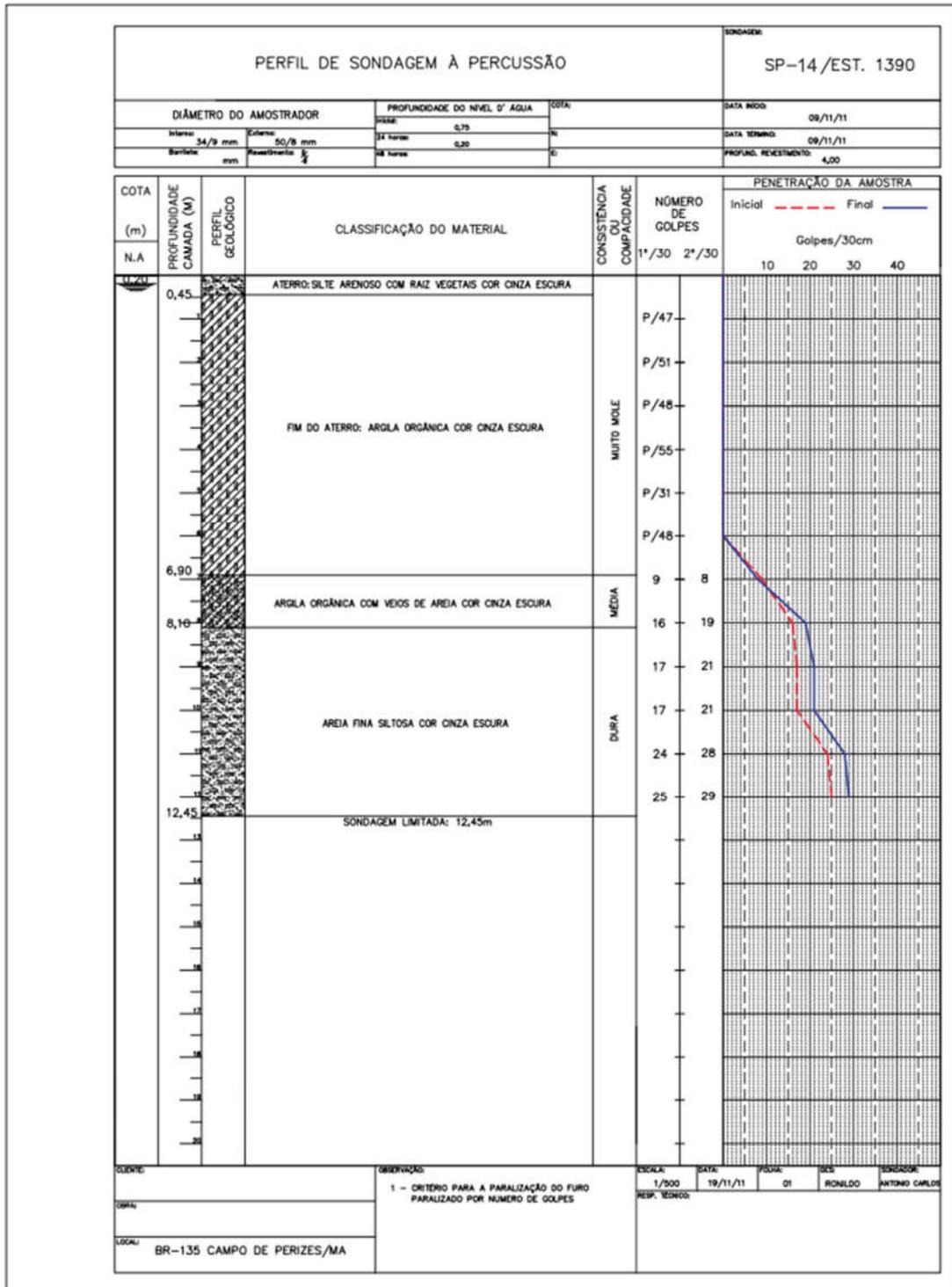
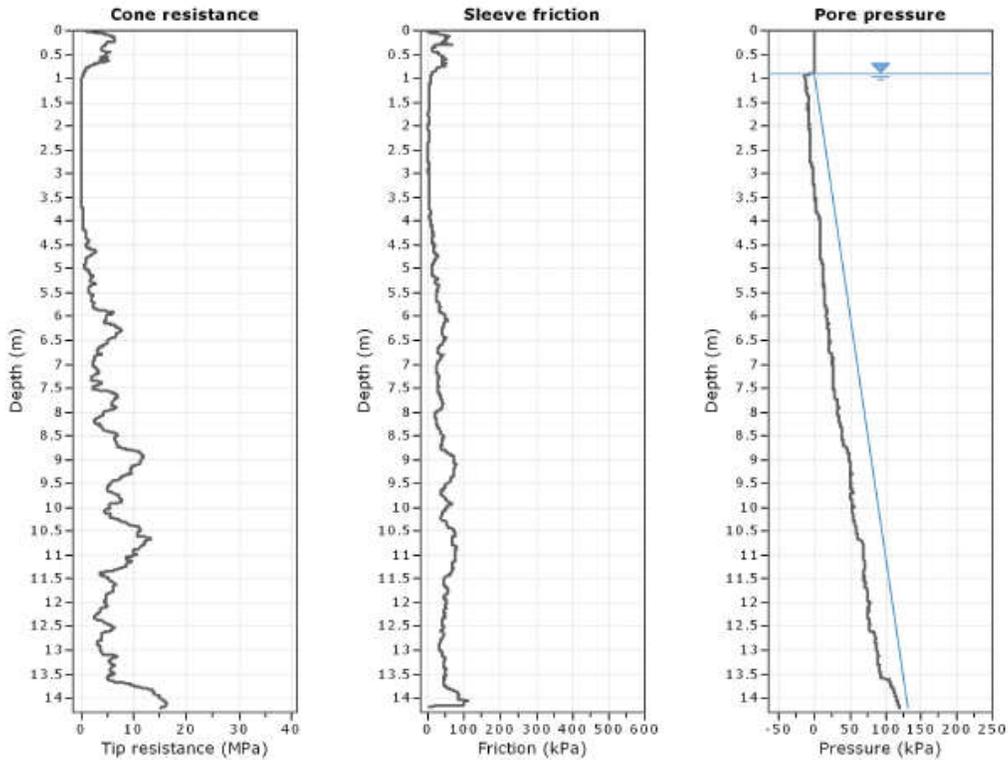


Figura A.6.2 - Resultado do ensaio SPT-19, estaca 1390(DNIT, 2012).



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

Figura A.6.3- Resultado do ensaio CPTu nº 56, estaca 1389+19,40(DNIT, 2014b).

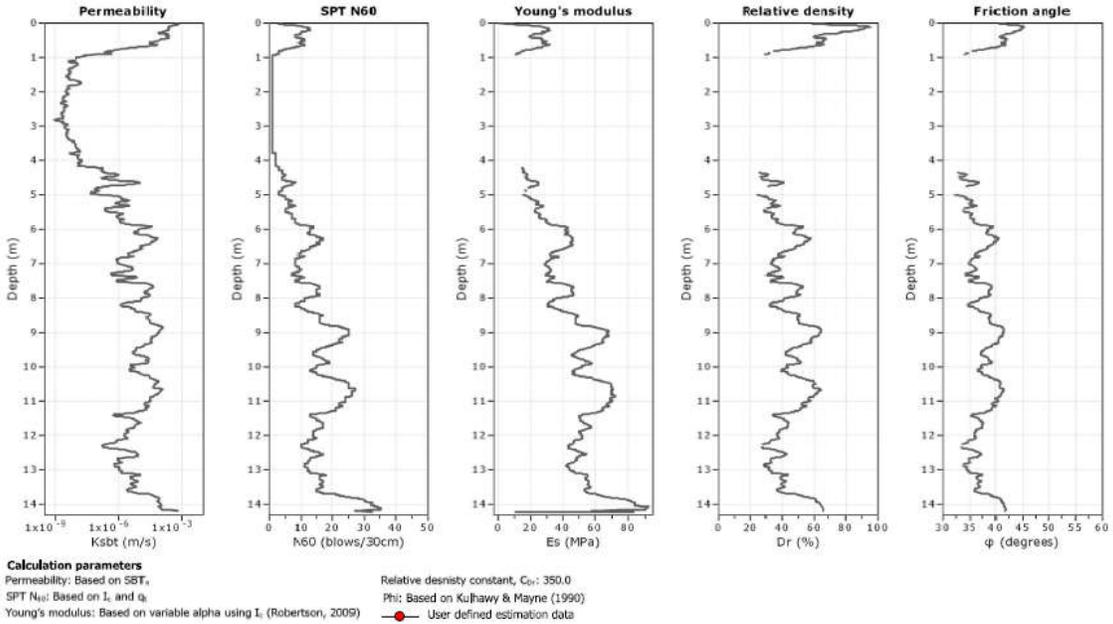


Figura A.6.4 - Resultado do ensaio CPTu na E1389+19,40(DNIT, 2014b).

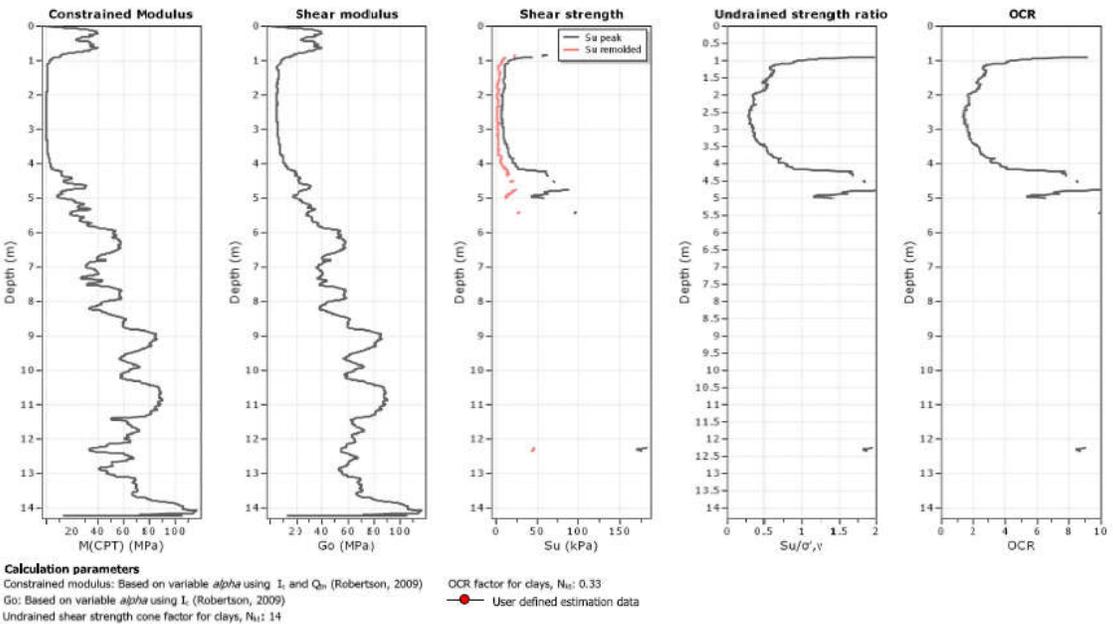


Figura A.6.5 - Resultado do ensaio CPTu na E1389+19,40 (continuação) (DNIT, 2014b).

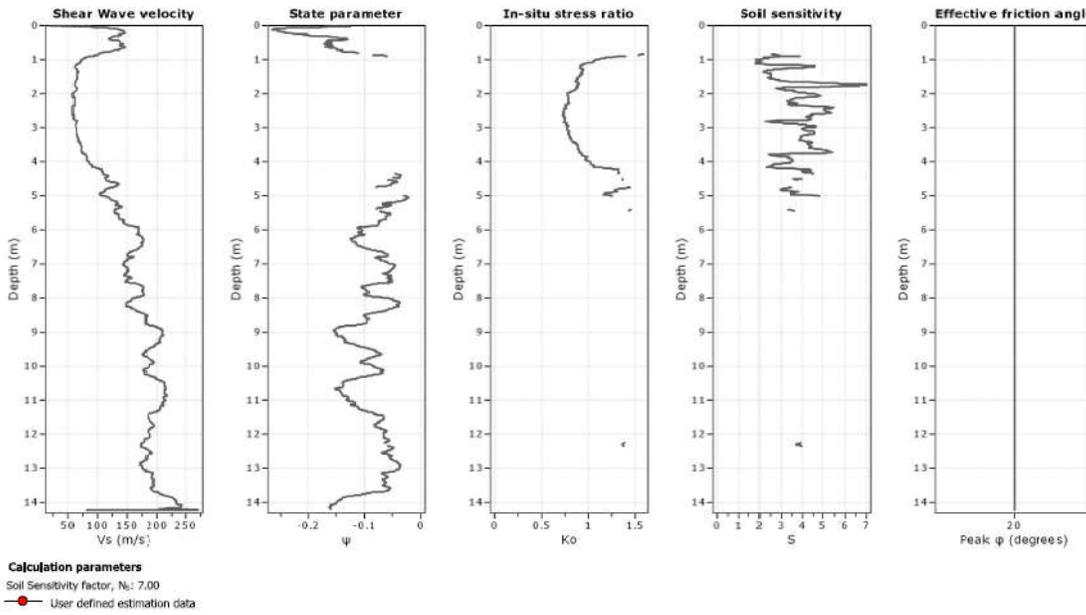


Figura A.6.6 – Resultado do ensaio CPTu na E1389+19,40 (continuação) (DNIT, 2014b).

ANEXO B

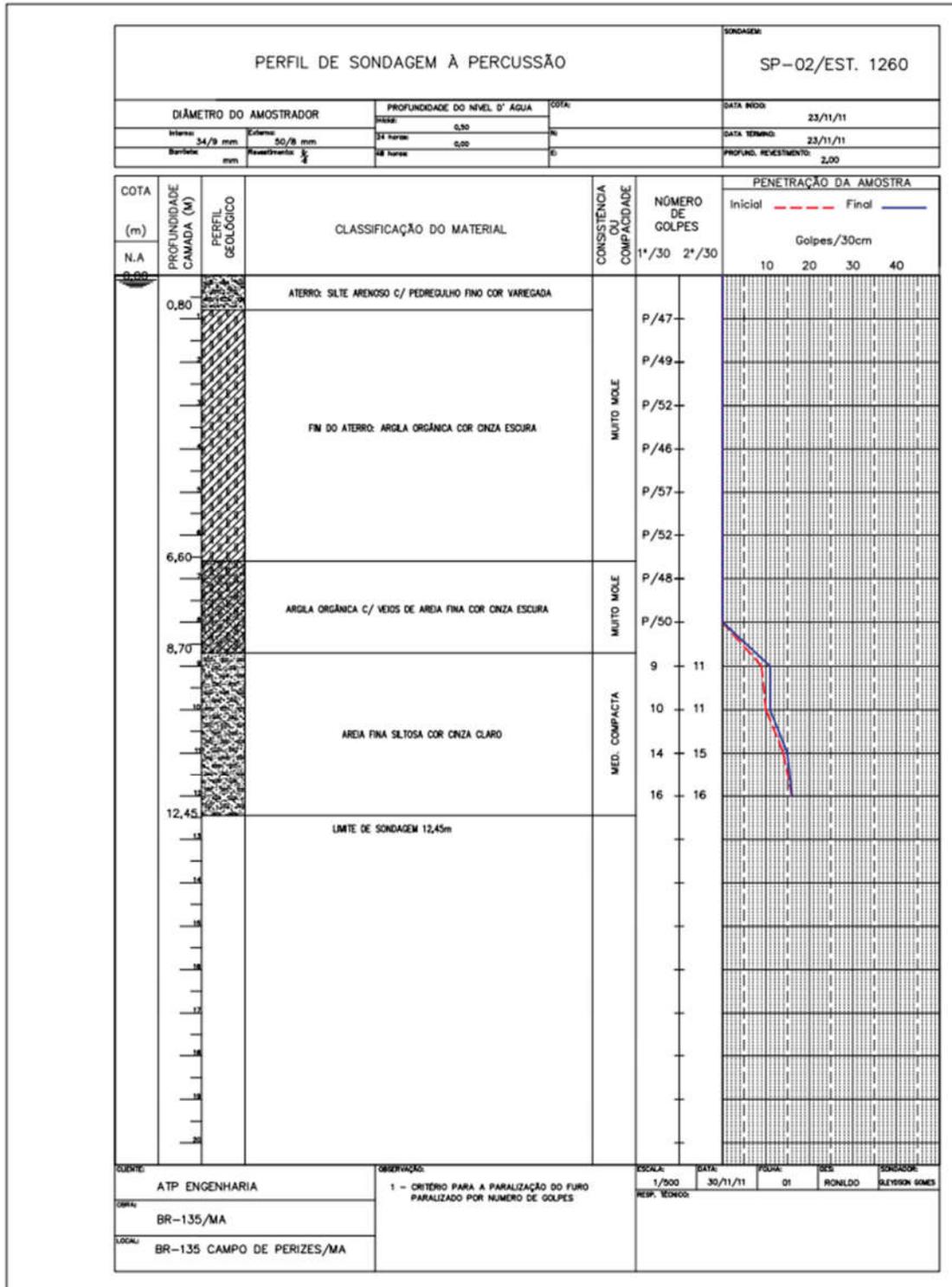


Figura B.6.7 - Resultado do ensaio SPT-02, estaca 1265(DNIT, 2012).

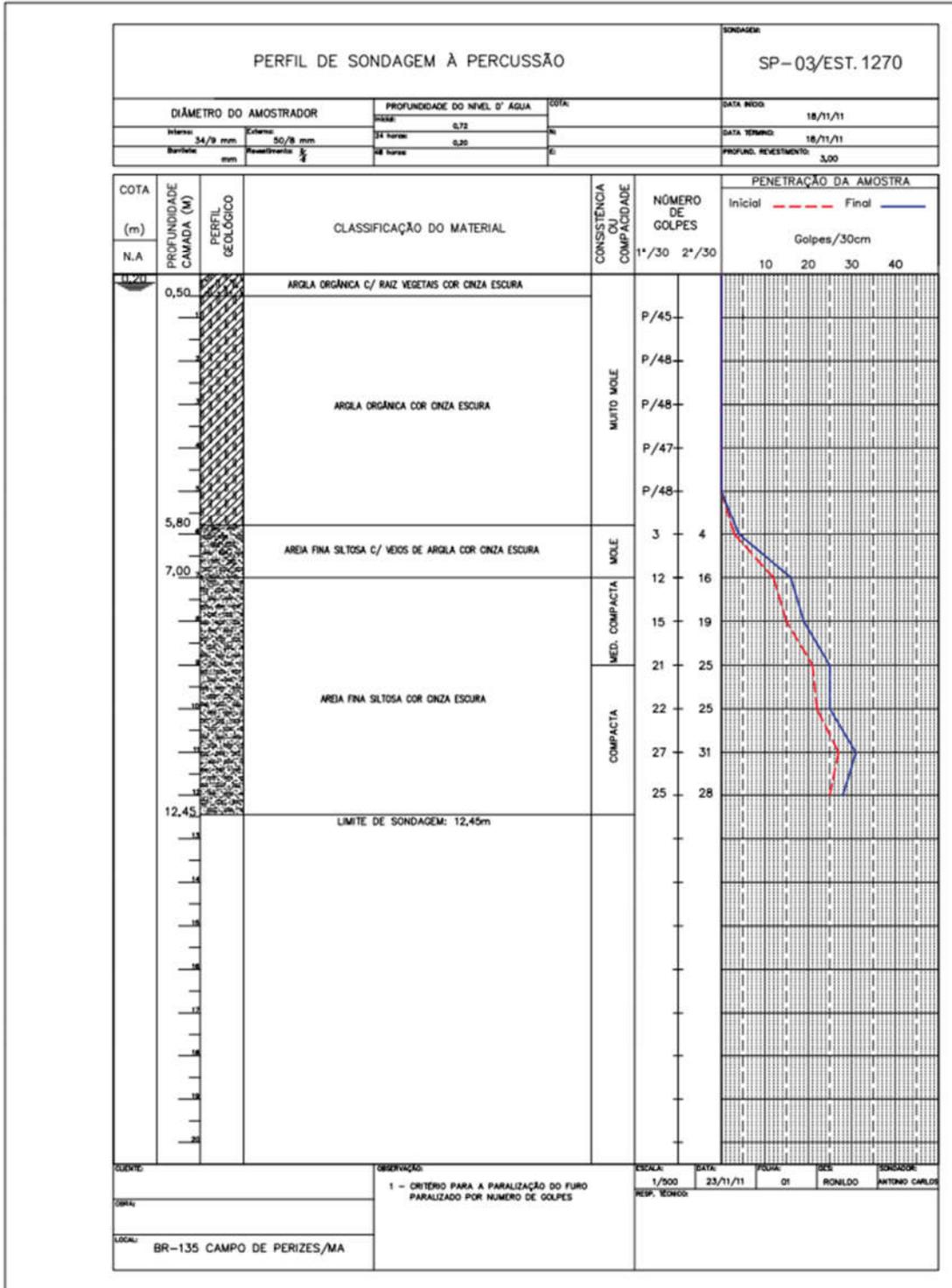
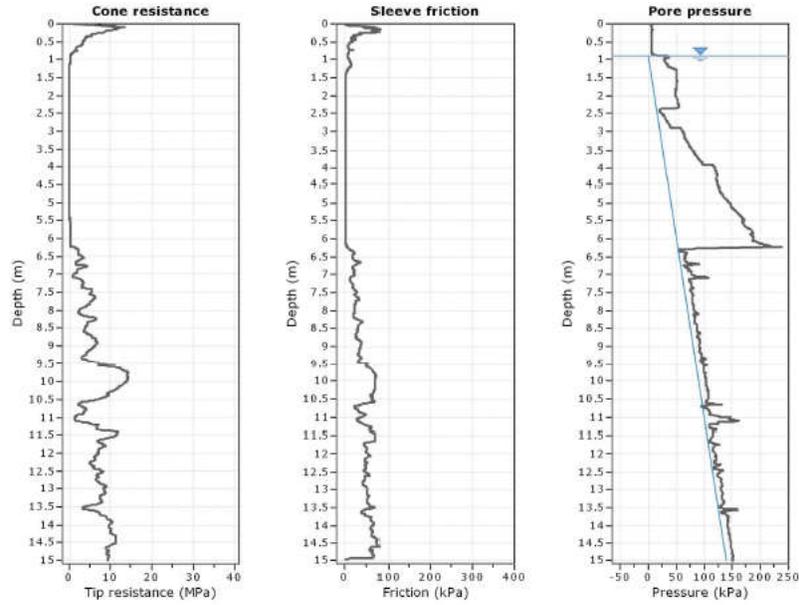


Figura B.6.8 - Resultado do ensaio SPT-03, estaca 1265 (DNIT, 2012).



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field), X axes presents the lag

Figura B.6.9 - Resultado do ensaio CPTu n.59 (DNIT, 2014b).