

Miryan Yumi Sakamoto

**SOLUÇÃO GEOTÉCNICA COM UTILIZAÇÃO DE EPS EM
ATERROS SOBRE SOLO MOLE:
Estudo de caso na complementação do aterro de encontro à ponte
sobre o Rio Luís Alves – duplicação BR-470**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Marciano Maccarini, PhD.

Florianópolis
2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Sakamoto, Miryan Yumi

Solução geotécnica com utilização de EPS em aterros sobre solos moles : estudo de caso na complementação do aterro de encontro à ponte sobre o rio Luís Alves - duplicação BR-470 / Miryan Yumi Sakamoto ; orientador, Marciano Maccarini, 2018. 200 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Aterros com EPS. 3. Solos moles. 4. Sobrecargas assimétricas. 5. Parâmetros geotécnicos. I. Maccarini, Marciano. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Miryan Yumi Sakamoto

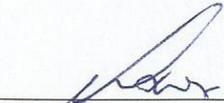
**SOLUÇÃO GEOTÉCNICA COM UTILIZAÇÃO DE EPS EM
ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:
Estudo de caso na complementação do aterro de encontro a ponte
sobre o Rio Luís Alves – duplicação BR-470**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para
obtenção do Título de Engenharia Civil e aprovada em sua forma final
pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de
Santa Catarina.

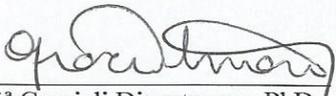
Florianópolis, 09 de fevereiro de 2018.

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.^a.
Coordenadora do Curso

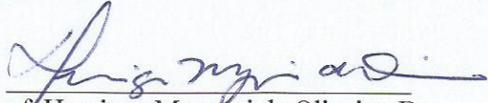
Banca Examinadora:

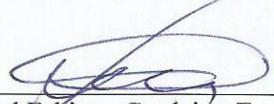

Prof. Marciano Maccarini, PhD.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina


Prof.^a Gracieli Dienstmann, PhD.

Universidade Federal de Santa Catarina


Prof. Henrique Magnani de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina


Rafael Fabiano Cordeiro, Eng.
Prosul Engenharia

AGRADECIMENTOS

A minha Família. Pai, Mãe e Cintya, obrigada por todo incentivo e suporte para minha formação acadêmica e para meu caráter. Obrigada pela compreensão nos meus momentos de ausência e nos momentos de mau humor.

Ao meu orientador Marciano Maccarini. Obrigada pelos imensuráveis ensinamentos da engenharia geotécnica e, sobretudo, da engenharia da vida. Obrigada pela escolha do tema, por acreditar no meu aprendizado e no meu desenvolvimento pessoal.

Aos professores da graduação, por toda sabedoria transmitida. Especialmente obrigada Wellington Repette, Luiz Prudêncio Jr., Fernando Mortari e Rubens Starke, pelas melhores aulas da faculdade e por me ensinarem o encanto da engenharia e da matemática.

Aos professores Orlando de Oliveira e Gracieli Dienstmann, obrigada por todas as conversas e por todo o conhecimento que me passaram.

Ao professor Rafael Higashi, meu sensei. Obrigada por me acompanhar ao longo da minha formação, por iniciar e fazer parte da minha educação geotécnica.

Ao professor Henrique Magnani, obrigada por todo o tempo dedicado a esclarecer minhas dúvidas, pelas correções, pelos conselhos e pelos ensinamentos.

A Aline Steffens, por me ensinar a amar a geotecnia. Obrigada pela amizade, pelo companheirismo e por sempre me orientar e me auxiliar de forma amável.

A Pedro Almeida, pois não poderia haver melhor pessoa para compartilhar das dúvidas, do desespero e dos momentos de alegria ou frustração. Obrigada por toda ajuda, pelas risadas e pelas discussões que com certeza contribuíram na minha formação e tornaram esta etapa mais leve.

Aos amigos Rodolfo Contessi, Julianna Baron e Rodrigo Amaral. Obrigada por serem sempre disponíveis em me auxiliar, pelas experiências compartilhadas e por todo carinho que vocês têm por mim.

Aos amigos e professores Fernanda Soares e Luiz Guesser. Obrigada pela parceria, por todas as dúvidas que tive nem sempre nos melhores horários e que vocês prontamente sanaram, por acreditarem no meu potencial e reconhecerem meus esforços.

Às melhores colegas de laboratório: Cândida Bernardi, Gisele Reginatto, Marianna Monteiro, Caroline Christ, Narayana Massoco e Regiane Sbroglia. Obrigada por me incentivarem a cada dia.

A Ângela Grando por acompanhar e compartilhar de minha persistência. Obrigada por todos os questionamentos respondidos e por aqueles que nos motivam a estudar mais. Obrigada por todas as discussões e por acreditar na minha maturidade.

Aos demais colegas de laboratório, geólogos, geógrafos e engenheiros, obrigada por contribuírem na minha formação profissional.

Aos melhores amigos que a UFSC poderia me dar e que pretendo levar para a vida: Rodrigo Abreu, Verônica Gnecco, Lucas Prudêncio, Hugo Brito, Henrique de Souza, Emanuelle Fabricio, Victor Pereira, Adriano Fürst, Rafael Lukacheski e Sutter Dorneles. Obrigada por todo o conhecimento trocado diariamente e por todos os momentos de descontração que fizeram da graduação uma época da qual sem dúvida sentirei saudades. A vocês desejo todo sucesso do mundo.

A toda família GTec, obrigada por terem me acolhido e serem sempre receptivos em me aconselhar quanto às minhas incertezas e indecisões. Em especial aos amigos Lucas Onghero e Eduardo Graeff, obrigada por toda a ajuda ao longo da minha graduação.

Aos colegas da Ceranium engenharia. Gleydner Carlos, Airton Hoffmann e Felipe Zacchi, obrigada pelo companheirismo e por tudo que me ensinaram.

Às empresas Prosul e Geoforma, pelos materiais cedidos. Aos engenheiros Rafael Cordeiro e Edgar Odebrecht, obrigada por serem sempre solícitos e disponíveis em contribuir para as pesquisas acadêmicas.

Por fim, mas acima de tudo, a Deus, por ter escolhido os melhores seres humanos para fazer parte da minha caminhada.

“Always pass on what you have learned”.
(Yoda Master in *Return of the Jedi*)

RESUMO

O presente trabalho apresenta as análises para concepção do projeto geotécnico de complementação do aterro de encontro a ponte sobre o rio Luís Alves, para a duplicação da rodovia BR-470. O aterro executado até o momento encontra-se a cerca de 12m do último bloco de fundação da ponte, já construído, em terreno de solo mole. Por esta razão, o trecho de aterro entre o bloco e o aterro atual requer maior atenção, visto que o deslocamento horizontal do subsolo irá resultar em esforços nas estacas já cravadas.

Para redução da sobrecarga assimétrica, foi proposta uma solução de aterro leve, com uso de Poliestireno Expandido (EPS). A verificação das deformações horizontais e verticais ocasionadas pela sobrecarga do aterro foi realizada por meio do Método de Elementos Finitos. Para a modelagem computacional e calibração dos modelos considerados, fez-se uso de dados e interpretações advindos de ensaios de campo, laboratoriais e de instrumentação e monitoramento do aterro já existente.

Dessa forma, pode-se verificar a validade do emprego de materiais leves no corpo do aterro quando comparado com aterros tradicionais. Além dos requisitos de estabilidade serem atendidos, as deformações no subsolo resultantes possuem magnitudes baixas e que, portanto, garantem a satisfatoriedade do projeto dada a não influência no desempenho dos elementos estruturais.

Palavras-chave: Parâmetros geotécnicos. Solos moles. Aterro com EPS. Modelagem Numérica. Método de Elementos Finitos. Sobrecargas assimétricas.

ABSTRACT

The present conclusion work analyzes the conception of the geotechnical project to an embankment junction's complementation in the bridge under the Luís Alves River, for the roadway BR-470 duplication. The embankment so far executed stand nearly 12m from the last foundation block of the bridge, already built, in a terrain of soft soil. For this reason, the embankment segment between the block and the current embankment requires more attention, since the horizontal displacement of the subsoil will result in effort on the piles already embedded.

In order to reduce the asymmetrical overcharge, it is suggested a solution with light embankment, using Expanded Polystyrene (EPS). The horizontal and vertical deflection's verifications, caused by the embankment's overcharge, was implemented through the Finite Element Method. For the computational model and the model calibration considered, it was applied data and interpretations acquired in field, laboratory and instrumentation tests and in the monitoring of the existent embankment.

Therefore, it is possible to verify the validity of the use of light materials in the body of the embankment when compared to the traditional types. Besides the stability requirements archived, the resulting deformations in the subsoil have low magnitudes and, consequently, guarantee the satisfactory levels for the project given the non-influence on the performance of the structural elements.

Keywords: Geotechnical parameters. Soft soil. Embankment with EPS. Numerical modeling. Finite Element Method. Asymmetrical overcharge.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de contato entre grãos para a definição de tensões.....	30
Figura 2 Representação esquemática para análise das tensões no solo.....	31
Figura 3 Analogia mecânica para o processo de adensamento...	34
Figura 4 Esquema de prensa do ensaio de adensamento convencional.....	38
Figura 5 Comportamento da curva de compressibilidade	38
Figura 6 Esquema da câmara de ensaio triaxial	39
Figura 7 Esquema do equipamento de ensaio SPT.....	42
Figura 8 Detalhes da sonda do piezocone (a) e detalhes da geometria da ponta da sonda (b)	44
Figura 9 Classificação do solo proposta por Robertson (1990)..	46
Figura 10 Equipamento para ensaio de palheta	47
Figura 11 Fator empírico de correção para resistência não drenada para o ensaio de palheta.....	48
Figura 12 Representação de uma placa de recalque	49
Figura 13 Construção gráfica para o método de Asaoka (1978): A) curva tempo versus recalque e B) reta ajustada	51
Figura 14 Esquema representativo de um inclinômetro	52
Figura 15 Coeficientes de compressibilidade obtidos pelo ensaio de adensamento oedométrico	56
Figura 16 Modos de ruptura para aterros em solos moles	58
Figura 17 Superfícies de ruptura circulares e poligonais	59
Figura 18 Ábaco para determinação do fator de influência (I) para carregamento trapezoidal	61
Figura 19 Deslocamentos na massa de solo junto ao estaqueamento.....	65
Figura 20 Métodos construtivos de aterros sobre solos moles ...	68
Figura 21 Execução do aterro em EPS.....	70
Figura 22 Gráfico tensão versus deformação para compressão uniaxial de blocos de EPS.....	72
Figura 23 Valores do módulo de elasticidade na fase elástica obtidos por diferentes pesquisadores	73
Figura 24 Ensaio de cisalhamento direto para blocos de 20 kg/m ³ em diferentes tensões de confinamento.....	74
Figura 25 Envoltórias das amostras de EPS através de ensaios de cisalhamento direto	75

Figura 26 Relação entre o ângulo de atrito médio e a massa específica.....	75
Figura 27 Componentes principais de um aterro de EPS	76
Figura 28 Fluxogramas para verificações em um projeto de aterro com EPS	77
Figura 29 Localização da área de estudos	79
Figura 30 Vista superior do trecho de duplicação, com a representação do aterro executado parcialmente	80
Figura 31 Representação esquemática do encontro à ponte quando do início da pesquisa.....	80
Figura 32 Configuração do encontro à ponte quando do início da pesquisa.....	81
Figura 33 Rio Luís Alves, longarinas já instaladas e aterro parcial ao fundo.....	81
Figura 34 Representação esquemática de uma seção transversal de uma estaca utilizada na fundação da ponte.....	82
Figura 35 Representação em planta da distribuição das estacas no bloco final da ponte.....	83
Figura 36 Locação dos pontos com instrumentação (sem escala)	84
Figura 37 Inclinômetros do km 18+630, vista do aterro.....	84
Figura 38 Inclinômetro do km 18+610, vista do aterro	85
Figura 39 Localização dos pontos de sondagem ao longo do eixo da pista de duplicação.....	86
Figura 40 Diagrama dos procedimentos metodológicos adotados na pesquisa	88
Figura 41 Ábaco para determinação de peso específico para solos granulares	92
Figura 42 Ábaco para determinação do peso específico para solos coesivos	93
Figura 43 Relação entre S_u , N_{spt} e IP	96
Figura 44 Ângulo de atrito interno para solos granulares.....	97
Figura 45 Variação da relação E_U/S_U com o índice de plasticidade e a razão de sobreadensamento	102
Figura 46 Análise da elevação hidrostática	111
Figura 47 Análise de superfície de ruptura circular pelo método de Bishop.....	112
Figura 48 Inserção de uma geometria genérica no programa ...	113
Figura 49 Representação simplificada de um elemento com pontos de tensão	114

Figura 50 Malha de elementos finitos considerada pelo programa	114
Figura 51 Tensões efetivas consideradas pelo programa	115
Figura 52 Comportamento segundo o modelo elasto-plástico perfeito	116
Figura 53 Comportamento de material com endurecimento após atingida a tensão de plastificação	117
Figura 54 Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média	117
Figura 55 Representação esquemática para consideração 2D de um modelo 3D	118
Figura 56 Perfil estratigráfico do trecho de duplicação da BR-470	122
Figura 57 Comparação entre os perfis do km18+610 e 18+900	124
Figura 58 Seção longitudinal do aterro de complementação	129
Figura 59 Representação de uma seção transversal típica do aterro de complementação	130
Figura 60 Representação esquemática do projeto para o aterro de complementação	131
Figura 61 Ponto de verificação da movimentação da geogrelha	135
Figura 62 Resultados obtidos para a estabilidade do aterro, na seção longitudinal	136
Figura 63 Resultados obtido para estabilidade do aterro, na seção transversal	136
Figura 64 Configuração indicada para o assentamento dos blocos de EPS	137
Figura 65 Juntas metálicas para união dos blocos	137
Figura 66 "Amarração" dos blocos com as chapas metálicas...	138
Figura 67 Instalação da manta sintética	138
Figura 68 Configuração geométrica considerada para as estacas (bloco P5)	140
Figura 69 Etapas de execução do aterro, na seção transversal, com sobrecarga	141
Figura 70 Legenda para as cores de cada camada do solo de fundação	143
Figura 71 Resultados do ensaio CPTu para o km18+900	144
Figura 72 Classificação do comportamento do solo por SBT proposto por Robertson (1990)	145
Figura 73 Determinação do peso específico natural pelo perfil	147

Figura 74 Tensões totais, efetivas, pressão de pré adensamento e OCR pelo ensaio de CPTu.....	149
Figura 75 Parâmetros de resistência do subsolo por correlações com CPTu e SPT	152
Figura 76 Malha considerada na modelagem	153
Figura 77 Carregamento simulado até a ruptura do solo mole .	153
Figura 78 Resultado da ruptura.....	154
Figura 79 Resistência não drenada com retroanálise em elementos finitos.....	154
Figura 80 Perfil de módulo de elasticidade	156
Figura 81 Distribuição do coeficiente de permeabilidade vertical – método de Lunne (1997)	158
Figura 82 Dados do monitoramento com placas de recalque ...	161
Figura 83 Deslocamento final da malha de elementos finitos (ampliada 5 vezes e com máximo deslocamento de 1,01m)	162
Figura 84 Deformações verticais totais [m] (máxima deformação = 1,02m)	162
Figura 85 Método de Asaoka para os dados da placa de recalque 02 (maior deslocamento).....	164
Figura 86 Previsão de recalques totais pelo Plaxis [m] (máximo recalque =1,12m).....	165
Figura 87 Posicionamento dos inclinômetros e sentido dos deslocamentos medidos.....	166
Figura 88 Medidas do inclinômetro do km 18+630a.....	167
Figura 89 Medidas do inclinômetro do km 18+630b	168
Figura 90 Medidas do inclinômetro do km 18+610	169
Figura 91 Deslocamentos horizontais pela modelagem numérica [m] (máximo deslocamento horizontal=0,45m).....	170
Figura 92 Perfil de deformações horizontais para uma seção na base do aterro pela modelagem numérica	171
Figura 93 Deformação final após o aterro com EPS (aumentado 5 vezes – máximo deslocamento = 0,94m)	172
Figura 94 Recalque provocado pela execução do aterro de complementação [m] (máximo recalque=0,21m).....	173
Figura 95 Deslocamentos horizontais devido à execução do aterro de complementação [mm]	174
Figura 96 Hipótese comparativa (a) – recalques –aterro com EPS sem berma [m].....	175
Figura 97 Hipótese comparativa (a) – deslocamento horizontal - Aterro com EPS sem berma [mm].....	176

Figura 98 Hipótese comparativa (b) – recalques - Aterro sem EPS [m].....	177
Figura 99 Hipótese comparativa (b) – deslocamentos horizontais – aterro sem EPS	177
Figura 100 Movimentação da cabeça das estacas medida em campo [cm]	178
Figura 101 Deslocamento horizontal para o par de estacas no momento antes da concretagem do bloco	179
Figura 102 Análise das deformações horizontais do solo, considerando apenas uma linha de estacas [m] (deformação máxima=0,44m).....	181
Figura 103 Força axial nas linhas de estacas consideradas	183
Figura 104 Força cisalhante e momento fletor das linhas de estacas consideradas.....	184

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tabela dos estados de compacidade e consistência ..	43
Tabela 2 Procedimentos para medida e estimativa da resistência não drenada S_u de projeto	54
Tabela 3 Métodos de equilíbrio limite de fatias recomendados para análise de estabilidade	59
Tabela 4 – Fatores de Segurança Mínimos requeridos pelo DNER para aterros rodoviários	60
Tabela 5 – Pesos específicos de materiais usados em aterros rodoviários.....	71
Tabela 6 Estatística de todos os ensaios de compressão uniaxial realizados.....	72
Tabela 7 Coeficiente de Poisson obtidos por diferentes autores	73
Tabela 8 Tabela para a bitola W 200×59.....	82
Tabela 9 Classificação das argilas quanto a sensibilidade	94
Tabela 10 Fatores de cone para argilas brasileiras	95
Tabela 11 Ângulo de atrito interno efetivo de argilas brasileiras	99
Tabela 12 Valores de módulos de elasticidade típicos	104
Tabela 13 Valores de módulos de elasticidade típicos	104
Tabela 14 Valores de módulos de elasticidade típicos	105
Tabela 15 Valores de módulos de elasticidade típicos [MPa] ..	105
Tabela 16 Valores para coeficientes de Poisson admissível.....	106
Tabela 17 Valores típicos para coeficientes de Poisson	106
Tabela 18 Valores típicos para coeficientes de Poisson	107
Tabela 19 Coeficientes de adensamento para a estaca 18+900	107
Tabela 20 Resultados dos ensaios SPT realizados para o projeto de implantação da BR-470	108
Tabela 21 Estimativa de permeabilidade com base na classificação SBT	109
Tabela 22 Razão de permeabilidade de argilas.....	110
Tabela 23 – Sondagens SPT para composição do perfil geotécnico.....	120
Tabela 24 Cálculo de verificação da flutuação – Força de empuxo	134
Tabela 25 Pesos atuantes sobre os blocos de EPS	134
Tabela 26 Datas e cotas das etapas de execução do aterro	141
Tabela 27 Etapas de execução do aterro até 2017	142
Tabela 28 Etapas de execução e adensamento do aterro de complementação.....	142
Tabela 29 Classificação do solo pelo ensaio SPT.....	146

Tabela 30 – Parâmetros geotécnicos para o subsolo	159
Tabela 31 Parâmetros de entrada para o programa, referentes aos materiais do aterro e pavimento	160

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Alfabeto grego

β [*]	Fator de geometria de Su	η [*]	Porosidade
γ [kN/m ³]	Peso específico do solo	θ [°]	Ângulo de ruptura
γ_{SAT} [kN/m ³]	Peso específico do solo saturado	τ [kPa]	Tensão cisalhante
$\Delta u_{m\acute{a}x}$ [kPa]	Excesso de poropressão máxima	σ [kPa]	Tensão normal total
Δu_i [kPa]	Excesso de poropressão inicial	σ' [kPa]	Tensão normal efetiva
ϵ [cm]	Deformação axial	σ'_{v_0} [kPa]	Tensão vertical efetiva
ϵ_r [%]	Deformação radial	σ'_{vm} [kPa]	Tensão de sobreadensamento
ϵ_t [%]	Deformação tangencial	ϕ [°]	Ângulo de atrito
ϵ_v [%]	Deformação vertical	ϕ' [°]	Ângulo de atrito efetivo

Alfabeto latino

B_q [*]	Incremento de poropressão	N_{SPT} [*]	Número de golpes SPT
c [kPa]	Intercepto coesivo	N_S [*]	Pressão normalizado
C_c [*]	Coefficiente de compressibilidade	N_{60} [*]	N_{SPT} para a energia de 60%
Ch [cm ² /s]	Coefficiente de adensamento horizontal	PA [*]	Pré Adensada
Ck [*]	Índice de variação da permeabilidade	P [kPa]	Força de compressão axial
Cr [*]	Coefficiente de recompressão	qc [kPa]	Resistência de ponta do cone
Cs [*]	Coefficiente de expansão	Q_{tn} [*]	Resistência de ponta normalizada
C_v [cm ² /s]	Coefficiente de adensamento vertical	q_n [kPa]	Resistência de cone líquida
e_0 [*]	Índice de vazios inicial	S_u [kPa]	Resistência não drenada
E [MPa]	Módulo de elasticidade	t [s]	Tempo
g [m/s ²]	Aceleração da gravidade	u [kPa]	Pressão neutra
I_{cw} [*]	Índice de classificação do solo	$u_{m\acute{a}x}$ [*]	Dissipação máxima
NA [*]	Normalmente Adensada	LP [%]	Limite de plasticidade
Na [m]	Nível de água		

Siglas

CD	Ensaio triaxial consolidado drenado
CPT	Ensaio de Penetração de Cone
CPTu	Ensaio de Penetração de Cone com medida de poropressão
CU	Ensaio triaxial consolidado não drenado
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
Du	Ensaio de Dissipação
EPS	Poliestireno expandido
FVT	Ensaio de Palheta
MEF	Método de Elementos Finitos
NSPT	Número de golpes do SPT (últimos 30cm)
OCR	Razão de sobreadensamento
SIC	Ensaio de adensamento convencional
SPT	Ensaio de penetração padrão
UU	Ensaio triaxial não consolidado não drenado

[*] adimensional

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	27
1.1	OBJETIVOS	28
1.1.1	Objetivo geral.....	28
1.1.2	Objetivos específicos	28
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
2.1	DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES.....	29
2.2	DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO SOLO.....	29
2.2.1	Teoria das tensões efetivas.....	30
2.2.2	Histórico de tensões	32
2.2.3	Teoria do adensamento	33
2.3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	35
2.3.1	Ensaio laboratoriais	36
2.3.1.1	Ensaio de caracterização.....	37
2.3.1.2	Adensamento oedométrico.....	37
2.3.1.3	Triaxial.....	39
2.3.2	Ensaio de campo.....	41
2.3.2.1	Sondagem a percussão – SPT.....	41
2.3.2.2	Ensaio de Piezocone – CPTu	43
2.3.2.3	Ensaio de palheta – <i>Field vane test</i>	47
2.3.3	Instrumentação.....	48
2.3.3.1	Placa de recalque.....	49
2.3.3.2	Inclinômetros	51
2.4	ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS EM SOLOS ARGILOSOS.....	52
2.4.1	Resistência ao cisalhamento não drenada	53
2.4.2	Compressibilidade.....	54
2.4.3	Parâmetros elásticos do solo	56

2.5	ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	57
2.5.1	Equilíbrio-Limite e Fator de Segurança	58
2.5.2	Estimativas de recalques	60
2.5.3	Esforços em fundações devido a sobrecargas assimétricas – <i>efeito Tschebotarioff</i>	64
2.5.4	Métodos numéricos	65
2.6	ATERROS LEVES COM EPS	67
2.6.1	Processos construtivos de aterros sobre solos moles.....	67
2.6.2	Uso de EPS na execução de aterros sobre solos moles	69
2.6.3	Propriedades do material	71
2.6.3.1	Peso específico	71
2.6.3.2	Compressão	71
2.6.3.3	Cisalhamento direto na interface.....	73
2.6.4	Análise da estabilidade de aterros com EPS.....	75
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	79
3.1	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA	79
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	87
4.1	IDENTIFICAÇÃO DO SUBSOLO	89
4.1.1	Identificação das camadas do solo	89
4.1.1.1	Análise de sondagens SPT	89
4.1.1.2	Análise de sondagens CPTu e Classificação <i>Soil Behavior Type</i> (SBT).....	90
4.1.1.3	Determinação do peso específico	91
4.1.1.4	Determinação das tensões verticais totais e efetivas	93
4.1.2	Fatores de resistência do solo.....	94
4.1.2.1	Ensaio UU e FVT	94
4.1.2.2	Resistência não drenada para o perfil.....	94
4.1.2.3	Ângulo de atrito pelo ensaio SPT.....	96
4.1.2.4	Ângulo de atrito pelo ensaio CPTu	98

4.1.2.5	Comparação do ângulo de atrito com a resistência não drenada para as camadas de argilas moles	100
4.1.3	Histórico de tensões	100
4.1.4	Parâmetros elásticos do solo	101
4.1.4.1	Módulo de elasticidade	101
4.1.4.2	Coefficiente de Poisson	106
4.1.5	Coefficientes de adensamento	107
4.1.6	Coefficientes de permeabilidade	109
4.2	ANÁLISE DA FLUTUAÇÃO.....	110
4.3	ANÁLISE DA ESTABILIDADE.....	111
4.4	ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES POR ELEMENTOS FINITOS 113	
4.4.1	Geometria.....	113
4.4.2	Modelos considerados.....	115
4.4.2.1	<i>Modelo linear elástico</i>	115
4.4.2.2	<i>Modelo Mohr Coulomb</i>	116
4.4.2.3	<i>Modelo Soft Soil</i>	116
4.4.3	Equivalência 3D para 2D para os elementos de fundação ..	118
5	RESULTADOS OBTIDOS	120
5.1	ANÁLISE DO SUBSOLO.....	120
5.1.1	Composição do perfil stratigráfico para o trecho da ponte sobre o rio Luís Alves	120
5.1.2	Divisão das camadas do solo	123
5.2	CONCEPÇÃO DO PROJETO GEOTÉCNICO	125
5.2.1	Arranjo proposto	126
5.2.2	Solução para o espraçamento das tensões.....	132
5.2.3	Verificação da elevação hidrostática (flutuação)	133
5.2.4	Verificação da estabilidade do aterro	135
5.2.5	Recomendações quanto à construção do aterro	137
5.3	MODELAGEM NUMÉRICA	139

5.3.1	Concepção dos elementos de fundação	139
5.3.2	Etapas de execução do aterro	140
5.3.3	Parâmetros do subsolo.....	143
5.3.4	Parâmetros do aterro.....	159
5.3.5	Resultados obtidos para o aterro já executado	160
5.3.5.1	Análise dos recalques	160
5.3.5.2	Análise dos deslocamentos horizontais	165
5.3.6	Análise dos deslocamentos previstos para o aterro com EPS 171	
5.3.6.1	Simulações comparativas	174
5.3.7	Esforços nos elementos de fundação da ponte	178
6	CONCLUSÕES	187
7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	189

1 INTRODUÇÃO

Os projetos de aterros sobre solos moles implicam um estudo cuidadoso para a solução dos problemas geotécnicos envolvendo a baixa resistência ao cisalhamento e a elevada compressibilidade do subsolo. Em especial, os aterros de encontro a pontes ou viadutos, além das análises convencionais exigem preocupação quanto à determinação da magnitude e distribuição dos deslocamentos horizontais e dos esforços transferidos aos elementos de fundação.

Dessa forma, o Método de Elementos Finitos apresenta-se como uma ferramenta importante para estimativa das deformações horizontais e dos recalques. Para a modelagem computacional, é importante que se faça o estudo dos parâmetros e propriedades do subsolo a serem inseridos no modelo, para que se garanta a qualidade e confiabilidade dos resultados.

Quanto às soluções a serem adotadas, pode-se fazer uso de materiais leves no corpo do aterro que permitam a redução do efeito Tschebotarioff em estacas. A exemplo de material, tem-se o Poliestireno Expandido (EPS), cuja aplicação para este fim ainda é pouco explorada no Brasil, porém bastante difundida em países como Japão, Estados Unidos e Noruega.

O uso de EPS foi avaliado no presente estudo, para o projeto de complementação do aterro de encontro a ponte sobre o rio Luís Alves, na duplicação da rodovia BR-470.

A avaliação do projeto quanto aos critérios de estabilidade e deformação permite que se verifique a satisfatoriedade do emprego de EPS no corpo de aterros, quando se deseja reduzir a sobrecarga atuante no subsolo. A elaboração desta pesquisa, portanto, contribui para a ampliação do conhecimento acerca do desempenho do EPS, auxiliando assim o meio técnico na escolha de soluções para a problemática de sobrecargas assimétricas em terrenos de argilas moles.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Desenvolver o projeto geotécnico da complementação do aterro de encontro à ponte sobre o rio Luís Alves, na duplicação da BR-470, atendendo aos requisitos de estabilidade e deformações.

1.1.2 Objetivos específicos

- Analisar as sondagens e determinar o perfil geotécnico do subsolo no trecho de estudo;
- Determinar os parâmetros elásticos, de compressibilidade, de caracterização física do solo e de resistência, por meio da interpretação de ensaios de laboratório e de campo, bem como de correlações propostas pela literatura;
- Analisar a estabilidade da solução geotécnica proposta por intermédio do programa Slide 6.0;
- Analisar a magnitude dos recalques pelos métodos de cálculo tradicionalmente empregados na engenharia geotécnica e também por modelagem numérica no programa Plaxis 8.6;
- Analisar a estimativa da magnitude e distribuição dos deslocamentos horizontais e dos esforços transferidos aos elementos estruturais da ponte obtidos através de modelagem numérica no programa Plaxis 8.6;
- Comparar os resultados obtidos pela modelagem numérica com os deslocamentos medidos por meio de instrumentação de campo no trecho de aterro existente até a presente data.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES

O termo Solos moles é genericamente empregado para descrever depósitos de solos com características de alta plasticidade e alta compressibilidade; de composição orgânica-mineral, com quantidades variáveis de matéria orgânica (15 a 99%). Essa composição pode ser decorrente de apenas uma fonte de origem ou de uma combinação de fontes, devido a processos climáticos favoráveis de humificação, mineralização e pedogênese, sob condições predominantemente anaeróbicas e de topografias particulares (DNER, 1990).

Segundo Massad (2010), são em geral argilas moles de deposição recente, formadas durante o período quaternário. De acordo com o autor, os depósitos se diferenciam pelo meio de deposição (água doce, salgada ou salobra); pelo processo (fluvial ou marinho) ou pelo local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias etc.).

No que se refere à distribuição dos depósitos ao longo das planícies litorâneas brasileiras, destaca-se a identificação de diferentes aspectos geológicos e geomorfológicos. Por meio de evidências sedimentológicas, biológicas e pré-históricas, é possível estimar a variação do nível do mar e os períodos de regressão e transgressão. Como consequência, tem-se o carreamento e deposição de sedimentos em áreas planas dando origem a depósitos argilosos (GRANDO, 2016).

Os fatores de ocorrência ao longo do período histórico para a formação, transposição e deposição dos solos, são importantes para interpretação e compreensão das camadas argilosas em depósitos de solos moles.

2.2 DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO SOLO

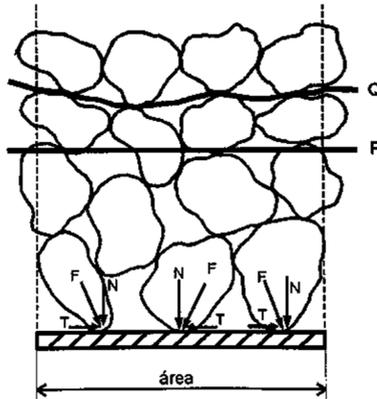
Conforme descrito por Das (2011), os solos são sistemas multifásicos. Em um determinado volume existem partículas sólidas distribuídas aleatoriamente, com vazios entre elas preenchidos por ar ou água. Para análises de problemas e aplicação da Mecânica dos Sólidos Deformáveis aos solos, é necessário conhecer a natureza da distribuição de tensão ao longo do perfil do terreno estudado.

Uma forma simplificada para a definição do estado de tensões consiste na representação do estado bidimensional, considerando que a ruptura ocorre num plano ortogonal (GRANDO, 2016). Pinto (2006) expõe a interpretação do solo como um conjunto de partículas, onde

forças aplicadas são transmitidas de partícula a partícula, além das forças que são suportadas pela água dos vazios.

Nesse modelo, admite-se esquematicamente um corte plano numa seção transversal do solo, no qual pode-se verificar diversos grãos transmitindo forças à seção do corte, as quais podem ser decompostas em normais e tangenciais (Figura 1). Como é impossível desenvolver modelos matemáticos com base nas inúmeras forças, a sua ação é substituída pelo conceito de tensões (PINTO, 2006).

Figura 1 Esquema de contato entre grãos para a definição de tensões



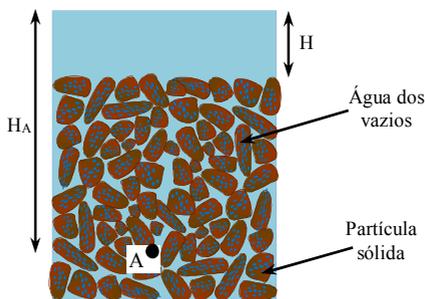
Fonte: Pinto (2006).

A somatória das componentes normais ao plano, dividida pela área total que abrange as partículas em que os contatos ocorrem é definida como tensão normal. Por sua vez, a somatória das forças tangenciais, dividida pela área, é denominada como tensão cisalhante (PINTO, 2006).

2.2.1 Teoria das tensões efetivas

Considerando as tensões em um solo saturado, sem percolação, tem-se que a tensão total, em um determinado ponto A da massa de solo, é obtida por meio da análise do peso específico do solo e da água acima desse ponto, conforme a Figura 2.

Figura 2 Representação esquemática para análise das tensões no solo



Fonte: Adaptado de Das (2011).

Essa interpretação resulta na Equação (1):

$$\sigma = H \cdot \gamma_w + (H_A - H) \cdot \gamma_{sat} \quad (1)$$

Onde σ = tensão total na elevação do ponto A

γ_w = peso específico da água

γ_{sat} = peso específico do solo saturado

H = altura do nível da água a partir do topo da coluna de solo

H_A = distância entre o ponto A e o nível da água

Pinto (2006) relata que, diante da diferença de natureza das forças atuantes, Terzaghi constatou que a tensão normal total em um plano qualquer deve ser considerada como a soma de duas parcelas. A saber:

- a) A tensão transmitida pelos sólidos do solo em seus pontos de contato, denominada tensão efetiva (σ');
- b) A pressão da água nos espaços vazios contínuos, denominada pressão neutra ou poropressão (u).

Dessa forma, Terzaghi estabeleceu o Princípio das Tensões Efetivas, expresso para solos saturados pela Equação (2):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

Simplificadamente, a tensão efetiva representa de forma aproximada a força por unidade de área exercida pelo esqueleto do solo. Assim, a tensão efetiva controla a alteração do volume e força na massa de solo e o aumento dessa tensão implica o solo assumir um estado mais denso de compactação (DAS, 2011). Ainda, deve-se levar em conta que

a pressão neutra pode ser devida não somente a posição do solo em relação ao nível da água, mas também a carregamentos externos aplicados no solo (PINTO, 2006).

Pinto (2006) aponta a tensão efetiva como responsável pelo comportamento mecânico do solo e, portanto, a interpretação científica dos fenômenos de resistência e deformação dependem da análise de tais tensões. Da mesma forma, Das (2011) considera o princípio das tensões efetivas como um dos conceitos mais importantes da engenharia geotécnica, uma vez que efeitos como compressibilidade e resistência ao cisalhamento dependem, em grande parte, da tensão efetiva do solo.

2.2.2 Histórico de tensões

Das (2011) relata que cada solo possui uma certa pressão efetiva máxima ao qual foi submetido em sua história geológica. Essa pressão máxima pode ser igual ou maior que a pressão efetiva de sobrecarga existente no momento em que a massa de solo está sendo analisada. A redução da pressão efetiva no campo pode ser causada por fatores naturais geológicos ou por fatores antrópicos.

Dessa forma, surge uma divisão dos solos argilosos em classes, sendo elas:

- a) *Argilas Normalmente Adensadas* (NA), nas quais a pressão efetiva de sobrecarga atual é igual à pressão máxima a que o solo foi submetido ao longo do tempo;
- b) *Argilas Sobreadensadas* (PA), nas quais a pressão efetiva de sobrecarga atual é menor que a pressão máxima a qual o solo foi submetido;
- c) *Argilas Subadensadas* (SA), nas quais a pressão efetiva atual é maior do que a máxima passada e o solo está em processo de adensamento, por possível inserção de carregamento.

Essa pressão efetiva máxima sofrida pelo solo ao longo do seu processo de formação é denominada *Pressão de pré-adensamento*.

O conhecimento da magnitude da pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) do solo é um fator fundamental para a análise do comportamento dos depósitos de solos argilosos. De maneira geral, quando a argila é carregada a pressões abaixo de σ'_{vm} , as deformações resultantes são pequenas e, em grande parte, reversíveis, enquanto que para carregamentos superiores à pressão de pré-adensamento, as deformações

serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Dessa forma, admite-se que o solo apresenta uma história de carregamentos, que pode ser interpretada por uma *Razão de Sobreadensamento* (OCR). Essa razão é representada pela Equação (1), sendo a relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão vertical efetiva (σ'_{v0}), obtida pelo princípio das tensões efetivas e análise das tensões geostáticas (GRANDO, 2016).

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

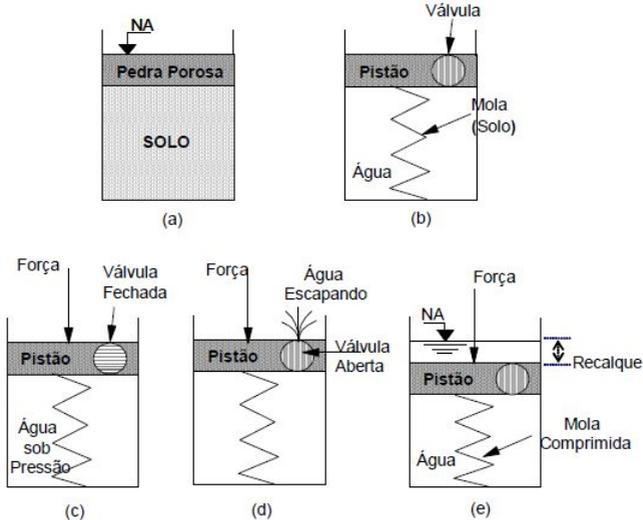
A tensão de sobreadensamento é obtida por meio da análise das curvas de compressão e recompressão advindas do ensaio de adensamento oedométrico em laboratório. A tensão vertical efetiva é analisada, portanto, na mesma profundidade onde as amostras para ensaio foram retiradas, permitindo a coerência nas interpretações.

2.2.3 Teoria do adensamento

O processo de adensamento começou a ser estudado por Karl Von Terzaghi e Otto Karl Fröhlich em 1936, a partir do princípio das tensões efetivas. A teoria do adensamento considera um mecanismo de permuta de tensões entre a água e o esqueleto sólido, sendo utilizada para a previsão de deformações e recalques e seus respectivos tempos de ocorrência (GRANDO, 2016).

Taylor apresentou uma analogia mecânica para o fenômeno, na qual a estrutura do solo é assemelhada a uma mola, cuja deformação é proporcional à carga aplicada sobre ela, como o esquema da Figura 3.

Figura 3 Analogia mecânica para o processo de adensamento



Analogia hidromecânica: (a) Modelo Real; (b) Modelo Físico; (c) Carga aplicada com a válvula fechada ($t=0$); (d) Após abertura da válvula ($t=0+$); (e) Situação final de equilíbrio.

Fonte: Baran (2014).

O solo saturado é representado pela mola dentro de um pistão cheio de água, num êmbolo com um orifício de dimensão reduzida. No instante imediatamente após a aplicação de carga sobre o pistão, não há qualquer variação na altura da mola, já que a água ainda não saiu pelo orifício. Nesse caso, toda a carga é suportada pela água, que é muito menos compressível que a mola. Com a água em carga, ela procura sair do pistão, pois o exterior está sob pressão atmosférica. A medida que ocorre a saída de água pelo orifício, a mola se comprime e passa a suportar cargas cada vez maiores. O processo continua até que toda a carga seja suportada pela mola, quando então a água cessa sua saída pelo êmbolo (PINTO, 2006).

Na situação real, com a saída da água, parte da pressão aplicada passa a ser suportada pelo solo, havendo um aumento da tensão efetiva devido à diminuição do índice de vazios e à deformação da estrutura sólida do solo. Pinto (2006) aponta que, em qualquer instante, a soma do acréscimo de tensão efetiva com a sobrepressão neutra é igual ao acréscimo de pressão total aplicada. Assim, o processo ocorre até que toda a pressão aplicada se torne acréscimo de tensão efetiva e o excesso de poropressão tenha se dissipado (PINTO, 2006).

Das (2011) descreve o processo de aplicação de cargas em argilas, no qual, quando uma camada de argila saturada compressível é submetida a um aumento de tensão, o recalque elástico ocorre imediatamente. No entanto, como a condutividade hidráulica da argila é significativamente mais baixa que a de areias, o excesso de poropressão gerado pela carga irá requerer um longo período de tempo para se dissipar. Dessa forma, o autor ressalta que a alteração de volume associado (adensamento) nas argilas pode continuar ocorrendo após o recalque elástico, ao contrário das areias, onde os processos ocorrem simultaneamente, por serem solos de maior permeabilidade.

Para interpretação da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, admitem-se algumas hipóteses, expostas por Pinto (2006):

- a) O solo é totalmente saturado;
- b) A compressão é unidimensional;
- c) O fluxo de água é unidimensional;
- d) O solo é homogêneo;
- e) As partículas sólidas e a água são consideradas incompressíveis diante da compressibilidade do solo;
- f) O solo pode ser interpretado com elementos infinitesimais;
- g) O fluxo de água é governado pela Lei de Darcy;
- h) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Para as duas últimas hipóteses, Pinto (2006) menciona que se tratam de simplificações. A hipótese (h) não implica muitos erros uma vez que, apesar de os parâmetros apresentarem variações a medida que o solo adensa, seus efeitos no resultado final se compensam. Sobre a hipótese (i), a simplificação é feita para permitir uma solução matemática, mas para pequenos acréscimos de tensão, a consideração de linearidade não se afasta muito da realidade.

2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Atualmente a área de geotecnia ainda é reconhecida como uma das áreas na engenharia que mais possuem incertezas, sobretudo devido à heterogeneidade do solo e do seu comportamento quanto à resistência e à capacidade de suporte. A investigação geotécnica com ensaios laboratoriais e de campo busca minimizar essas incertezas, com a

caracterização dos solos, para que se adotem parâmetros apropriados em projetos e dimensionamentos (CONTESSI, 2016).

Ainda assim, é reconhecido que persistem dúvidas inerentes à investigação. Caputo (1967) afirma que sempre existe um risco envolvido devido às incertezas que se ocultam nos terrenos e às hipóteses de cálculo adotadas para infraestruturas. Dessa forma, recomenda uma investigação suficiente para minorar esses riscos.

Destaca-se que investigações geotécnicas insuficientes e interpretações inadequadas de resultados podem ocasionar erros de projeto e atrasos nos cronogramas de execução, bem como aumento dos custos globais devido a gastos em remediações pós-construtivas e risco de colapso da estrutura (USACE, 2001).

Com relação a investigações geotécnicas para projetos em depósitos de solos moles, Almeida e Marques (2014) ressaltam a importância de se coletar informações preliminares aos ensaios, tais como mapas pedológicos e geológicos, fotografias aéreas e interpretações de banco de dados de investigações em depósitos próximos. Segundo os autores, as fases seguintes devem ser programadas em investigações preliminares e complementares. As investigações preliminares tem como objetivo a definição da estratigrafia do subsolo, sendo realizadas sondagens a percussão.

Já na etapa de investigações complementares, são realizados os ensaios laboratoriais e de campo para a determinação dos parâmetros geotécnicos e do comportamento geomecânico. Dessa forma, pode-se realizar os cálculos de estabilidade e de recalques para o depósito, e o refinamento do perfil estatigráfico.

Os tópicos seguintes fazem uma breve descrição dos ensaios laboratoriais e de campo, utilizados nas fases preliminar e complementar de uma investigação geotécnica tradicional realizada em solo mole.

2.3.1 Ensaios laboratoriais

Ensaio laboratoriais são indicados para identificação das propriedades do solo, por ter condições de drenagem controladas, condições de contorno definidas e trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio. No entanto, não caracterizam o perfil do solo, e podem apresentar problemas de amolgamento das amostras (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

Os ensaios laboratoriais comumente empregados em dimensionamentos para depósitos de solos moles estão descritos a seguir.

2.3.1.1 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização física comumente empregados na mecânica dos solos são: granulometria, massa específica e índices de consistência.

Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica, a qual consiste em duas fases: peneiramento e sedimentação (PINTO, 2006). Os ensaios de determinação granulométrica dos solos estão prescritos na NBR7181 (1984).

Para solos que possuem uma textura com porcentagem de fração fina, a caracterização deve ser feita não apenas com a granulometria, pois suas propriedades plásticas dependem do teor de umidade, da forma geométrica das partículas e de sua composição mineralógicas (CAPUTO, 1967). Segundo Das (2011) a natureza coesiva em solos finos é ocasionada pela água absorvida ao redor das partículas de argila. Essa propriedade permite que o solo seja remoldado sem desagregar.

Os limites entre os estados de consistência são denominados Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), sendo determinados por meio de ensaios descritos nas normas NBR6459 (1984) e NBR7180 (1984), respectivamente.

Por sua vez, o ensaio para determinação da massa específica é realizado de acordo com a norma NBR6508 (1984), cuja finalidade é estabelecer a relação entre a massa da fração sólida e o volume ocupado pelos grãos de solo.

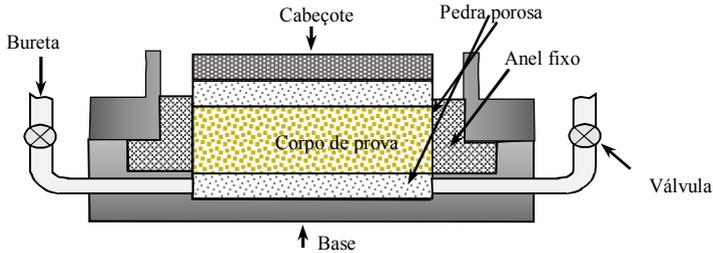
2.3.1.2 Adensamento oedométrico

O ensaio de adensamento é essencial para a previsão da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo (ALMEIDA & MARQUES, 2014). Para tal, o ensaio reproduz em laboratório os princípios da teoria do adensamento unidimensional, sendo medidas deformações verticais sem se admitir deformações horizontais da amostra.

Para realização do ensaio, um corpo de prova cilíndrico em um molde metálico é submetido a incrementos de carregamentos, conforme as prescrições da NBR 12007 (1990). Um esquema representativo da prensa de realização do adensamento oedométrico pode ser observado na Figura 4. Os estágios de carregamento aumentam a cada 24 horas num período de sete a oito dias normalmente, sendo a tensão vertical máxima

a ser aplicada escolhida em função do histórico de tensões da camada analisada e da altura de aterro desejada.

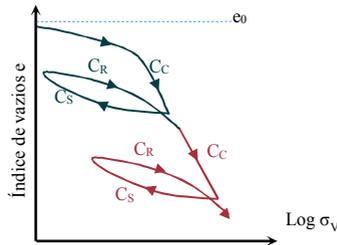
Figura 4 Esquema de prensa do ensaio de adensamento convencional



Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Ao cessarem as deformações os carregamentos são removidos em estágios, resultando num comportamento expansivo do solo, devido ao alívio de tensões. Desse modo, o comportamento do solo pode ser interpretado em termos de tensões verticais (σ_v) e variação do índice de vazios (e), conforme a curva da Figura 5.

Figura 5 Comportamento da curva de compressibilidade



Fonte: adaptado de Das (2011).

Os índices de vazios finais (e_f) de cada estágio são determinados relacionando a variação da altura do corpo de prova (Δh) com o índice de vazios inicial (e_0), com as equações (4) e (5), onde a deformação vertical é dada por δ_v :

$$\delta_v = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (4)$$

$$e_f = e_0 + \delta_v \cdot (1 + e_0) \quad (5)$$

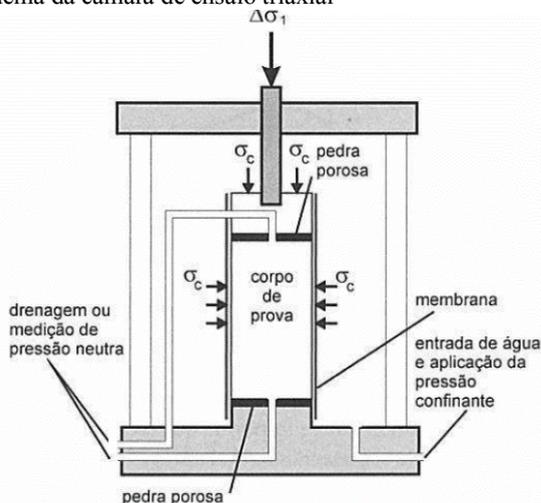
Os coeficientes de compressão (C_C), descompressão (C_S) e recompressão (C_R) são, portanto, advindos da interpretação da curva de adensamento, sendo utilizados em cálculos de previsão das deformações do solo.

Um outro parâmetro importante a ser determinado por meio desse ensaio é a pressão de pré adensamento (σ'_{vm}), a qual pode ser obtida pelo método Pacheco e Silva ou Casagrande, com base na curva resultante dos carregamentos, como prescreve a norma NBR 12007 (1990).

2.3.1.3 Triaxial

Das (2011) aponta o ensaio triaxial como um dos mais confiáveis para determinação dos parâmetros de cisalhamento. Nesse ensaio, é utilizado um corpo de prova indeformado, normalmente cilíndrico, o qual é envolto em uma membrana de borracha e confinado numa câmara preenchida com água, conforme o esquema da Figura 6.

Figura 6 Esquema da câmara de ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2006).

A amostra é então submetida a uma pressão de confinamento transmitida por compressão do fluido da câmara. Para a ruptura por cisalhamento, aplica-se uma tensão axial, a qual pode ser transmitida por pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais ou por meio de

prensa de carregamento gerando deformação axial a uma taxa constante (DAS, 2011).

Como não existem tensões cisalhantes atuando nas bases e nas geratrizes do corpo de prova, os planos horizontal e vertical são os planos principais. Isso resulta em uma tensão de confinamento atuante em toda a amostra (σ_3) e uma tensão devida ao carregamento axial (σ_1), que pode ser identificada como *tensão desviadora* ou *acréscimo de tensão axial* ($\sigma_1 - \sigma_3$). O aumento da tensão desviadora até seu valor máximo permite o traçado do círculo de Mohr correspondente. Assim, ensaiando-se outros corpos de prova, pode-se traçar a envoltória de resistência, conforme o critério de Mohr (PINTO, 2006).

Normalmente os ensaios triaxiais são classificados em três tipos, sendo relacionados à drenagem do corpo de prova, conforme descrito por Pinto (2006):

- a) *Ensaio Consolidado Drenado (CD)*, no qual o corpo de prova é submetido à tensão de confinamento e se aguarda sua consolidação com a dissipação da pressão neutra. A seguir, para a ruptura da amostra, a tensão axial é aumentada lentamente, de modo que a água sob pressão possa sair e as tensões totais aplicadas indiquem as tensões efetivas.
- b) *Ensaio Consolidado Não Drenado (CU)*, no qual a consolidação é feita como descrito anteriormente, porém o estágio de carregamento é feito sem permitir a drenagem. Portanto, obtém-se a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Para o caso de serem medidas as pressões neutras, é possível também determinar a envoltória em termos de tensão efetiva.
- c) *Ensaio Não Consolidado Não Drenado (UU)*, no qual o corpo de prova é submetido à pressão de confinamento e em seguida é aplicada a tensão axial, sem que se permita a drenagem. Este ensaio é comumente empregado para argilas saturadas, portanto a variação de volume é nula e os resultados são interpretados em termos de tensões totais.

2.3.2 Ensaios de campo

De acordo com Almeida e Marques (2014) e Ladd e DeGroot (2003), os ensaios realizados no próprio local de interesse, com o solo em seu ambiente natural, permitem a caracterização do perfil e são em geral mais rápidos de os ensaios laboratoriais. No entanto, não possuem condições de contorno e de drenagem bem definidas, não permitem a avaliação do grau de amolgamento do solo e, em geral, exigem correlações empíricas para identificar as propriedades do solo.

Os ensaios de campo empregados na pesquisa estão descritos a seguir.

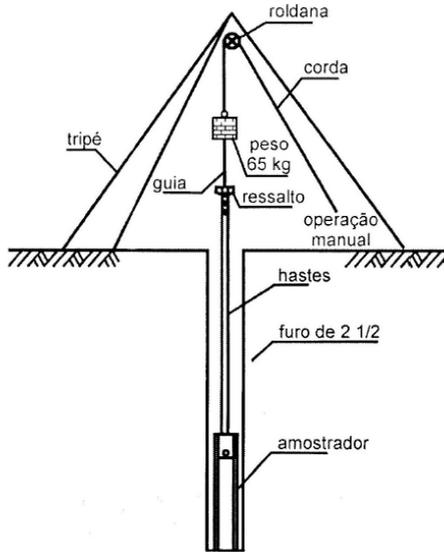
2.3.2.1 Sondagem a percussão – SPT

O *Standard Penetration Test* (SPT) é o método mais comum de sondagem de reconhecimento do subsolo, sendo popular em quase todo o mundo. Esse ensaio serve como um indicativo da densidade de solos granulares e é empregado também para a identificação da consistência de solos coesivos ou rochas brandas (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Trata-se de uma sondagem com dois processos de operação: perfuração e amostragem.

Conforme descrevem Schnaid e Odebrecht (2012) e Pinto (2006), a perfuração é obtida por circulação e tradagem, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. A cada metro de escavação são coletadas amostras do solo com um amostrador padrão de duas polegadas de diâmetro, a fim de se realizar a descrição do perfil por meio de identificação tátil-visual. Esse amostrador é conectado à haste e apoiado no fundo da perfuração. O procedimento para a coleta de amostras se dá por meio de impactos sucessivos dados pela queda de um martelo com peso de 65kg de uma altura de 75cm (Figura 7).

Figura 7 Esquema do equipamento de ensaio SPT



Fonte: Pinto (2006).

Segundo Pinto (2006), ainda que o exame da amostra forneça um indicativo da consistência e da compactidade do solo, a informação referente ao seu estado é considerada com base na resistência oferecida à penetração do amostrador. Dessa forma, utiliza-se o valor N_{SPT} , referente ao número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30cm, após uma cravação inicial de 15cm. O nível de água (N_A) é medido antes e após o ensaio.

Em função do N_{SPT} , o estado do solo é classificado pela compactidade, quando areias ou siltes arenosos e pela consistência, quando argilas ou siltes argilosos. No Brasil, a norma NBR6484 (2001) apresenta essa classificação, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Tabela dos estados de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Designação
	≤ 4	Fofa(o)
Areias e siltes arenosos	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
	≤ 2	Muito mole
Argilas e siltes argilosos	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

Fonte: Adaptado de NBR6484 (2001).

De acordo com a classificação da norma, e ainda com o proposto pela literatura, entende-se por solos moles os solos com baixa resistência à penetração (N_{SPT} não superior a 4 golpes), em que a fração de argila imprime as características de solo coesivo e compressível (MASSAD, 2010). Schnaid e Odebrecht (2012) ressaltam como recomendação geral de projeto que correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos não sejam empregadas em solos moles pela falta de representatividade dos valores de N_{SPT} medidos nos ensaios.

Desse modo, Almeida e Marques (2014) destacam como importante a execução de ensaios SPT em depósitos argilosos como parte da investigação preliminar, para a definição da espessura das camadas de argila mole, do aterro superficial, das camadas intermediárias com outras características e do solo subjacente. Os autores recomendam ainda a execução da sondagem dentro de alguns metros no solo subjacente ao solo mole, para caracterizar se a camada é drenante ou não.

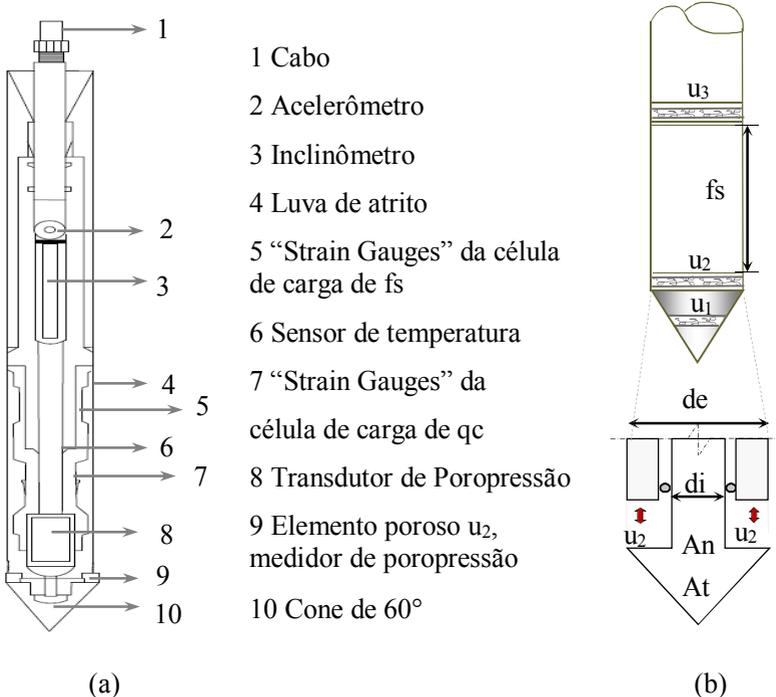
2.3.2.2 Ensaio de Piezocone – CPTu

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos por CPT (*Cone Penetration Test*) e CPTu (*Piezocone Penetration Test*), respectivamente, são internacionalmente conhecidos como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Esses ensaios consistem na cravação contínua de um elemento cilíndrico com ponta cônica, sendo medidas continuamente a resistência de ponta (q_c), a resistência por atrito lateral (f_s) e, no caso do ensaio de piezocone, a poropressão (u). A velocidade de cravação é constante, na ordem de 2cm/s.

Almeida e Marques (2014) indicam como ideal a medida de poropressão em dois locais do cone: um na face (u_1) e um na base (u_2), identificados no esquema detalhado da sonda do piezocone, na Figura 8. Há ainda a possibilidade de existência de um terceiro elemento poroso, localizado na luva do cone (u_3); todavia, muitos equipamentos só possuem a medição de u_2 , necessária para a correção da resistência de ponta.

Figura 8 Detalhes da sonda do piezocone (a) e detalhes da geometria da ponta da sonda (b)



Fonte: Grandó (2016, Modificado de Davies e Campanella, 1995 e Almeida e Marques, 2010).

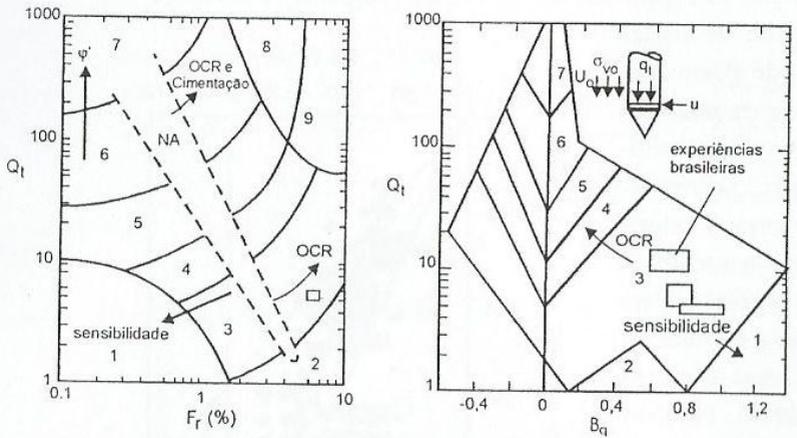
No Brasil, a NBR12069 prescreve os procedimentos e a descrição da aparelhagem referente ao ensaio de penetração de cone. Além dela, o DNER (1998) indica recomendações para a execução de ensaios de piezocone para implantação de aterros rodoviários. DNER (1998) faz as seguintes recomendações quanto ao equipamento para usos em aterros sobre solos moles:

- a) O cone deve ter área de 10cm^2 e ângulo de 60° da ponta, com capacidade de resistência de ponta de 100Mpa ;
- b) O cone deve ser cravado estaticamente no terreno;
- c) O cone deve ser o do tipo eletrônico, as leituras devem ser realizadas por um sistema de aquisição de dados digital;
- d) As leituras devem ser realizadas a cada 1cm ao longo da penetração;
- e) A medida de poropressão deve ser feita por meio de elemento poroso localizado logo após o cone (posição u_2);
- f) Nas camadas menos permeáveis de argila com intervalos não superiores a dois metros ao longo da penetração do cone, devem ser realizados ensaios de dissipação. Para tal, paralise-se a cravação e verifica-se a variação na poropressão. A frequência de leituras deve ser suficiente para identificar as propriedades de camadas drenantes. Esses ensaios devem ser analisados conforme o método de Hously e Teh (1988).

Schnaid e Odebrecht (2012) apontam o uso de resultados desse ensaio para a determinação de perfis estatigráficos e de propriedades dos materiais prospectados, para a identificação de camadas drenantes e para a previsão de capacidade de carga de fundações.

Alguns autores desenvolveram ábacos para classificação do solo a partir de parâmetros de ensaios de piezocone, com base em uma extensa base de dados de ensaios realizados. Para o estudo em questão, utilizou-se a classificação proposta por Robertson et al. (1990), conhecida como *Normalized Soil Behavior Type* (SBTn), com os ábacos da Figura 9.

Figura 9 Classificação do solo proposta por Robertson (1990).



- 1- Solo fino sensível
- 2- Solo orgânico – Turfa
- 3- Argilas - Argilas para silte argiloso
- 4- Mistura de silte – Argila siltosa para silte argiloso
- 5- Mistura de areia – Areia siltosa para silte arenoso
- 6- Areias – Areia limpa para silte arenoso
- 7- Areia pedregulhosa para areia
- 8- Areia muito compacta para areia argilosa
- 9- Solo fino duro.

Fonte: Robertson (1990) e Schnaid (2010 apud Baran, 2014).

Como a resistência à penetração e as tensões atuantes aumentam conforme a profundidade, os dados de CPTu requerem normalização para que possam ser comparados comportamentos do solo para cotas de baixas ou altas profundidades.

Dessa forma, a relação para o atrito lateral resulta no atrito lateral normalizado (Fr), dado por:

$$Fr = \frac{fs}{(qt - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (6)$$

Para a resistência de ponta normalizada tem-se:

$$Qt = \frac{(qt - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (7)$$

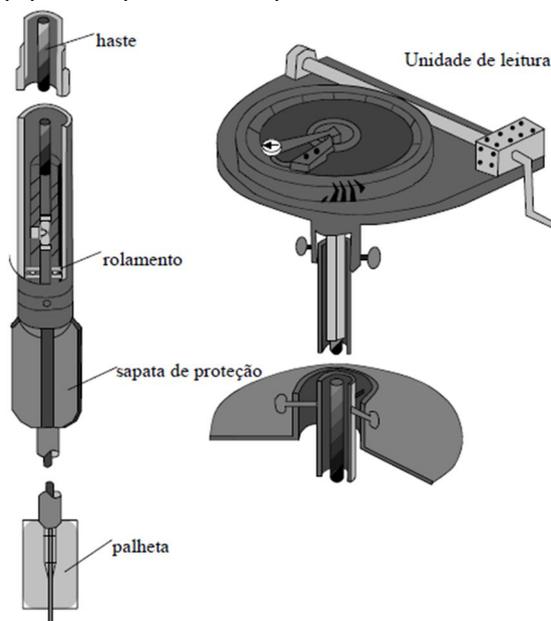
Por fim, a normalização da poropressão pode ser descrita como incremento de poropressão (Bq), expresso por:

$$Bq = \frac{(u_2 - u_0)}{(qt - \sigma_{v0})} \quad (8)$$

2.3.2.3 Ensaio de palheta – *Field vane test*

O ensaio de campo mais comum para medida de resistência não drenada de depósitos de solos moles é o ensaio de palheta – *Field Vane Test* (FVT). O ensaio consiste na inserção de uma palheta verticalmente, de quatro pás radialmente opostas, conforme o esquema da Figura 10. Em seguida aplica-se uma rotação constante à palheta, medindo-se o torque correspondente (ORTIGÃO & COLLET, 1986).

Figura 10 Equipamento para ensaio de palheta



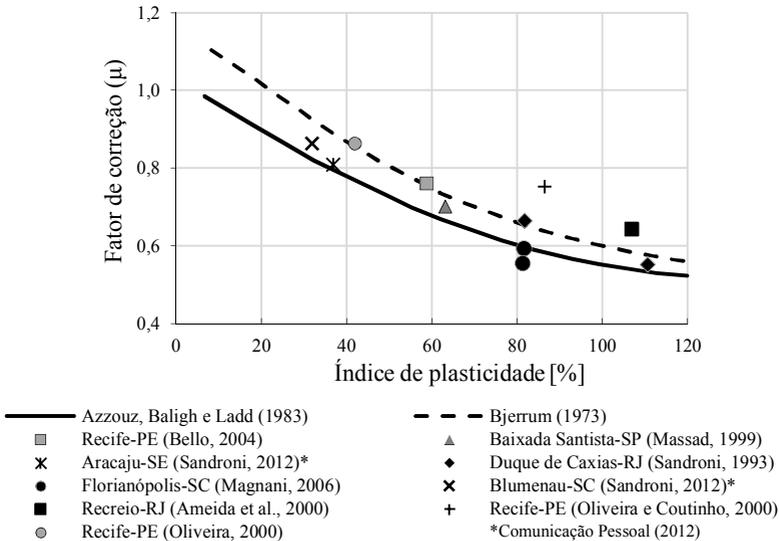
Fonte: Ortigão e Collet (1986).

Pinto (2006) aponta a problemática da velocidade de rotação da palheta, uma vez que essa deve ser alta o bastante para impedir a dissipação das pressões neutras, o que geraria uma resistência parcialmente drenada ao invés da resistência não drenada. Dessa forma,

a NBR10905 (1989) prescreve como velocidade padrão de 6^o/min, na qual o ensaio é não drenado para argilas.

Bjerrum (1973) concluiu que os valores de resistência obtidos pelo *vane test* são maiores do que os que efetivamente ocorrem no solo decorrentes de carregamentos reais devido à anisotropia e ao fator tempo, sendo influenciados também pela plasticidade. Por isso, o autor propõe a aplicação de uma correção nos resultados obtidos diretamente pelo ensaio. Por meio da multiplicação de um fator de correção, reconhecido como μ , obtém-se o valor de resistência não drenada para projeto. Esse valor permite a obtenção de um fator de segurança adequado e igual a um no momento de ruptura.

Figura 11 Fator empírico de correção para resistência não drenada para o ensaio de palheta



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.3.3 Instrumentação

A instrumentação dos aterros sobre solos moles permite o monitoramento do comportamento do subsolo, sendo importante para a verificação das premissas de projeto e para auxiliar o planejamento da obra e as decisões referentes às etapas de carregamentos e descarregamentos (ALMEIDA & MARQUES, 2014). Além disso, o

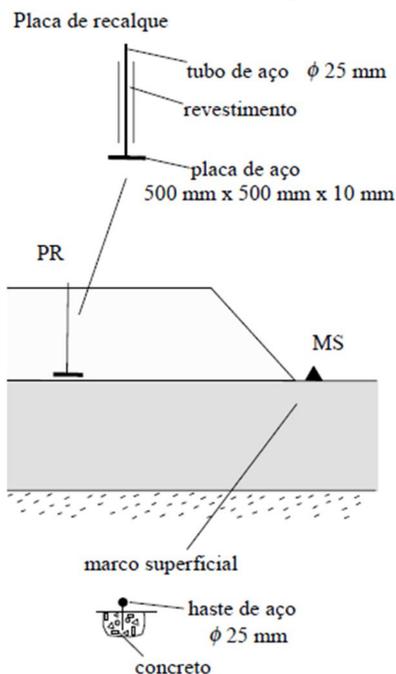
acompanhamento das deformações verticais e horizontais contribui para a garantia da segurança do aterro e das obras vizinhas.

2.3.3.1 Placa de recalque

Almeida e Marques (2014) descrevem as placas de recalque como os instrumentos mais simples que compõe um projeto de instrumentação, tendo por objetivo medir os deslocamentos verticais. São compostas por placas metálicas quadradas de dimensões variáveis entre 0,5m e 1m.

As placas devem ficar embutidas no corpo ou na base do aterro, com uma haste solidarizada, cuja outra extremidade deve ficar acima da altura do aterro, conforme a Figura 12. Almeida e Marques (2014) recomendam a instalação das placas em locais próximos à sondagens, para que o acompanhamento das premissas de projeto seja mais efetivo, e longe do bordo do aterro, onde a análise é mais complexa.

Figura 12 Representação de uma placa de recalque



Fonte: DNER (1998).

A acomodação da placa no processo construtivo do aterro deve ser feita sobre um colchão de areia regularizado para que se garanta o nivelamento adequado. Para o acompanhamento dos deslocamentos, são realizadas leituras topográficas periódicas, tendo como base uma referência indeslocável (marco topográfico) localizada nas proximidades do aterro (ELY, 2008).

Os resultados são interpretados em termos de deslocamentos ou deslocamentos acumulados em função do tempo, sendo também registradas as espessuras do aterro no local de instalação da placa, nas datas correspondentes.

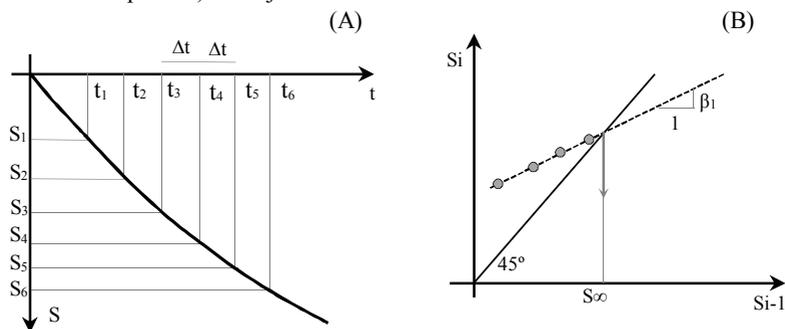
Com esses dados de deformações registrados em campo, torna-se interessante avaliar a previsão de recalques, tanto para verificar as premissas adotadas em projeto, quanto para estimar o tempo e a magnitude de recalques futuros.

Segundo Baran (2014), o método de Asaoka de 1978 e Asaoka modificado por Magnan e Deroy em 1980 são os mais utilizados para controlar os recalques a partir de dados de monitoramento. O método de Magnan e Deroy difere do original de Asaoka pelo fato de considerar não apenas a drenagem vertical para a obtenção de coeficientes de adensamento, mas sim uma drenagem combinada (horizontal e vertical, considerando C_v e C_h).

Almeida e Marques (2014) descrevem sucintamente os procedimentos para o método gráfico de Asaoka:

- a) Traçar a curva de recalque *versus* tempo;
- b) Determinar intervalos igualmente espaçados de tempo (Δt) anotando o recalque correspondente de cada intervalo (s_n , onde n =número do intervalo);
- c) Plotar um gráfico de s_n *versus* s_{n-1}
- d) Ajustar uma reta que passe adequadamente pelos pontos plotados;
- e) Traçar uma reta de 45° , observando onde há o cruzamento das duas retas, o qual determina no eixo x o valor máximo de recalque esperado para o depósito (Figura 13).

Figura 13 Construção gráfica para o método de Asaoka (1978): A) curva tempo versus recalque e B) reta ajustada



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Almeida e Marques (2014) recomendam a adoção de intervalos de tempo (Δt) entre 30 e 90 dias, sendo necessários pelo menos três intervalos para que se obtenha resultados satisfatórios.

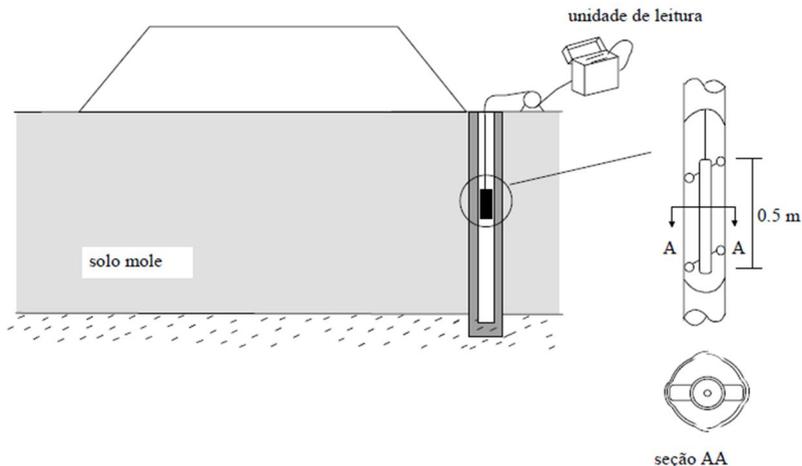
De acordo com Schmidt (1992) este método é aplicável quando o recalque por adensamento secundário não é relevante frente ao adensamento primário, e quando há uma camada única de solo mole sem camadas drenantes intermediárias.

2.3.3.2 Inclinômetros

Almeida e Marques (2014) descrevem os inclinômetros como instrumentos utilizados para medição dos deslocamentos horizontais dentro dos maciços de terra, por meio da medida do desvio do tubo com relação à vertical.

O tubo inclinométrico consiste em um tubo plástico ou metálico inserido no solo, com diâmetro aproximado de 80mm e ranhuras diametralmente opostas ao longo de seu comprimento, como pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 Esquema representativo de um inclinômetro



Fonte: DNER (1998).

Esses instrumentos podem ainda ser distinguidos como fixos ou móveis. O inclinômetro fixo consiste em sensores instalados de forma permanente no tubo guia, os quais realizam medidas periódicas conforme sua configuração. O inclinômetro móvel, por sua vez, permite leituras contínuas no perfil do tubo, o que faz com que sua aplicação seja mais desejável nas obras. Os deslocamentos horizontais podem ser registrados em duas direções ortogonais (A e B), pela passagem de um sensor (torpedo) e um cabo de leitura ao longo do comprimento do instrumento (DIENSTMANN, 2011).

As leituras devem ser feitas periodicamente e são analisadas em termos de deslocamentos acumulados ou incrementos de deslocamentos em função do tempo.

2.4 ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS EM SOLOS ARGILOSOS

Almeida e Marques (2014) apontam a importância da realização de ensaios geotécnicos bem especificados e detalhados, para que não haja erro na obtenção dos parâmetros. Os autores recomendam também a determinação de parâmetros por meio de diferentes tipos de ensaios para uma investigação de qualidade.

Além disso, é importante conhecer e definir regiões para investigação que, sob o ponto de vista do desempenho dos elementos de fundação, possam ser consideradas como uniformes (VELLOSO & LOPES, 2010). Ou seja, regiões definidas como representativas do terreno, nas quais há pequena variabilidade nas características e comportamentos das camadas de solo (NBR 6122, 2010).

2.4.1 Resistência ao cisalhamento não drenada

Das (2011) descreve a resistência ao cisalhamento de um solo como a resistência interna por área unitária que a massa de solo pode oferecer a rupturas e deslizamentos em qualquer plano de seu interior. O conhecimento da resistência ao cisalhamento, segundo o autor, é essencial para análise dos problemas de estabilidade do solo, como capacidade de carga, estabilidade de encostas e empuxos em obras de terra.

Essa resistência, de acordo com Massad (2010), depende de fatores como o valor da tensão normal efetiva, as condições de drenagem, a trajetória de tensões (sequência de carregamento), a história das tensões (pressão de pré-adensamento), a estrutura e outras características do solo.

Em se tratando de solos moles, considera-se na análise de estabilidades correntes, o comportamento não drenado. Isso porque, em geral, não há tempo para as pressões neutras se dissiparem, devido à baixa permeabilidade das argilas.

Dessa forma, os ensaios para medida de resistência nesses solos têm de ser do tipo não drenado. Almeida e Marques (2014) expõe os ensaios e procedimentos para a definição da resistência não drenada (S_u) de projeto, a ser utilizada nos cálculos de estabilidade (Tabela 2).

Os ensaios de laboratório normalmente utilizados para esse fim são principalmente ensaios de palheta (Vane Test), ensaios de resistência a compressão simples, ou ensaios com célula triaxial, para a condição de não consolidação e sem permissão de drenagem (UU). Em campo, os ensaios comumente empregados são os de palheta, consistindo no método mais utilizado para a identificação da resistência não drenada de substratos argilosos (GRANDO, 2016).

Tabela 2 Procedimentos para medida e estimativa da resistência não drenada S_u de projeto

Ensaio / Procedimentos	Comentários
Ensaio de palheta	A correção de S_u leva em conta os efeitos de anisotropia e de velocidade de deformação. O banco de dados utilizado para correção tem razoável dispersão. É o procedimento mais usado, por sua rapidez e simplicidade. O fator de correção mais aplicado é o de Bjerrum (1972), baseado no índice de plasticidade, mas vários outros têm sido propostos (Leroueil; Magnan; Tavenas, 1985).
Ensaio de piezocone	O fator empírico de cone deve ser determinado para a área em estudo, correlacionando-se ensaios de piezocone e de palheta. Nesse caso, a correção de Bjerrum deve ser aplicada no valor de S_u . Esse procedimento permite a obtenção de um perfil contínuo de S_u e de posição de camadas mais e menos resistentes.
Ensaio Triaxial UU	Os resultados tendem a ser mais dispersos e a subestimar a resistência, razão pela qual não deve ser o único procedimento adotado.

Fonte: Resumido de Almeida e Marques (2014).

2.4.2 Compressibilidade

Segundo Pinto (2006), um dos pontos de maior interesse na engenharia geotécnica é o conhecimento das deformações devidas a carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície, tais como fundações superficiais e aterros. O comportamento dos solos perante carregamentos depende da constituição e do estado em que se encontra.

De maneira geral, a geotecnia considera o recalque do solo causado por cargas em três categorias, as quais são descritas a seguir, conforme apresentadas por Das (2006):

- a) *Recalque elástico*, ou *recalque imediato* (Δh_i), provocado pela deformação elástica em solos secos, úmidos e saturados, sem alteração no teor de umidade. Essas deformações

englobam parâmetros que podem ser interpretados por equações derivadas da teoria da elasticidade;

- b) *Recalque por adensamento primário* (Δ_{hp}), resultado da variação de volume em solos coesivos saturados, devido à expulsão de água dos vazios e o aumento de contato entre os grãos. Os parâmetros relacionados ao adensamento primário são, portanto, analisados segundo a teoria das tensões efetivas e a teoria do adensamento unidimensional;
- c) *Recalque por compressão secundária* (Δ_{hs}), presente em solos coesivos saturados, envolve deformações plásticas lentas na estrutura do solo, devido à fluência ou parcela viscosa. Para interpretação, considera-se a tensão efetiva constante ao fim do recalque por adensamento primário e realizam-se estudos específicos de compressão do esqueleto sólido.

Dessa forma, o recalque total pode ser determinado por:

$$\Delta_{ht} = \Delta_{hi} + \Delta_{hp} + \Delta_{hs} \quad (9)$$

Onde as parcelas se referem aos recalques elástico, por adensamento primário e por deformação secundária, respectivamente.

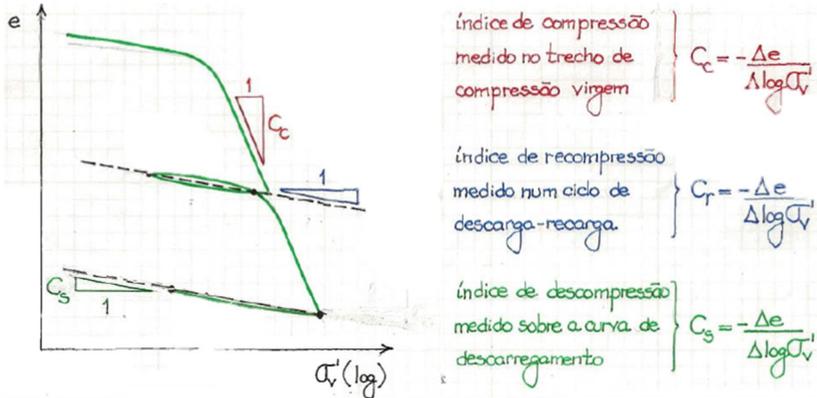
Das (2006) ressalta que quando se trata de um substrato de argila muito compressível, o recalque por adensamento pode ser muito maior que o recalque elástico, o que aumenta a importância do estudo e interpretação desse tipo de recalque.

De acordo com o descrito por Olson (1998), os métodos de análise para previsão de deformações em aterros sobre solos moles consideram o subsolo dividido em camadas, sendo cada uma delas considerada homogênea. Dessa forma, as pressões aplicadas na superfície são distribuídas em relação à profundidade e a compressão é assumida como ocorrendo em uma dimensão, conforme as curvas de tensão *versus* deformação, obtidas por ensaios laboratoriais.

A parcela de recalques primários envolve ainda o estudo do histórico de tensões e a determinação dos coeficientes de compressão (C_c), descarregamento (C_s) e recompressão (C_r), obtidos por meio da análise de inclinações das curvas de adensamento. Sendo estes parâmetros indicativos da variação da densidade relativa ou índice de vazios pela unidade de pressão aplicada (Figura 15). Na prática, considera-se $C_s = C_r$, dado o comportamento próximo ao paralelismo

das curvas de descarregamento e recompressão, conforme descrito por Grandó (2016).

Figura 15 Coeficientes de compressibilidade obtidos pelo ensaio de adensamento oedométrico



Fonte: Martins (2017).

2.4.3 Parâmetros elásticos do solo

Pinto (2006) apresenta o emprego da Teoria da Elasticidade nos solos como questionável, uma vez que esses não apresentam o comportamento de um material elástico tal qual a teoria descreve, principalmente no que se refere à reversibilidade das deformações quando as tensões mudam de sentido. No entanto, o autor justifica o uso da Teoria da Elasticidade na engenharia geotécnica pelo fato de se apresentar como uma alternativa satisfatória, que resulta numa análise adequada das tensões no solo. Além disso, comportamentos registrados em obras mostraram coerência em relação ao previsto pelas considerações da aplicação dessa teoria.

A teoria pressupõe um comportamento de tensão normal (σ) versus deformação (ϵ), sendo apresentados três parâmetros elásticos (equações (10), (11) e (12)). O carregamento, neste caso, é uniaxial (σ_z), na direção do plano z . Esse carregamento resulta em deformações em duas direções no plano interpretado (ϵ_z e ϵ_x), sendo conferido um coeficiente de deformação (ν). Assim, a partir da deformação ocorre um cisalhamento simples nas duas direções (τ_{zx} e τ_{xz}).

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_z} \quad (10)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (11)$$

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\tau_{xz}} \quad (12)$$

Onde: E é o módulo de elasticidade de Young; ν é o coeficiente de Poisson e G é o módulo cisalhante do solo.

Dessa forma, assumindo que o comportamento do solo é definido pelas três constantes elásticas, de maneira simplificada, pode-se utilizar a lei de Hooke, que considera um modelo isotrópico, elástico e linear, como exposto na Equação (13):

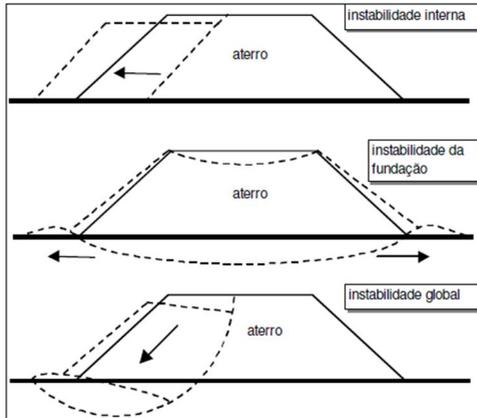
$$G = E \cdot \left(\frac{2}{(1 + \nu)} \right) \quad (13)$$

Pinto (2006) aponta que existe uma certa proporcionalidade entre as tensões e as deformações até certo nível de tensões, de forma que se considera um módulo de elasticidade constante para representar o material.

2.5 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Almeida e Marques (2014) expõe os principais modos de ruptura possíveis de aterros sobre solos moles, válidos para aterros reforçados e não reforçados (Figura 16). Incluem a instabilidade interna do material componente do aterro, sem envolver o subsolo (a), a instabilidade do solo de fundação, dada pela ruptura da camada argilosa pela ausência de capacidade de carga (b) e a instabilidade global do sistema aterro-fundação (c). Os autores atentam para a importância da verificação de segurança para todos os modelos de ruptura passíveis de ocorrência, acrescentando ainda a consideração de extrusão lateral de solo mole e outras análises específicas que devem ser feitas para o caso de aterros reforçados.

Figura 16 Modos de ruptura para aterros em solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Massad (2010) destaca, entre outros aspectos que devem ser analisados em projetos de aterros sobre solos moles em encontro às pontes e viadutos:

- A estabilidade dos aterros logo após a construção;
- Os recalques dos aterros ao longo do tempo;
- A estabilidade das fundações das obras de arte;
- Os recalques diferenciais entre as obras de arte e os aterros de encontro;
- Os efeitos colaterais no estaqueamento, tais como empuxos de terra e atrito negativo;
- A viabilidade de tráfego e movimentação dos equipamentos de construção.

2.5.1 Equilíbrio-Limite e Fator de Segurança

Os métodos clássicos empregados para análise da estabilidade de taludes baseiam-se na consideração de que há equilíbrio na massa de solo, até a iminência de entrar em um processo de escorregamento. Dessa forma, denominam-se genericamente “métodos de equilíbrio-limite” (MASSAD, 2010).

Massad (2010) aponta os pressupostos considerados pelos métodos de Equilíbrio-Limite:

- O solo tem comportamento rígido-plástico, ou seja, rompe-se bruscamente, sem que haja deformação;
- As equações de equilíbrio elástico são válidas até a iminência da ruptura, quando então o processo é dinâmico;
- O coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da superfície de ruptura, isto é, são ignorados possíveis ocorrências de ruptura progressiva.

No geral, são utilizados métodos de fatias similares ao método clássico de Bishop para cálculo do FS, sendo recomendado o uso de programas computacionais para auxílio de cálculo e de interpretação da estabilidade. O DNER (1998) recomenda o uso dos métodos apresentados na Tabela 3.

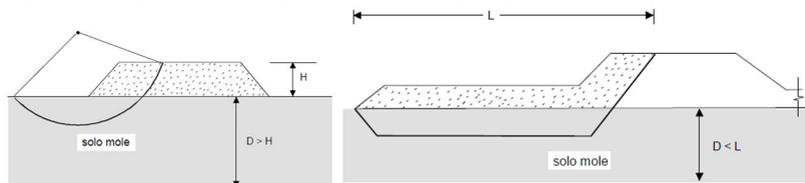
Tabela 3 Métodos de equilíbrio limite de fatias recomendados para análise de estabilidade

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

Fonte: DNER (1998).

As recomendações do DNER (1998) incluem também a consideração de superfícies de ruptura circulares e poligonais, sendo esta necessária quando a geometria do problema levar a uma largura total maior que a espessura da camada de solo mole (Figura 17).

Figura 17 Superfícies de ruptura circulares e poligonais



Fonte: DNER (1998).

Segundo o DNER (1998), a estabilidade deve ser analisada em termos de tensões totais, empregando-se um perfil de resistência não

drenada (S_u) para as camadas de solo mole, obtidos por meio de ensaios triaxiais ou de palheta.

Para aferição da segurança da obra, deve-se conhecer o conceito de Fator de Segurança, que pode ser definido como:

Bishop (1955, apud Magnani, 2006): “O fator de segurança FS é definido como a relação entre a real resistência ao cisalhamento do solo e a mínima resistência ao cisalhamento requerida para evitar a ruptura.”

Duncan (1996 apud Magnani, 2006): “O fator de segurança FS é o fator pelo qual a resistência ao cisalhamento deve ser dividida para levar o talude à beira da ruptura.”

Para determinação dos fatores de segurança, deve-se levar em conta a magnitude da obra, sendo obedecidos os FS mínimos conforme a Tabela 4.

Tabela 4 – Fatores de Segurança Mínimos requeridos pelo DNER para aterros rodoviários

Classe do aterro	FS mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Fonte: DNER (1998).

As classes de aterros rodoviários são definidas pelo próprio DNER conforme as seguintes características:

- a) *Classe I*: são aterros junto a estruturas rígidas, como encontros de pontes e viadutos ou interseções similares, bem como aterros próximos de estruturas sensíveis como oleodutos;
- b) *Classe II*: são aterros que não se encontram próximos a estruturas sensíveis, mas que apresentam altura maior que 3m, definidos como altos;
- c) *Classe III*: são aterros definidos como baixos, ou seja, de altura inferior a 3m e que não se encontram próximos a estruturas sensíveis.

2.5.2 Estimativas de recalques

Segundo Massad (2010), na fase operacional de um aterro rodoviário, conforme o tempo passa, a argila de fundação sofre o

processo de adensamento, tornando-se cada vez mais compacta. Dessa forma, o coeficiente de segurança aumenta, e o mesmo ocorre com os recalques. Por essa razão, o autor classifica a estabilidade como um problema no processo construtivo, enquanto que os recalques interessam na fase de operação.

Conforme descrito anteriormente, o recalque sofrido pelo solo pode ser dividido em três parcelas: recalque elástico, por adensamento primário e por deformação secundária.

O recalque elástico, ou imediato, pode ser calculado com base na equação da teoria da elasticidade apresentada pelo DNER (1990):

$$\Delta_{hi} = 2 \cdot q \cdot \frac{b \cdot (1 - \nu^2) \cdot I}{E} \quad (14)$$

Onde:

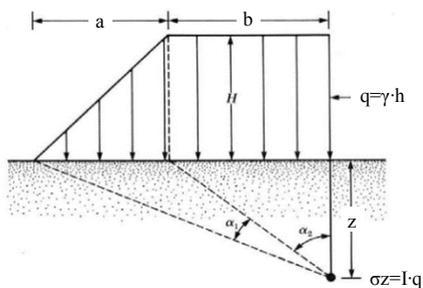
q = incremento de tensão vertical decorrente do aterro, ou seja, produto da altura do aterro (h) pelo seu peso específico (γ);

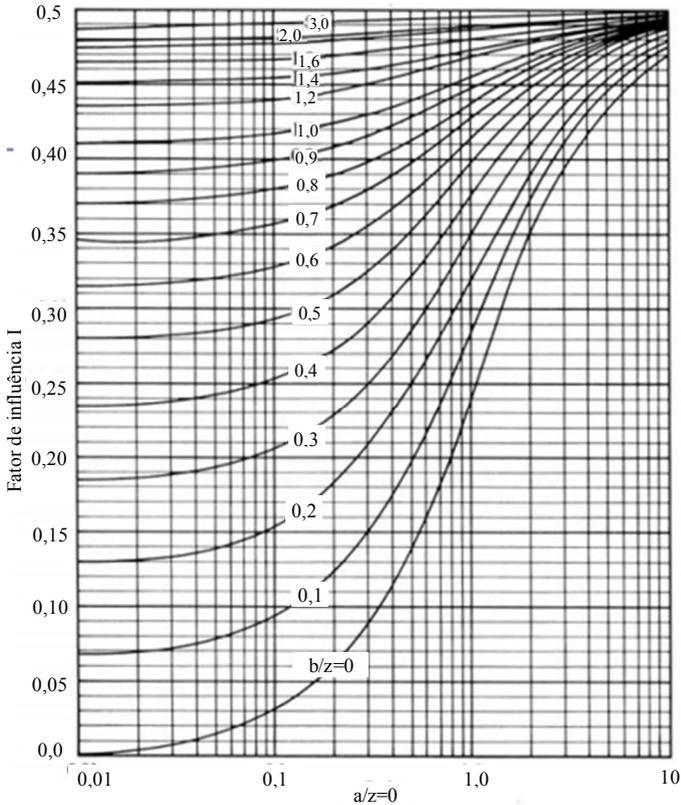
b = semilargura da plataforma do aterro;

E e ν = parâmetros elásticos do solo de fundação;

I = fator de influência, o qual pode ser obtido pelo ábaco da Figura 18, proposto por Poulos e Davis (1980).

Figura 18 Ábaco para determinação do fator de influência (I) para carregamento trapezoidal





Fonte: Poulos e Davis (1974).

Para solos de fundação considerados saturados, o DNER (1990) indica para a equação (14), $\nu = \nu_U = 0,5$ e $E = E_U$, sendo este determinado por meio de resultados de ensaio triaxial do tipo UU, se realizado, ou por meio de correlações.

O recalque por adensamento primário é calculado para o caso de carregamento de um solo da condição sobreadensada para a normalmente adensada, assumindo um adensamento unidimensional. Para tal, adota-se a equação (clássica da mecânica dos solos):

$$\Delta h_p = \Sigma \left(\frac{C_r}{1 + e_0} \Delta h \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \Delta h \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (15)$$

Onde:

C_c = índice de compressão;

C_r = índice de recompressão;

Δh = espessura da subcamada correspondente;

e_0 = índice de vazios da subcamada;

σ'_{vm} = tensão de sobreadensamento no meio da subcamada;

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

σ'_{vf} = tensão vertical final no meio da subcamada, decorrente da sobrecarga do aterro na superfície

Sobre o recalque por compressão secundária, é válido destacar que os fundamentos teóricos ainda são objeto de estudo no meio acadêmico. Em geral, interpreta-se o comportamento do solo na compressão secundária como ocorrendo após a compressão primária, não considerando o comportamento dependente da drenagem. Uma outra hipótese é considerar a compressão da argila em função da viscosidade, ou seja, da velocidade de deformação e da temperatura (ALMEIDA & MARQUES, 2014). A abordagem tradicional da compressão secundária admite o cálculo de um coeficiente para cada incremento de tensão vertical, a metodologia pode ser observada em Fuitai (2010) e Almeida e Marques (2014). Trata-se de uma abordagem com simples aplicação, mas que possui limitações, como os próprios autores observam.

Ainda no estudo de recalques, é importante o conhecimento dos recalques com o tempo. O cálculo dessa variação pode ser feito pela teoria do adensamento de Terzaghi, aplicando a equação indicada pelo DNER (1990):

$$\Delta_{hp}(t) = \Delta_{hp} \cdot U \quad (16)$$

Onde é possível determinar o recalque por adensamento em um tempo t:

Δ_{hp} = recalque final por adensamento;

U= grau de adensamento médio para o tempo t.

O valor de U é calculado em função do tempo T:

$$T = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \quad (17)$$

Onde C_v é o coeficiente de adensamento e H_d é a distância de drenagem. A escolha do valor de “ C_v de projeto” é de grande

importância para a estimativa satisfatória da variação de recalques com o tempo. Em geral adotam-se valores obtidos em ensaios de laboratório e de ensaios de campo (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

Nos casos usuais de carregamento, para o caso de excesso de propressão inicial constante ou linearmente variável com a profundidade, pode-se usar para o cálculo de T, as equações:

$$T = \left(\frac{\pi}{4} \right) \cdot U_v^2, \text{ para } U_v \text{ de } 0\% \text{ a } 52\% \quad (18)$$

$$T = 1,781 - 0,933 \cdot \log(100 - U_v (\%)) , \text{ para } U_v > 52\% \quad (19)$$

2.5.3 Esforços em fundações devido a sobrecargas assimétricas – efeito *Tschebotarioff*

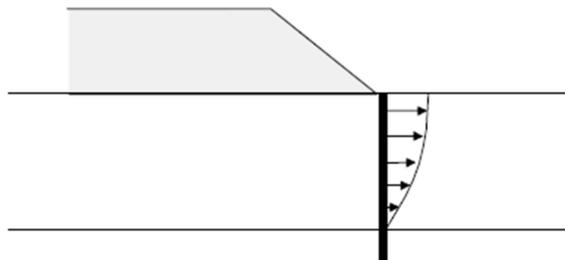
A construção de um aterro sobre uma camada adensável provoca deslocamentos na massa de solo, o que faz com que os elementos de fundação localizados dentro desse campo de deslocamentos sofram um carregamento lateral (DNER, 1998).

Velloso e Lopes (2010) expõem que as sobrecargas atuantes situadas de forma assimétrica em relação a estacas induzem tensões e deformações na massa de solo, tanto na horizontal, quanto na vertical. As estacas, por sua vez, constituem uma restrição à deformação do solo e consequentemente ficam sujeitas aos esforços dessa restrição.

Para estacas cravadas em solos adensáveis, Cintra e Aoki (2010) ressaltam esse problema, sobretudo para obras em que possa haver a ocorrência de sobrecargas unilaterais, como o caso típico de aterros em acesso a pontes (Figura 19), de galpões industriais e de armazéns graneleiros.

Esse fenômeno é conhecido como *efeito Tschebotarioff*, por ter sido descrito detalhadamente pela primeira vez por esse pesquisador, em 1962. Na literatura, indica-se o termo *estacas passivas sob esforços horizontais* para estacas sujeitas a esse tipo de sollicitação.

Figura 19 Deslocamentos na massa de solo junto ao estaqueamento.



Fonte: DNER (1998).

De Beer (1972, apud Velloso e Lopes, 2010) destaca que a situação logo após a atuação da sobrecarga pode não ser a pior. Isso porque, embora haja o acréscimo de resistência do solo pelo adensamento, as deformações aumentam ao longo do tempo, resultando num efeito desfavorável. Assim, não é possível estabelecer *a priori* qual dessas influências irá comandar o comportamento do conjunto, pois é possível que a fundação possa resistir durante algum tempo e após alguns meses ou anos apresente problemas.

Para o cálculo dos esforços decorrentes do efeito Tschebotarioff, Velloso e Lopes (2010) expõe as principais contribuições da literatura, como o proposto por Tschebotarioff em 1962, Wens em 1963, De Beer e colaboradores em 1972 e Marche e Lacroix em 1972.

No entanto, a maioria dos métodos faz uso de simplificações, dentro das limitações das épocas em que foram elaborados e, por essa razão, o DNER (1998) não recomenda que sejam utilizados para aterros rodoviários. A forma mais rigorosa indicada pelo DNER (1998) é a realização de uma análise numérica de tensões e deformações do aterro sobre o solo mole, com o Método dos Elementos ou Diferenças Finitas, por exemplo. Dessa forma, é possível identificar o campo de deslocamentos provocados pela construção do aterro, obtendo assim as tensões laterais a serem absorvidas por flexão das estacas.

2.5.4 Métodos numéricos

Conforme descreve Teixeira (2008), os métodos de equilíbrio limite são os comumente empregados na engenharia geotécnica para análise de situações sem elevada complexidade. No entanto, a autora alerta que esses métodos podem se tornar menos confiáveis quando se

analisa materiais anisotrópicos e heterogêneos. A exemplo, cita a não distinção de um talude de escavação de um talude de aterro, já que se considera a ruptura do talude como um fenômeno instantâneo que ocorre simultaneamente ao longo da superfície de deslizamento.

Perboni (2003) analisa o contexto de solos moles, ressaltando que esses depósitos são raramente homogêneos e, portanto, o problema de plastificação tende a iniciar em determinados locais e não se propagar continuamente, mas sim de forma aleatória para outras zonas de ruptura na camada. Dessa forma, para a condição citada, a formulação usual de resolução pode apresentar resultados equivocados.

Para se considerar o efeito das deformações na ruptura progressiva de taludes, aproximando-se assim de uma situação real, faz-se uso de métodos numéricos, como o Método de Elementos Finitos (MEF). Uma técnica computacional utilizada na solução de equações matemáticas, em que considera estruturas como meios contínuos, desconsiderando sua estrutura molecular. Com essa consideração os materiais podem então ser interpretados pelas leis da mecânica dos sólidos (ELY, 2008).

Com o MEF, problemas envolvendo meios contínuos, cujas soluções analíticas são muito difíceis, são simplificados em uma malha composta por elementos de geometria simples e de simples resolução. O somatório das equações desses elementos simples resulta em uma aproximação numérica do meio como um todo (ELY, 2008). Com isso, o MEF torna-se bastante aplicável nas análises de tensões e deformações para solos e rochas, considerando diferentes modelos de comportamento.

As interpretações elasto-plásticas por elementos finitos fornecem resultados precisos e mais próximos à situação real. Porém, para isso é necessário que os dados referentes às propriedades do solo a serem inseridas no modelo apresentem qualidade e confiabilidade (TEIXEIRA, 2008). Dessa forma, deve-se realizar uma avaliação cuidadosa dos parâmetros utilizados, pois os parâmetros elásticos não são determinados por ensaios comumente realizados. Ademais, a integridade das amostras deve ser garantida, uma vez que o amolgamento pode provocar significativas variações no comportamento do solo à deformação.

2.6 ATERROS LEVES COM EPS

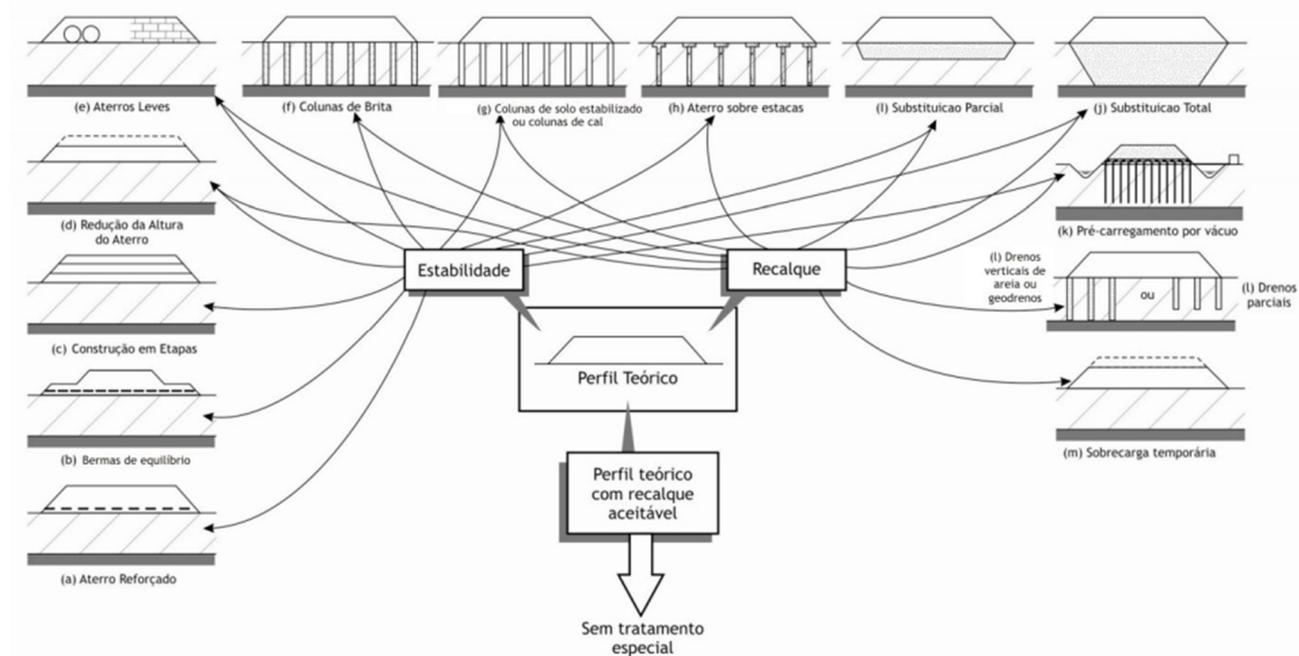
2.6.1 Processos construtivos de aterros sobre solos moles

A engenharia geotécnica dispõe de diversos métodos construtivos de aterros, que visam o atendimento satisfatório tanto do recalque quanto da estabilidade. Conforme o descrito por Almeida e Marques (2014), a escolha do método construtivo mais adequado deve levar em conta diversas questões, dentre as quais a utilização desejada para o terreno, os prazos requeridos e os custos envolvidos. Alguns métodos contemplam o controle de recalques, outros o controle da estabilidade, embora a maioria dos métodos contemple ambas as questões.

A Figura 20 mostra as principais técnicas disponíveis no mercado brasileiro para aterros sobre solos moles tradicionais. Almeida e Marques (2014) fazem considerações a respeito da aplicabilidade de cada técnica para determinadas situações.

A utilização de materiais leves no corpo do aterro (Figura 20, e) reduz a magnitude dos recalques primários, melhorando as condições de estabilidade desses aterros e permitindo a implantação mais rápida da obra. Por ser objeto de estudo da presente pesquisa, o método construtivo de aterros leves será descrito com mais detalhes nos itens a seguir.

Figura 20 Métodos construtivos de aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2014, adaptado de Leroueil, 1997).

2.6.2 Uso de EPS na execução de aterros sobre solos moles

Conforme descrito por Maccarini (2013), EPS é uma abreviação para Poliestireno Expandido (*Expanded PolyStyrene*). Trata-se de um material celular polimérico composto por partículas de forma esférica, que conferem à estrutura cerca de 98% de ar. Essa estrutura micro celular garante ao EPS um peso específico de aproximadamente 1% do peso específico dos aterros compactados tradicionais, ao mesmo tempo que ainda permite propriedades mecânicas satisfatórias.

O uso de materiais leves no corpo de um aterro sobre solos moles se torna vantajoso pelo fato de que a magnitude dos recalques primários no subsolo é função do acréscimo de tensão vertical provocado pelo peso do aterro (ALMEIDA & MARQUES, 2014).

Valerim Jr. (2010) elenca algumas vantagens do EPS em aterros sobre solos moles:

- a) Material leve, permitindo um aterro de peso específico mais baixo do que o tradicional e conseqüentemente gerando um menor carregamento no terreno;
- b) Considerável resistência mecânica, baixa absorção de água e manutenção das características mecânicas mesmo em presença de umidade, o que torna esse material satisfatório para a finalidade em questão;
- c) Material de fácil trabalhabilidade e manuseio em obra, bem como possibilidade de fabricação de peças de diferentes tamanhos e formatos que se adequem ao projeto;
- d) Manutenção das propriedades do material ao longo do tempo, resistência a fungos e outros microrganismos, o que torna a vida útil compatível com a vida útil das obras nas quais pretende-se inseri-lo.

Asha et al. (2012) também mencionam a compatibilidade do EPS com outros materiais, como o concreto e o aço, o que permite a adoção de soluções mais versáteis.

A primeira experiência de aplicação de EPS para aterros rodoviários foi implementada em uma região pantanosa de Oslo em 1972. O resultado satisfatório dessa obra fez com que esse método de construção fosse cada vez mais estudado e utilizado em construções na Noruega, país no qual atualmente o uso de EPS dá-se também em obras de grandes proporções, tais como encontro a pontes e viadutos. Um estudo recente feito pela Administração Norueguesa de Rodovias

Públicas (The Norwegian Public Roads Administration) apresentou o resultado de avaliações de desempenho em obras executadas com EPS durante os últimos 40 anos. Das observações feitas até o momento, concluiu-se que nenhum efeito de deterioração deve ser esperado em aterros de EPS para um ciclo de vida normal de 100 anos. Isso para projetos que realizaram o adequado dimensionamento das forças de empuxo nos blocos e obras que não ultrapassaram os carregamentos previstos (AABØE, 2011).

Com as experiências bem sucedidas da Noruega, muitos países do norte da Europa passaram a considerar essa técnica como uma alternativa de solução para aterros em solos compressíveis, mais tarde introduzida também no Japão e nos Estados Unidos.

Maccarini (2013) relata que em um país pequeno como o Japão, o consumo de EPS na construção civil foi de 5 milhões de m³ de 1986 a 2008, num total de 10.500 projetos, sendo 85% deles de obras rodoviárias.

No Brasil a utilização dessa técnica vem aumentando, tendo sido empregada em diferentes estados, tais como Bahia, Santa Catarina, São Paulo e Pernambuco. O principal fator que restringe a aplicação do EPS no país ainda é o custo total da obra, que se torna maior em relação a outras técnicas disponíveis. Esse custo refere-se não somente ao material em si, mas principalmente ao custo de transporte das fábricas até os locais de aterro. No entanto, uma demanda crescente do produto permite a instalação de mais fábricas espalhadas pelo território nacional e tende a reduzir os preços (MACCARINI, 2013).

As fotos seguintes mostram a aplicação do EPS em um aterro rodoviário em Santa Catarina (Figura 21).

Figura 21 Execução do aterro em EPS





Fonte: Maccarini (2013).

2.6.3 Propriedades do material

2.6.3.1 Peso específico

De acordo com o descrito por Stark et al. (2004), o poliestireno expandido, conhecido como EPS, é uma espécie de espuma super-leve composta por células fechadas, rígidas e plásticas. Seu peso específico o coloca em uma categoria diferenciada quando comparado com outros materiais para uso em aterros rodoviários, conforme pode ser observado na Tabela 5.

Tabela 5 – Pesos específicos de materiais usados em aterros rodoviários

Material	Peso específico [kN/m³]
Poliestireno expandido (EPS)	0,15 a 0,30
Tubos de concreto (diâmetro 1m a 1,5m e espessura de 6cm a 10cm)	2,0 a 4,0
Pneus picados	4,0 a 6,0
Argila expandida	5,0 a 10,0
Serragem	8,0 a 10,0
Cinza pesada compactada	13,0 a 19,0
Solo compactado	15,0 a 22,0

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014), Massad (2010) e Das (2011).

2.6.3.2 Compressão

Sobre a resistência à compressão simples, nota-se que se relaciona diretamente com o peso específico do EPS. Avesani Neto (2009) em sua pesquisa com 350 blocos comerciais de EPS usados em aterros rodoviários fica clara a relação direta da massa específica com a

resistência do material. O EPS é influenciado por esta propriedade, possuindo uma amplitude de resistência a compressão simples de 50 a 300 kPa para uma faixa de variação de massa específica de 10 a 40 kg/m³, conforme pode ser observado na Tabela 6.

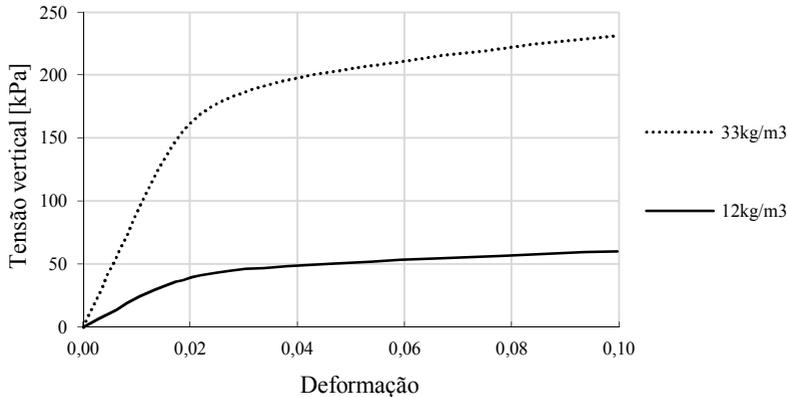
Tabela 6 Estatística de todos os ensaios de compressão uniaxial realizados.

Massa Específica (kg/m ³)	Resistência (kPa)			Desvio Padrão	Variação (%)
	Máximo	Mínimo	Média		
30	300,21	222,96	264,05	17,21	6,52
20	199,02	139,32	157,62	13,92	8,83
17	127,35	103,38	115,02	7,42	6,45
14,5	87,05	72,31	79,46	5,04	6,35
10	61,98	50,10	55,25	3,05	5,52
10 (reciclado)	59,88	47,57	53,52	2,89	5,40

Fonte: Avesani Neto (2009).

Da curva de tensão *versus* deformação, Avesani Neto (2009) observou uma região elástica até um valor próximo a 2% de deformação e uma região plástica para deformações maiores. Esse valor se mostra coerente com os demais apresentados pela literatura, como Negusey e Elragi (2000).

Figura 22 Gráfico tensão versus deformação para compressão uniaxial de blocos de EPS

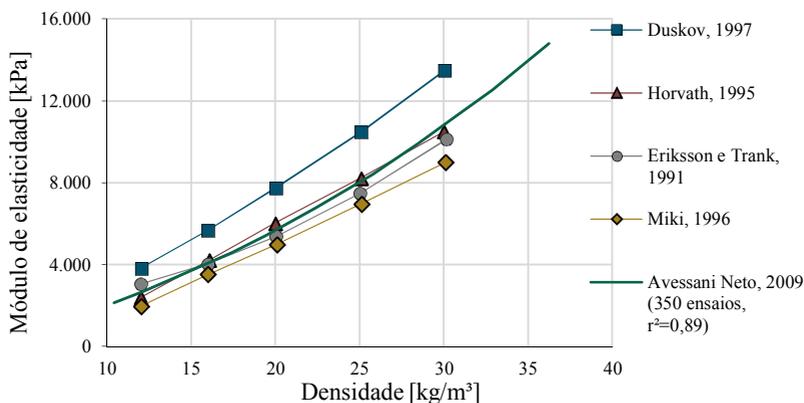


Fonte: Negusey e Elragi (2000, apud Elragi, 2006).

No que se refere ao módulo de elasticidade, existe alguma dispersão nos valores apresentados por diferentes autores, mas é

evidente a relação desse parâmetro com o peso específico dos blocos ensaiados, a Figura 23 mostra os resultados para diferentes densidades de blocos ensaiados em diferentes países.

Figura 23 Valores do módulo de elasticidade na fase elástica obtidos por diferentes pesquisadores



Fonte: Adaptado de Elragi (2006) e Avesani Neto (2009).

Da mesma forma, o coeficiente de Poisson também se mostra variável, porém com valores bem mais discrepantes quando se compara os resultados encontrados pela literatura (Tabela 7).

Tabela 7 Coeficiente de Poisson obtidos por diferentes autores

Referência	Coeficiente de Poisson
Yamanaka et al. (1991)	0,075
Negussey e Sun (1996)	0,09 e 0,33
GeoTech (1999a)	0,05
Duskov et al. (1996)	0,10
Ooe et al. (1996)	0,08
Sanders (1996)	0,05 - 0,20
Momoi e Kokusyo (1996)	0,50

Fonte: Elragi (2006).

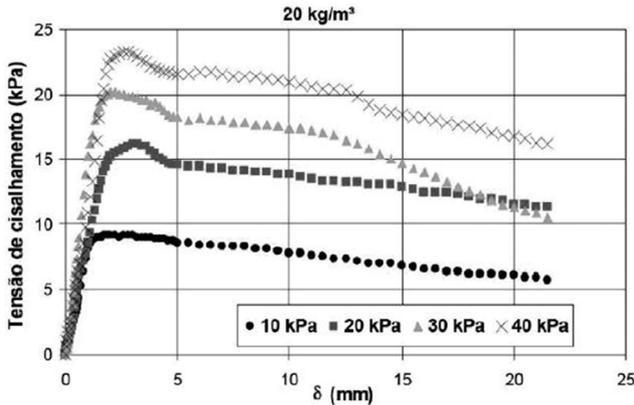
2.6.3.3 Cisalhamento direto na interface

O coeficiente de atrito entre os blocos tem sido estudado por diversos autores, a exemplo Miki (1995) no Japão, Asha et al. (2012) na

Índia, Elragi (2006) no Egito, Stark et al. (2004) nos Estados Unidos e Avesani (2009) no Brasil.

O comportamento ao cisalhamento apresentado pelos blocos de EPS se assemelha ao comportamento apresentado por amostras de solo, tendo um valor de pico na tensão cisalhante e uma seguida redução dessa tensão devido à alteração na superfície dos blocos, conforme a Figura 24.

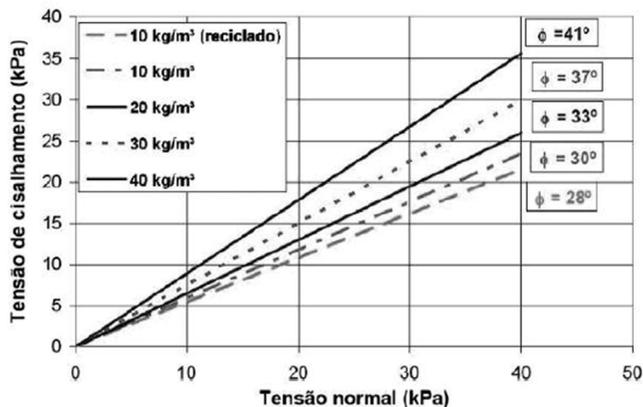
Figura 24 Ensaio de cisalhamento direto para blocos de 20 kg/m^3 em diferentes tensões de confinamento



Fonte: Avesani Neto (2009).

Dos resultados de ensaios afere-se um ângulo de atrito variável de acordo com o peso específico do bloco, sendo a coesão inexistente para qualquer amostra. A Figura 25 mostra as envoltórias obtidas por Avesani Neto (2009) para diferentes blocos de EPS. Os valores de atrito variaram entre 30° e 41° , sendo que para valores superiores de massa específica, há um aumento do ângulo de atrito. Ressalta-se que os valores apresentados por este autor para amostras de EPS do Brasil se encontram bastante similares e coerentes com os valores indicados pela literatura.

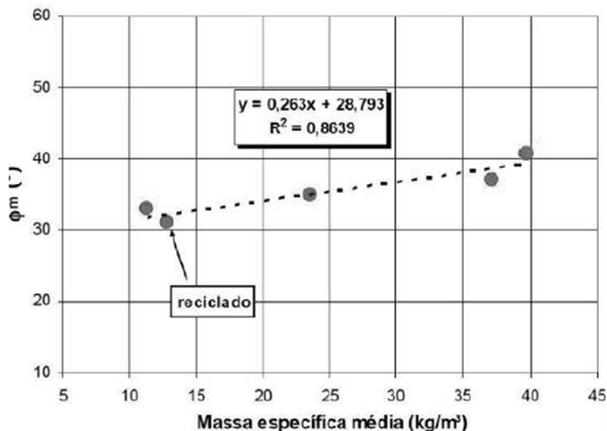
Figura 25 Envoltórias das amostras de EPS através de ensaios de cisalhamento direto



Fonte: Avesani Neto (2009).

O autor inclusive propõe uma relação linear entre essas duas grandezas, resultando em $R^2=0,86$ (Figura 26).

Figura 26 Relação entre o ângulo de atrito médio e a massa específica.



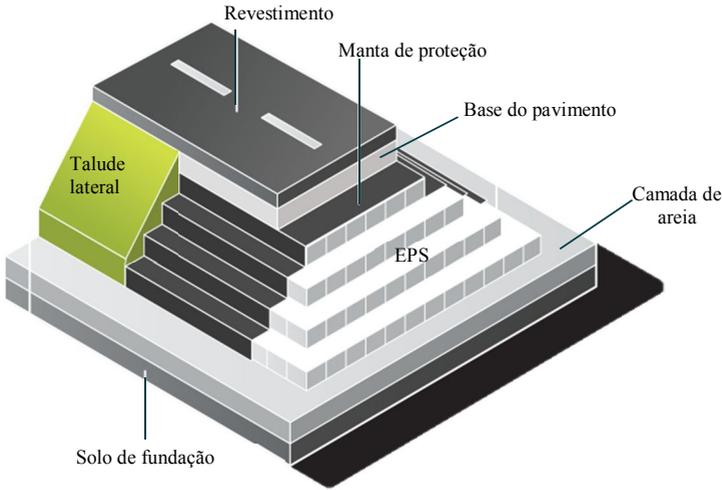
Fonte: Avesani Neto (2009).

2.6.4 Análise da estabilidade de aterros com EPS

A configuração de um aterro sobre solo mole utilizando EPS consiste basicamente em quatro elementos principais (Figura 27), sendo

eles: o terreno de fundação, os blocos de EPS, o solo compactado e o material de sobrecarga (ARELLANO, 2010).

Figura 27 Componentes principais de um aterro de EPS



Fonte: SPI (2018).

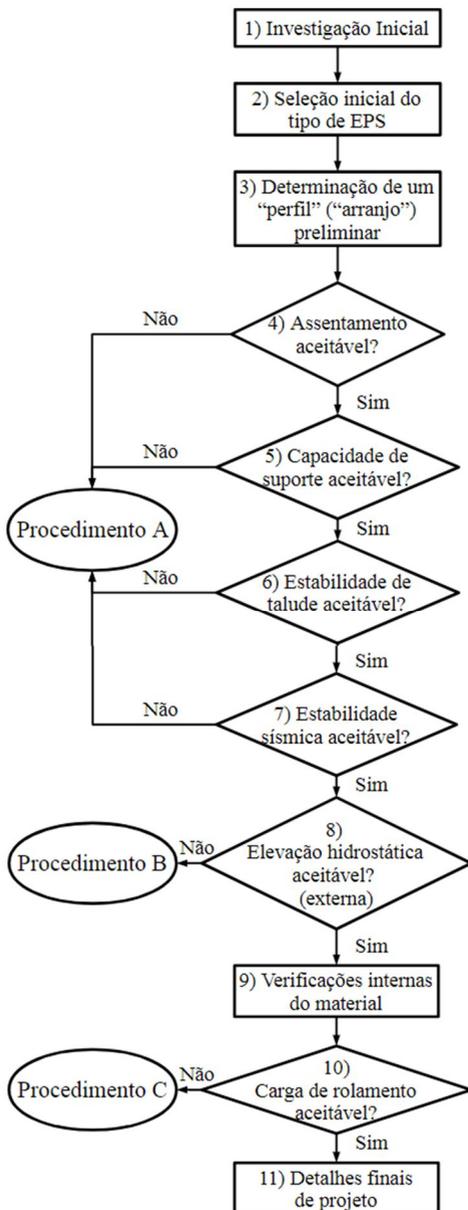
A interpretação da interação entre os elementos faz parte do processo de projeto, sendo dividida em análise da estabilidade interna e externa.

Maccarini (2013) destaca três aspectos que devem ser levados em conta para a concepção do aterro:

- a) Possibilidade de ruptura do sistema por cisalhamento entre as partes (pavimento/EPS/solo/fundação);
- b) Flutuação do EPS e dos materiais acima dele pelo empuxo provocado pelo aumento do nível d'água;
- c) Formação de trilhas de roda devido a deformações plásticas dos blocos de EPS.

Arellano (2010) apresenta um esquema resumido, no qual os principais pontos a serem verificados são dispostos em fluxogramas. O autor faz uma divisão em verificações externas e internas, sendo estas relacionadas ao material em si e sua resistência interna. A Figura 28 apresenta uma síntese dos fluxogramas de Arellano, com ênfase nas principais problemáticas que podem ocorrer:

Figura 28 Fluxogramas para verificações em um projeto de aterro com EPS



Fonte: Adaptado de Arellano (2010).

Os procedimentos a que o autor se refere podem ser descritos como:

- a) Procedimento A: Verificar se o solo pode ser parcialmente escavado até uma profundidade em que haja a estabilidade de assentamento dos blocos. Caso não seja possível, recomenda-se realizar reforço no subsolo para que os blocos possam ser instalados e permaneçam nivelados e estáveis.
- b) Procedimento B: Verificar a possibilidade de submersão dos blocos por elevação do nível d'água. Nesse caso, verificar se a espessura do material de sobrecarga sobre o EPS pode ser aumentada. Caso não seja possível, dada a configuração geométrica desejada, recomenda-se empregar algum tipo de ancoragem dos blocos no terreno, ou melhorar o solo para que a ancoragem seja realizável. Maccarini (2017), indica um fator de segurança entre 1,1 e 1,2 para a flutuação do conjunto de EPS.
- c) Procedimento C: Verificar se os blocos de EPS podem ser escolhidos com um limite elástico maior que as tensões estimadas para a passagem de veículos. Caso não seja possível, recomenda-se o estudo de uma técnica auxiliar que permita a utilização dos blocos.

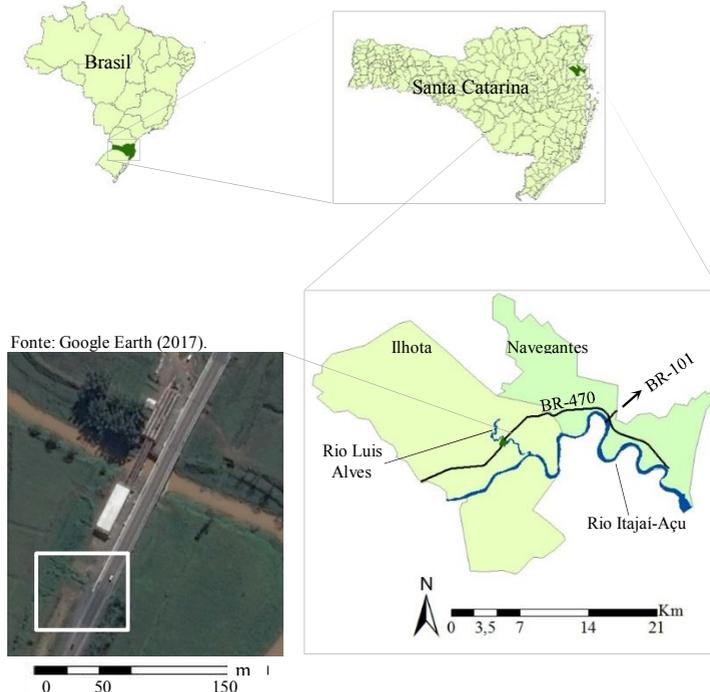
Dessa forma, nota-se que a utilização de EPS em aterros não se restringe a situações específicas do subsolo e da geometria do projeto. Pelo contrário, sua aplicação mostra-se bastante abrangente, principalmente por permitir a combinação com outras soluções geotécnicas que resultem em um projeto mais seguro e viável economicamente.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

A área de estudo localiza-se em Santa Catarina, no município de Ilhota, sendo um trecho da obra de duplicação da rodovia BR-470, próximo ao rio Luís Alves, como identificado na Figura 29.

Figura 29 Localização da área de estudos

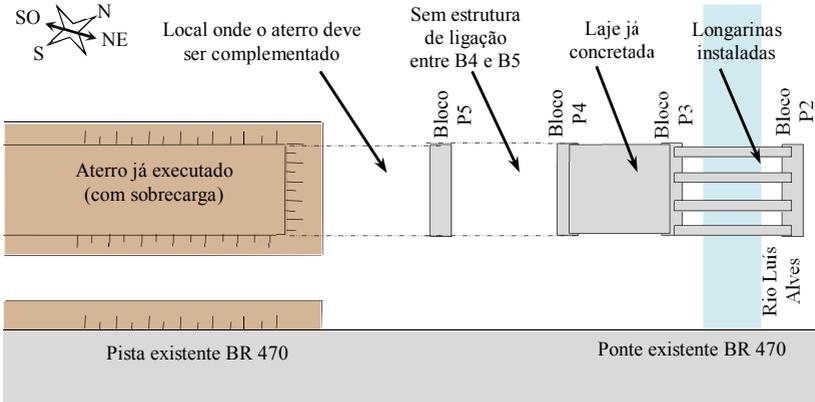


Fonte: Da autora.

O aterro da duplicação já foi iniciado, tendo sido executado ao longo da via, com exceção do trecho de encontro à ponte, a cerca de 12m de seu último bloco de fundação. Local onde esta pesquisa propõe o projeto geotécnico para a complementação e finalização do aterro. A problemática principal refere-se ao fato de que os elementos de fundação foram cravados antes da execução do aterro, o que, conforme descrito em 2.5.3, pode reduzir ou comprometer o desempenho das estacas devido à posterior deformação do solo.

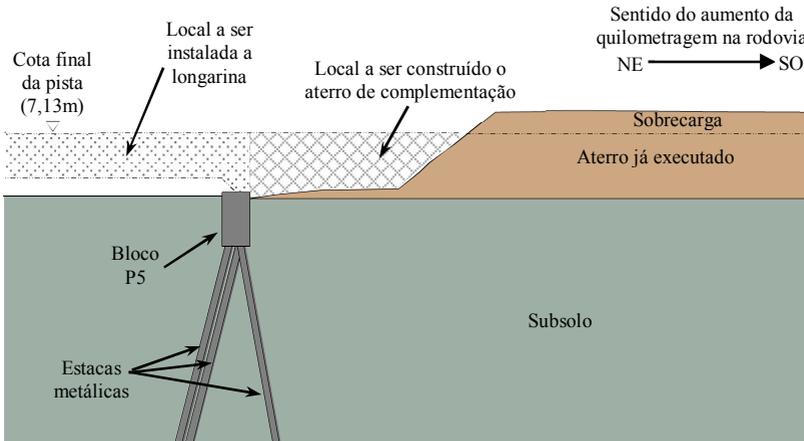
Ao início da realização da pesquisa, a configuração da obra de duplicação pode ser descrita com os croquis apresentados nas Figura 30 e Figura 31 e na foto (Figura 32):

Figura 30 Vista superior do trecho de duplicação, com a representação do aterro executado parcialmente



Fonte: Adaptado de Maccarini (2017).

Figura 31 Representação esquemática do encontro à ponte quando do início da pesquisa



Fonte: Da autora.

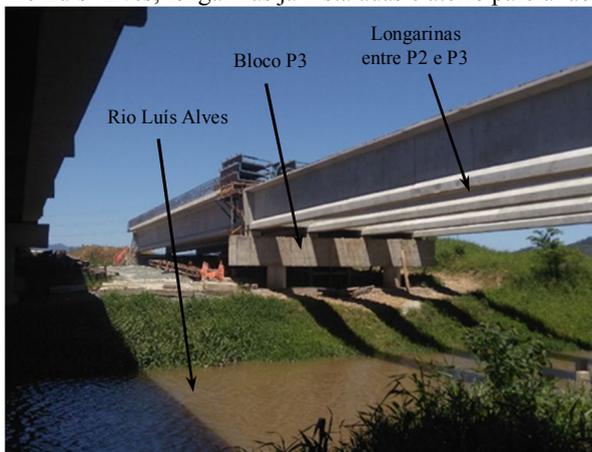
Figura 32 Configuração do encontro à ponte quando do início da pesquisa



Fonte: Da autora.

Os blocos P3, P4 e P5 já foram concretados, e as longarinas nos vãos P2-P3 e P3-P4 já foram instaladas (Figura 33). A previsão para colocação das longarinas P4-P5 não foi informada, portanto considerou-se sua execução como somente após o término do aterro de complementação.

Figura 33 Rio Luís Alves, longarinas já instaladas e aterro parcial ao fundo

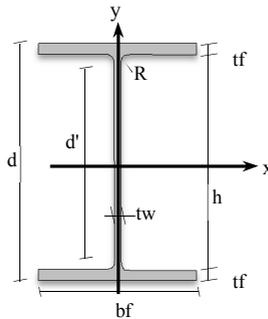


Fonte: Da autora.

Os geodrenos utilizados para aceleração dos recalques estão distribuídos em malha triangular, com espaçamento de 2,5m e profundidade de 24m.

Conforme informado pela empresa executora, as estacas utilizadas na fundação da ponte são metálicas de perfil W 200×59 (Figura 34), cujos dados de geometria e resistência puderam ser obtidos no catálogo do fabricante e estão dispostos na Tabela 8.

Figura 34 Representação esquemática de uma seção transversal de uma estaca utilizada na fundação da ponte



Fonte: Adaptado de Gerdaul (2017).

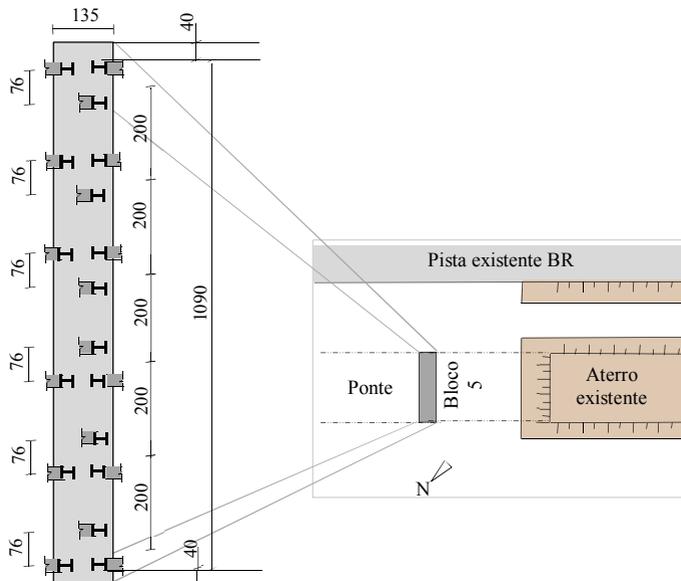
Tabela 8 Tabela para a bitola W 200×59

Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	Espessura		h (mm)	d' (mm)	Área (cm ²)	Eixo X - X	
			tw (mm)	tf (mm)				I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)
59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6140	584,8
Eixo X - X		Eixo Y - Y				r _t (cm)	I _t (cm ⁴)	Esbeltez	
r _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	I _y (cm ⁴)	Z _y (cm ³)			Aba - λ _f b _f /2t _f	Alma - λ _w d'/t _w
8,99	655,9	2041	199,1	5,18	303,0	5,64	47,69	7,22	17,32

Fonte: Gerdaul (2017).

No total foram cravadas 18 estacas no bloco de fundação do km18+605, com inclinação de cerca de 9° e comprimento de 33m, distribuídas em duas fileiras, conforme as representações da Figura 35.

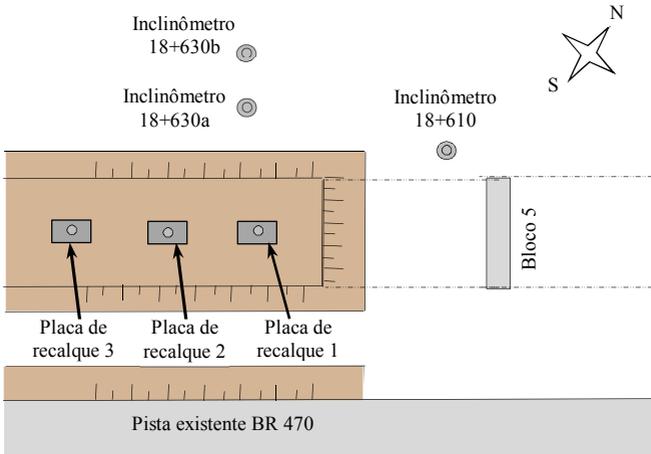
Figura 35 Representação em planta da distribuição das estacas no bloco final da ponte



Fonte: Adaptado de Prosul (2017).

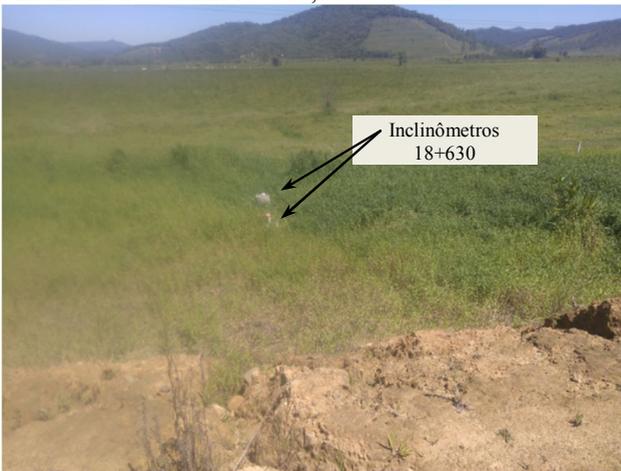
A localização da instrumentação utilizada é apresentada nas Figura 36, Figura 37 e Figura 38, sendo composta por três placas de recalque dispostas longitudinalmente no aterro já executado e três inclinômetros, sendo dois na lateral norte do aterro e um mais próximo ao bloco de fundação, também lateralmente ao eixo da rodovia.

Figura 36 Locação dos pontos com instrumentação (sem escala)



Fonte: Adaptado de Maccarini (2017).

Figura 37 Inclinômetros do km 18+630, vista do aterro



Fonte: Da autora.

Figura 38 Inclínômetro do km 18+610, vista do aterro

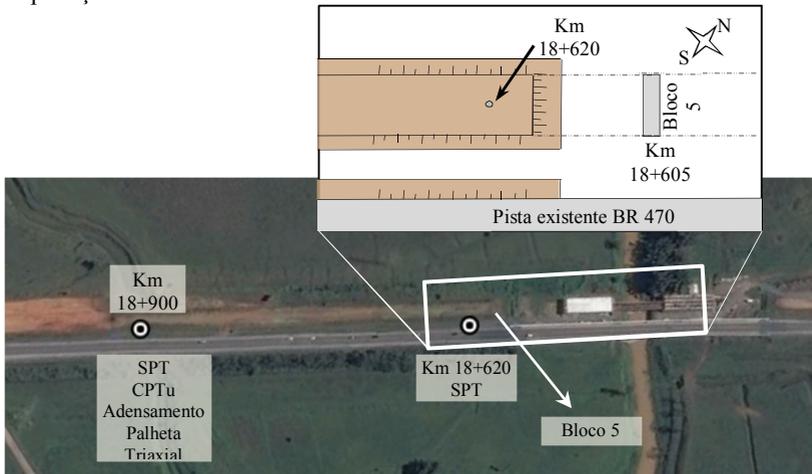


Fonte: Da autora.

Para análise geotécnica do subsolo, dispõe-se de sondagem SPT na estaca 18+620, a cerca de 15m do bloco P5 de fundação. Sondagem CPTu, bem como ensaios de palheta, adensamento e triaxial foram realizados apenas na estaca 18+900, a cerca de 300m do local de estudo. Frente a não disponibilidade de ensaios mais precisos próximos ao bloco de fundação, realizou-se uma comparação entre os perfis de SPT para as duas estacas citadas, cujos resultados estão descritos em 5.1.2. Essa comparação permitiu concluir como adequada a utilização de parâmetros geotécnicos provenientes de ensaios na estaca 18+900 (CPTu, adensamento, triaxial e palheta). Destaca-se que todos os ensaios foram feitos para a implantação da rodovia de duplicação e, portanto, são anteriores à execução do aterro.

A localização dos pontos pode ser observada na imagem aérea da Figura 39.

Figura 39 Localização dos pontos de sondagem ao longo do eixo da pista de duplicação



Fonte: Adaptado de Google Earth (2017).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

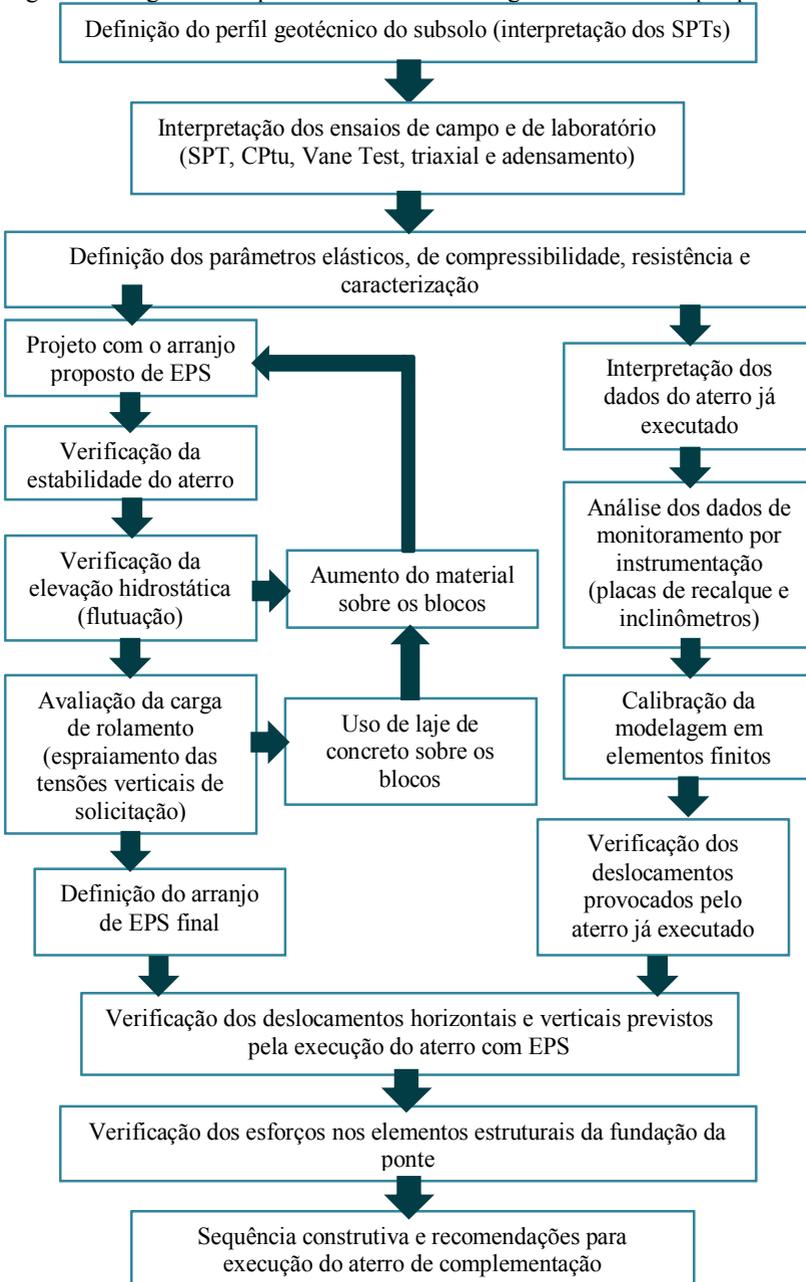
Com base no levantamento dos dados de ensaios e das informações disponíveis acerca da área de estudo, possibilitou-se a compreensão da problemática e a escolha da solução a ser adotada, nesse caso, a complementação com aterro leve em EPS. Dessa forma, pode-se elaborar a sequência de atividades realizadas ao longo da pesquisa. O método adotado encontra-se resumido de forma esquemática no diagrama da Figura 40.

Inicialmente fez-se o reconhecimento do subsolo por meio das sondagens SPT, elaborando o perfil geotécnico. Assim, pode-se definir as camadas a serem interpretadas por meio dos ensaios realizados em local próximo à área de interesse. Com a determinação dos parâmetros geotécnicos, seguiram-se duas linhas de procedimentos, sendo elas:

- a) Avaliação do aterro já executado até o momento, principalmente em termos de deformações. Sendo o cenário modelado em elementos finitos e calibrado de acordo com os dados do monitoramento de campo;
- b) Elaboração do projeto geotécnico do aterro de complementação, a ser construído futuramente. Verificadas principalmente a estabilidade e a flutuação do aterro em EPS.

Essas duas etapas permitiram que fosse gerado um cenário representativo do trecho na situação atual e simulado uma posterior execução do aterro proposto. Dessa forma, pode-se realizar uma avaliação geral das deformações, tanto do subsolo quanto dos elementos de fundação em razão da aplicação da carga do aterro de duplicação da rodovia.

Figura 40 Diagrama dos procedimentos metodológicos adotados na pesquisa



4.1 IDENTIFICAÇÃO DO SUBSOLO

Para avaliação do aterro já executado e também da complementação a ser construída, foi realizado o estudo do subsolo a fim de determinar os parâmetros geotécnicos das camadas de solo e, conseqüentemente, realizar a previsão de comportamento.

4.1.1 Identificação das camadas do solo

4.1.1.1 Análise de sondagens SPT

Conforme descrito no capítulo anterior, buscou-se verificar a possibilidade de utilização dos ensaios do km18+900 para a área de interesse. Para isso, foi avaliado se as camadas do subsolo eram homogêneas ao longo da rodovia por meio do perfil estratigráfico. Por sua vez, a composição do perfil foi feita através de sondagens SPT, nas quais, conforme o procedimento de ensaio, foram descritas as características tátil-visuais para amostras coletadas a cada metro. Assim, no total foram analisadas oito sondagens, distribuídas longitudinalmente à pista de duplicação.

Para divisão em camadas, utilizou-se as cotas indicadas nos ensaios, a descrição do solo e o número de golpes N_{SPT} . Essa identificação permitiu que fosse composto o perfil do subsolo para o trecho de estudo, sendo importante principalmente para a verificação da camada de argila mole.

Para o uso em algumas das correlações posteriormente empregadas, os valores de N_{SPT} , foram corrigidos para $N_{SPT 60}$, por meio da equação (20), a qual relaciona a energia padrão empregada no ensaio brasileiro com a energia transferida de referência internacional (60%). Para ensaios brasileiros, emprega-se 66% da energia teórica de referência, conforme descrito por Schnaid e Odebrecht (2012).

$$N_{SPT 60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{energia aplicada}}{0,60} = \frac{N_{SPT} \cdot 0,66}{0,60} \quad (20)$$

Uma correção análoga é aplicada para a obtenção do $N_{SPT 72}$, empregado principalmente nas correlações de Berberian.

Foi realizada uma comparação entre os perfis na estaca 18+620, próxima ao bloco de fundação da ponte, e os perfis na estaca 18+900, onde foram realizados ensaios. A constatação de similaridade entre o subsolo dessas duas estacas, bem como das demais, indica a provável semelhança entre o comportamento do solo e conseqüentemente os

parâmetros advindos de ensaios geotécnicos. Dessa forma, justifica-se a utilização da interpretação dos ensaios realizados na estaca 18+900 para a presente pesquisa, mesmo que a área de estudo esteja afastada cerca de 280m.

Conforme citado anteriormente, o ensaio SPT possui baixa sensibilidade para a identificação de mudanças de comportamento mecânico do solo dentro de uma mesma camada. Para N_{SPTs} menores que cinco, faixa que abrange os solos argilosos moles e orgânicos, essa sensibilidade reduz ainda mais, sendo descrita por muitos autores como uma faixa na qual a aplicação de correlações torna-se duvidosa e não recomendada. Assim, sempre que possível, buscou-se os parâmetros geotécnicos pelos ensaios realizados na estaca 18+900 (CPTu, *Vane Test*, adensamento e triaxial), em detrimento da aplicação de correlações para o ensaio SPT 18+620. Nas camadas de maior resistência, com N_{SPTs} superiores a cinco, as correlações indicadas na literatura foram aplicadas e os resultados comparados com os obtidos por outros ensaios na estaca 18+620.

4.1.1.2 Análise de sondagens CPTu e Classificação *Soil Behavior Type* (SBT)

Devido à geometria do cone e à localização do elemento filtrante, sabe-se que as medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito das poropressões registradas. Dessa forma, para conhecer a resistência real do ensaio, é necessário interpretar as pressões neutras, medidas na base do cone (u_2). A resistência de ponta corrigida (qt) pode ser obtida por meio da equação:

$$qt = qc + u_2 \cdot (1 - a) \quad (21)$$

Onde “ a ” indica a razão entre a área seccional referente ao diâmetro interno do cone e a área seccional referente ao diâmetro externo (A_n/A_t , conforme a Figura 8). Esse coeficiente pode ser obtido por meio de calibração em laboratório. No caso do ensaio utilizado na pesquisa, empregou-se $a = 0,7$, conforme informado pela empresa executora. A resistência de ponta, portanto, foi obtida com a equação (22), distribuída ao longo de todo o perfil de sondagem.

$$qt = qc + u_2 \cdot 0,3 \quad (22)$$

Normalmente, a resistência do cone (qt) é alta em areias e baixa em argilas, e a relação de fricção ($Rf = fs / qt$) é baixa em areias e alta em argilas.

Assim, os resultados do ensaio CPTu foram utilizados também para análise do tipo de solo. Embora o ensaio não forneça previsões em termos de distribuição granulométrica, é possível relacionar as variáveis do cone com o tipo de comportamento e as características mecânicas (resistência, rigidez e compressibilidade).

Para análise de comportamento, utilizaram-se os abácos propostos por Robertson (1990), descritos na revisão bibliográfica. Aplicou-se também a combinação entre os parâmetros Qt e Fr para a previsão de comportamento segundo o índice I_{CRW} , proposto por Robertson e Wride (1998 apud Schnaid e Odebrecht, 2014), o qual indica simplificada o raio dos círculos essencialmente concêntricos que representam os limites entre cada zona SBTn:

$$I_{CRW} = \sqrt{(3,47 - \log Qt)^2 + (\log Fr + 1,22)^2} \quad (23)$$

4.1.1.3 Determinação do peso específico

O peso específico natural para cotas específicas foi obtido para amostras indeformadas coletadas para ensaios triaxiais e de adensamento. No total foram analisadas quatro amostras, estabelecendo a razão entre o peso na umidade natural e o volume.

Para a determinação do peso específico ao longo do perfil das camadas, utilizou-se a equação proposta por Robertson (2010), que relaciona o aumento do peso específico com o aumento dos fatores medidos pelo cone no ensaio CPT:

$$\gamma = \left[0,27 \cdot \log(Rf) + 0,36 \cdot \log\left(\frac{qt}{pa}\right) + 1,236 \right] \cdot \gamma_w \quad (24)$$

Onde:

γ_w = peso específico da água

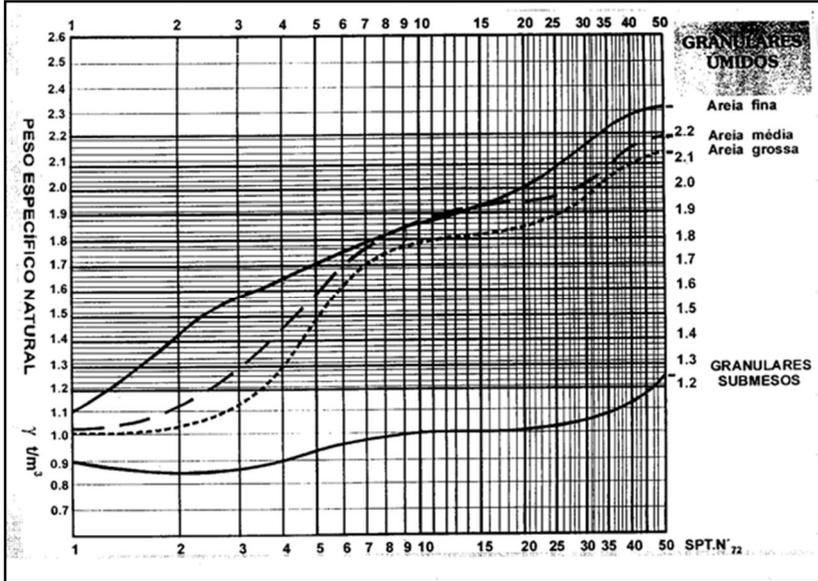
Rf = razão de atrito = fs/qt

pa = pressão atmosférica

Os valores obtidos em laboratório e os da equação (24) foram comparados com resultados de correlações de Berberian (1999) para valores de N_{SPT} . Os abácos propostos pelo autor (Figura 41 e Figura 42)

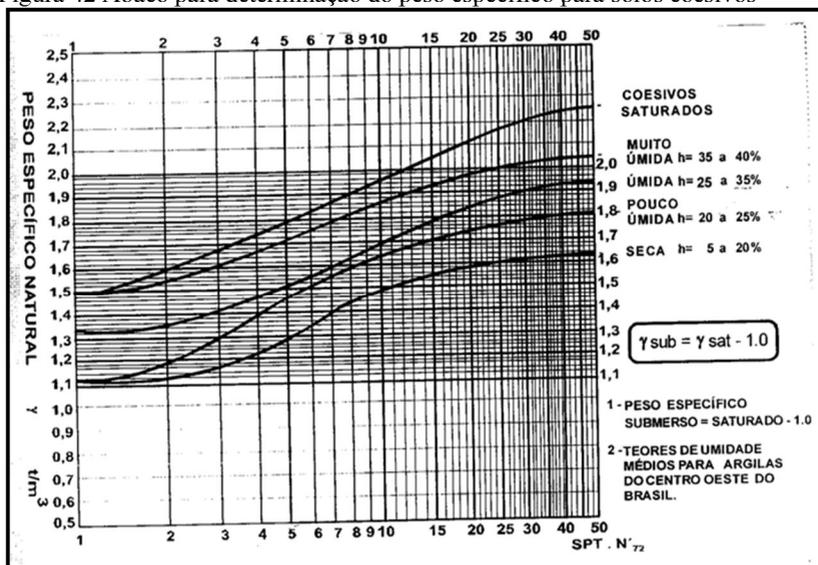
dividem-se em solos granulares e solos coesivos. Para solos coesivos, verificou-se os valores no ábaco somente para $N_{SPTs} > 5$.

Figura 41 Ábaco para determinação de peso específico para solos granulares



Fonte: Berberian (1999).

Figura 42 Ábaco para determinação do peso específico para solos coesivos



Fonte: Berberian (1999).

A certificação de resultados próximos para um mesmo material, e coerentes com intervalos apresentados pela literatura, corrobora para o emprego valores confiáveis e representativos do subsolo.

4.1.1.4 Determinação das tensões verticais totais e efetivas

A distribuição das tensões ao longo do perfil de solo pode ser feita por meio da aplicação das equações clássicas da mecânica dos solos para solos saturados, que correlacionam o aumento das tensões conforme o aumento da profundidade.

$$u_0 = h \cdot \gamma_w \quad (25)$$

$$\sigma_{V0} = h \cdot \gamma_{sat} \quad (26)$$

$$\sigma'_{V0} = \sigma_{V0} - u_2 \quad (27)$$

Onde h representa a profundidade do ponto analisado.

Os pesos específicos dos solos, a serem empregados nas equações (25), (26) e (27) são advindos da equação (24), tendo-se considerado que os solos se encontram saturados.

4.1.2 Fatores de resistência do solo

4.1.2.1 Ensaios UU e FVT

As resistências não drenadas para profundidades específicas do perfil foram determinadas por meio de ensaios de palheta - FVT e triaxiais UU. Os resultados obtidos pelo ensaio de palheta foram corrigidos pelo fator 0,75 conforme apontado por Magnani (2006) para depósitos Catarinenses e também recomendado por Pacheco (2016).

Os ensaios *Vane Test* forneceram ainda a sensibilidade das argilas, ou seja, a perda de resistência quando totalmente amolgadas. Para isso, faz-se a razão entre a resistência de pico (S_u) e a resistência amolgada (S_{ur}).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (28)$$

As faixas de sensibilidade são definidas por Skempton e Northey (1952):

Tabela 9 Classificação das argilas quanto a sensibilidade

Sensibilidade	S_t
Argilas insensíveis	1
Argilas de baixa sensibilidade	1-2
Argilas de média sensibilidade	2-4
Argilas sensíveis	4-8
Argilas com extra sensibilidade	> 8
Argilas com excepcional sensibilidade (<i>quick-clays</i>)	> 16

Fonte: Skempton e Northey (1952 apud Baroni, 2010).

4.1.2.2 Resistência não drenada para o perfil

Para determinação da resistência não drenada distribuída ao longo do perfil, utilizou-se a equação proposta por Robertson (1990), que relaciona a resistência de ponta (qt) do ensaio CPTu com a resistência não drenada:

$$S_u = \frac{qt - \sigma_{v0}}{Nkt} \quad (29)$$

Onde N_{kt} é um fator de cone variável para cada depósito e, eventualmente, variável para diferentes camadas em um mesmo depósito.

Para obtenção do fator de cone, fez-se a aplicação inversa da equação (29), resultando na equação (30):

$$N_{kt} = \frac{qt - \sigma_{r0}}{S_u} \quad (30)$$

Onde, para valor de S_u , foram utilizados os valores pontuais obtidos por meio de ensaios de palheta ou triaxiais.

Conforme o descrito na literatura, os valores de N_{kt} se enquadram comumente entre 8 e 16 (Tabela 10). Schnaid e Odebrecht (2014), assim como Almeida e Marques (2014), sugerem um valor de 12 para uma média de N_{kt} em solos brasileiros.

Tabela 10 Fatores de cone para argilas brasileiras

Autor	Local/Solo	N_{kt}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danzinger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danzinger (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995b)	Vale Quilombo/SP	12/15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandronni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

Dessa forma, analisaram-se os resultados obtidos para os ensaios de palheta e os ensaios triaxiais a fim de determinar o N_{kt} mais adequado para o depósito em questão, sobretudo para a camada argilosa.

Conforme citado, o fator de cone pode variar conforme a mudança de material, ainda que em um mesmo depósito. Como não se realizaram ensaios pontuais para determinação de resistência em camadas mais profundas, de argilas mais resistentes, aplicou-se a equação (29) com o N_{kt} definido para a camada de argila mole.

Ainda, como as camadas de argilas rijas apresentaram $N_{SPT} > 5$, aplicaram-se correlações para obtenção de valores de S_u a partir de

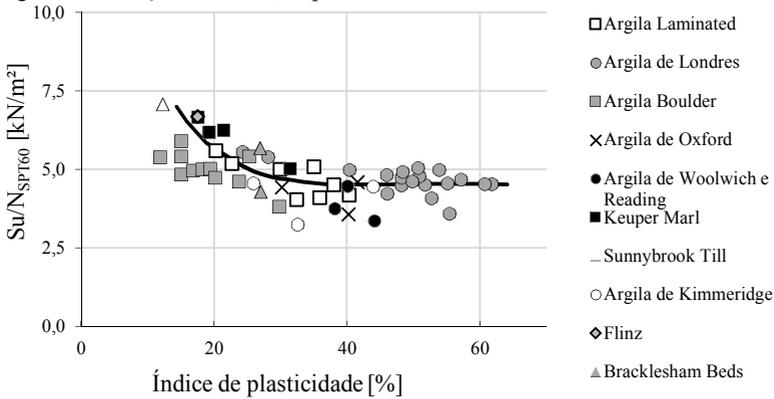
ensaios SPT. Foram utilizadas as equações propostas por Hara et al. (1971, apud Berberian, 1943) (31) e por Teixeira e Godoy (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) (32).

$$C_u = S_u = 29 \cdot (1,2 \cdot N_{SPT}^{0,72}) \quad (31)$$

$$C_u = S_u = 10 \cdot N_{SPT} \quad (32)$$

Empregou-se também a relação proposta por Stroud (1974, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) na Figura 43:

Figura 43 Relação entre S_u , N_{spt} e IP



Fonte: Stroud (1974, apud Schnaid e Odebrecht, 2012).

4.1.2.3 Ângulo de atrito pelo ensaio SPT

Como as camadas mais profundas se referem a areias e areias com pedregulhos, não foram interpretadas em termos de resistência não drenada. Isso porque a permeabilidade desses materiais é muito mais significativa em relação a materiais argilosos e, portanto, o comportamento frente a uma solicitação é considerado como drenado. Assim, para os materiais granulares, foram aplicadas correlações para obtenção do ângulo de atrito e do intercepto coesivo.

Conforme citado anteriormente, o ensaio SPT possui pouca sensibilidade para solos com N_{SPT} inferior a cinco. No entanto, para valores acima disso, torna-se mais representativo, fazendo com que correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos sejam rotineiramente empregadas na engenharia geotécnica.

O fato de solos com N_{SPTs} mais altos comumente se referirem a materiais granulares faz com que equações para valores de ângulo de atrito sejam facilmente encontradas na literatura. Porém relações para o intercepto coesivo são pouco usuais, uma vez que não costumam ser representativas para este tipo de solo.

As equações aplicadas na pesquisa são advindas das pesquisas de Godoy (1983, apud Cintra e Aoki, 2010) (33), Teixeira (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) (34) e Hatanaka e Ushida (1996, apud Shnaid e Odebrecht, 2014) (35).

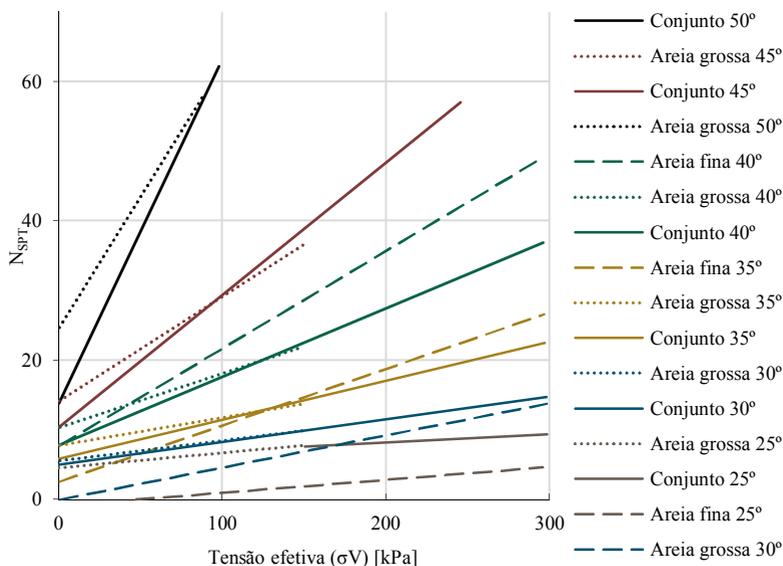
$$\phi' = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (33)$$

$$\phi' = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (34)$$

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT60}} \quad (35)$$

Foi observada também a relação entre a tensão vertical efetiva, o valor de N_{SPT} e o valor do ângulo de atrito correspondente, por meio do ábaco proposto por Mello (1971, apud Cintra e Aoki, 2010) (Figura 44).

Figura 44 Ângulo de atrito interno para solos granulares



Fonte: Mello (1971, apud Cintra e Aoki, 2010).

4.1.2.4 Ângulo de atrito pelo ensaio CPTu

O ensaio CPTu, conforme descrito no item 2.3.2.2, obtém parâmetros do cone para solos moles ou granulares. Portanto, o ensaio de CPTu pôde ser empregado para correlações tanto em termos de solos argilosos quanto de solos arenosos.

Para as camadas compostas predominantemente por areias, foram utilizadas duas correlações, propostas por Robertson e Campanella (1983) (36) e Kulhawy e Mayne (1990) (37):

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \cdot \left[\log \left(\frac{qc}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (36)$$

$$\phi' = 17,6 + 11 \cdot \log(Qtn) \quad (37)$$

Onde Q_m é a resistência de penetração do cone normalizada:

$$Q_m = \left(\frac{qt - \sigma_{v0}}{pa} \right) \cdot \left(\frac{pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (38)$$

E o expoente n pode ser descrito como:

$$n = 0,381 \cdot Ic + 0,05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{pa} \right) - 0,15 \quad (39)$$

Sendo $n \leq 1,0$. Assim, como simplificação, empregou-se $n=1,0$ para todo o depósito, conforme sugerido por Robertson e Cabal (2015).

Para a interpretação das camadas de solo mole, no entanto, poucas são as correlações apresentadas na literatura, sendo a principal delas a proposta por Mayne (2006, apud Robertson e Cabal, 2015):

$$\phi' = 29,5^\circ \cdot Bq^{0,121} \cdot (0,256 + 0,336 \cdot Bq + \log(Qt)) \quad (40)$$

Relação esta válida para argilas normalmente adensadas e levemente pré adensadas e com coeficiente Bq contido em um intervalo entre 0,1 e 1,0.

Além dessa equação, verificou-se uma relação para valor de ângulo de atrito advindo das relações para cálculo do coeficiente de empuxo, descritos pelas equações (41) de Jacky (1944, apud Schnaid e Odebrecht, 2014) e (42) de Kulhawy e Mayne (1990), sendo a equação (41) aplicável para solos normalmente adensados.

$$k_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad (41)$$

$$k_0 = 0,1 \cdot \left(\frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (42)$$

O rearranjo e a combinação das equações acima resultou em:

$$\phi' = \arcsen \cdot \left[1 - \left(0,1 \cdot \frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (43)$$

Sabe-se que a interpretação do solo mole com o uso de ângulo de atrito não é comumente realizada, uma vez que quando se analisa a estabilidade desse solo opta-se geralmente pelo estado não drenado e, conseqüentemente, o emprego da resistência não drenada, com ângulo de atrito nulo. Por essa razão, poucos valores de ϕ' para depósitos catarinenses foram encontrados e os valores obtidos na pesquisa foram comparados com os de depósitos brasileiros de maneira geral, conforme apresentado por Schnaid e Odebrecht (2014) na Tabela 11.

Tabela 11 Ângulo de atrito interno efetivo de argilas brasileiras

Local	ϕ' (°)	Referência
Ceasa, Porot Alegre, RS	18,3-27,9	Soares (1997)
Rio Grande, RS	23-29	Dias e Bastos (1994)
Vale do Rio Quilombo, SP	19,5-31,6	Árabe (1995a)
Vale do Rio Moji, SP	18-28	Árabe (1995b)
Santos, SP	23-28	Samara et al. (1982), Árabe (1995a), Massad (1988)
Sarapuí, RJ	23-26	Costa Filho, Werneck e Collet (1977)
Recife, PE	23-26	Coutinho, Oliveira e Danzinger (1993)
João Pessoa, PB	18-21	Cavalcante (2002)
Sergipe	26-30	Brugger (1996)
Botafogo, RJ	20-24	Lins (1980)
Três Forquilhas, RS	33-34	Bertuol (2009)
Florianópolis, SC	26	Magnani (2006)

Fonte: Adaptado Schnaid e Odebrecht (2014).

4.1.2.5 Comparação do ângulo de atrito com a resistência não drenada para as camadas de argilas moles

Os valores de ângulo de atrito encontrados pelas correlações descritas no item anterior foram confrontadas com o perfil de resistência não drenada, uma vez que ambas as interpretações descrevem a resistência do solo. Essa comparação foi possível por meio de modelagem de um cenário em elementos finitos. A descrição do método de elementos finitos será feita adiante no item 4.4. Especificamente para esta análise foram feitas as seguintes considerações:

- a) O subsolo considerado na modelagem possui os mesmos parâmetros que o subsolo real no momento da determinação da resistência não drenada, para isso, inseriu-se os parâmetros obtidos por meio das análises descritas no presente capítulo;
- b) A interpretação de resistência do solo mole é feita com os valores de ângulo de atrito e coesão;
- c) A drenagem do sistema é considerada como inexistente, a fim de simular a situação considerada para a resistência não drenada;
- d) É aplicado um carregamento uniforme na superfície do terreno, o qual é aumentado até levar o solo à ruptura;
- e) Na iminência de ruptura tem-se duas tensões principais atuantes no solo: a tensão vertical e a tensão horizontal;
- f) O par de tensão horizontal e vertical pode ser descrito como σ_3 e σ_1 respectivamente, permitindo a concepção de um círculo de Mohr. Dessa forma, o raio do círculo de Mohr resultante deve se aproximar do valor de resistência não drenada.

4.1.3 Histórico de tensões

O histórico de tensões para a camada argilosa mais representativa foi interpretado por meio da análise do ensaio de adensamento oedométrico, conforme a classificação descrita em 2.2.2. A tensão atuante σ'_{v0} foi obtida pela equação (27) na profundidade correspondente à realização do ensaio.

Ainda, para a obtenção da razão de pré-adensamento para o perfil, empregaram-se três correlações com base no ensaio CPTu, sendo analisados os valores obtidos para cada uma e escolhida a correlação

que se apresentou mais coerente para o estudo em questão. As equações utilizadas foram propostas por Robertson (2009) (44), Chen e Mayne (1996) (45) e Kulhawy e Mayne (1990) (46).

$$OCR = 0,25 \cdot (Q_t)^{1,25} \quad (44)$$

$$OCR = 0,53 \cdot \frac{(qt - u_2)}{\sigma'_v} \quad (45)$$

$$OCR = k \cdot \frac{(qt - \sigma'_{v0})}{\sigma'_v} \quad (46)$$

Robertson (2015) sugere que os valores utilizados para o coeficiente k estejam contidos no intervalo entre 0,2 e 0,5, sendo 0,33 um valor médio adequado para uma interpretação genérica. Assim, para o depósito em questão, determinou-se o valor de k por meio do rearranjo da equação (46), resultando em:

$$k = \frac{OCR \cdot \sigma'_v}{(qt - \sigma'_{v0})} \quad (47)$$

Onde os parâmetros do lado direito foram referentes aos obtidos para o ensaio de adensamento oedométrico, sendo verificado o resultado de k no intervalo sugerido por Robertson (2009).

Posteriormente, pode-se traçar os perfis em termos de pressões de pré-adensamento por meio da equação:

$$\sigma'_{vm} = OCR \cdot \sigma'_{v0} \quad (48)$$

Onde os valores de OCR adviram das equações supracitadas.

4.1.4 Parâmetros elásticos do solo

Os parâmetros elásticos foram utilizados para a análise de deformações do aterro.

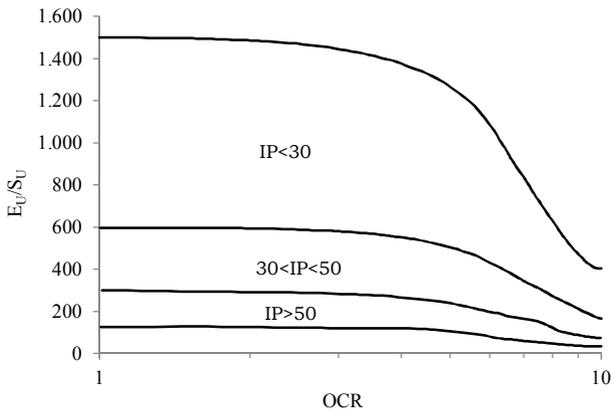
4.1.4.1 Módulo de elasticidade

A determinação do módulo de elasticidade foi feita para cotas específicas por meio da análise da curva de deformação *versus* tensão vertical dos ensaios triaxiais.

Para definição do módulo de elasticidade ao longo do perfil, utilizou-se correlações com o ensaio de CPTu. Nas camadas de argila,

considerou-se o módulo não drenado E_U ou o módulo oedométrico, de acordo com o ábaco proposto por por Duncan e Buchignani (1976) na Figura 45, com o OCR distribuído conforme as equações descritas em 4.1.3 e os de resistência não drenada em 4.1.2.2. Essa interpretação pode ser realizada pois para argilas saturadas é válida a relação $I_r = E_U/S_U$ (GRANDO, 2016).

Figura 45 Variação da relação E_U/S_U com o índice de plasticidade e a razão de sobreadensamento



Fonte: Duncan e Buchignani (1976).

No entanto, destaca-se que os valores resultantes ainda apresentam incerteza, uma vez que os índices de plasticidade foram determinados pontualmente e extrapolados para toda a camada, considerando-a com plasticidade homogênea. Dessa forma, simulou-se também uma situação hipotética considerando $I_r=100$, valor sugerido por Grandó (2016) para interpretação de argilas catarinenses.

O módulo oedométrico pôde ser determinado para argilas normalmente adensadas ou pré adensadas pelas equações de Senneset et al. (1992, apud Baran, 2014):

$$E_{OED(CPT_u)} = 10 \cdot (qt - \sigma_{v0}) \text{ para regiões NA} \quad (49)$$

$$E_{OED(CPT_u)} = 5 \cdot (qt - \sigma_{v0}) \text{ para regiões PA} \quad (50)$$

Argilas rijas puderam ser analisadas por meio da correlação de Trofimenkov (1974, apud Berberian, 1999):

$$E = 4,9 \cdot qc + 12.300 \text{ kPa} \quad (51)$$

Por fim, para as camadas de areias não cimentadas, as correlações aplicadas foram apresentadas por Robertson e Cabal (2015):

$$E = \alpha_E \cdot (qt - \sigma_{v0}) \quad (52)$$

Onde α_E é descrito como:

$$\alpha_E = 0,015 \cdot \left[10^{(0,55 \cdot Ic + 1,68)} \right] \quad (53)$$

Correlações com o ensaio SPT foram aplicadas para profundidades com $N_{SPT} > 5$. As equações utilizadas foram propostas por Schnaid e Odebrecht (2012) (54), (55) e (56), Decourt (1996, apud Berberian 1999) (57) e Bowles (1988, apud Berberian, 1999) (58), (59) e (60).

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT60} \quad (\text{valores médios - MPa}) \quad (54)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT60} + 0,611 \sqrt{N_{SPT60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT60} + 184,63} \quad (\text{limite superior - MPa}) \quad (55)$$

$$E = 2,01 \cdot N_{SPT60} - 0,611 \sqrt{N_{SPT60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT60} + 184,63} \quad (\text{limite inferior - MPa}) \quad (56)$$

$$E = 3,5 \cdot N_{SPT72} \cdot 1.000 \quad (\text{Para areias}) \quad (57)$$

$$E = 1.200 \cdot (N_{SPT60} + 6) \quad (\text{Para areias pedregulhosas de } N_{SPT60} < 15) \quad (58)$$

$$E = 600 \cdot (N_{SPT60} + 6) + 2.000 \quad (\text{Para areias pedregulhosas de } N_{SPT60} > 15) \quad (59)$$

$$E = 320 \cdot (N_{SPT60} + 15) \quad (\text{Para areias argilosas}) \quad (60)$$

Todos os valores obtidos para as relações descritas foram comparados com módulos de elasticidade usuais conforme a classificação geotécnica do material predominante na camada. Os valores empregados nas verificações são descritos por Pinto (2006) (Tabela 12), Das (2011) (Tabela 13), Berberian (1999) (Tabela 14) e Teixeira e Godoy (1998) (Tabela 15).

Tabela 12 Valores de módulos de elasticidade típicos

Módulos de elasticidade típicos de argilas saturadas em solitação não drenada	
Consistência	E (MPa)
Muito mole	< 2,5
Mole	2,5 a 5
Consistência média	5 a 10
Rija	10 a 20
Muito rija	20 a 40
Dura	> 40

Módulo de elasticidade (MPa) de areias em solitação drenada, para tensão confinante de 100kPa		
Descrição da Areia	Compacidade	
	Fofa	Compacta
Areia de grãos frágeis, angulares	15	35
Areia de grãos duros, arredondados	55	100
Areia basal de São Paulo, bem graduada, pouco argilosa	10	27

Fonte: Pinto (2006).

Tabela 13 Valores de módulos de elasticidade típicos

Tipo de Solo	E_s (kN/m ²)
Argila mole	1.800-3.500
Argila dura	6.000-14.000
Areia fofa	10.000-28.000
Areia compacta	35.000-70.000

Fonte: Das (2011).

Tabela 14 Valores de módulos de elasticidade típicos

Simbologia	Classificação	SPT	E (Kg/cm ²)
C	Argila muito mole	0 a 2	10-50
C	Argila mole	3 a 4	40-100
C	Argila média	5 a 8	100-200
C	Argila rija	9 a 15	200-500
C	Argila dura	16 a 50	500-1200
C5S	Argila arenosa		50-2000
M	Silte		60-1200
M5C	Silte argiloso		100-1200
S5C	Areia argilosa		280-420
S5M	Areia siltosa		20-2000
S	Areia fofa	0 a 4	105-245
S	Areia compacta	5 a 10	500-840
S5G	Areia com cascalho fofa	0 a 4	500-1500
S5G	Areia compacta com cascalho	10 a 30	1000-2000

Fonte: Berberian (1999).

Tabela 15 Valores de módulos de elasticidade típicos [MPa]

Solo	Consistência ou Compacidade	Bowles (1977)	Sherif e Konig (1975)	Kédzi (1975)	Valores Sugeridos
Argila	Muito mole	0,3 - 3	-	0,35 - 3	1
	Mole	2 - 4	1 - 2,5	2 - 5	2
	Média	4,5 - 9	-	4 - 8	5
	Rija	-	2,5 - 5	-	7
	Muito rija	-	5 - 10	-	8
	Dura	7 - 20	-	7 - 18	15
Areia	Fofa	-	-	-	5
	Pouco compacta	10 - 25	20 - 50	10 - 25	20
	Medianamente compacta	-	50 - 100	-	50
	Compacta	50 - 100	-	50 - 80	70
	Muito compacta	-	-	-	90
Areia com pedregulhos	Pouco compacta	50 - 140	-	-	50

	Compacta	80 - 200	-	100 - 200	120
Argila arenosa	-	30 - 42,5	-	30 - 40	-
Silte	-	2 - 20	3 - 10	-	-
Areia Siltosa	-	-	-	7 - 20	-

Fonte: Teixeira e Godoy (1998).

4.1.4.2 Coeficiente de Poisson

Para o coeficiente de Poisson, não foram aplicadas correlações com ensaios como para os outros parâmetros anteriormente descritos. Isso porque, de forma geral, a literatura costuma apresentar intervalos de valores típicos, de acordo com a classificação, o grau de compactidade e o grau de saturação do solo, em detrimento de equações que relacionem esses valores com ensaios CPT ou SPT.

Dessa forma, por meio da análise do tipo de solo e demais características, estimou-se o coeficiente de Poisson característico para cada camada, com base nos valores apresentados por diversos autores, os quais mostraram-se coerentes entre si.

Os valores descritos pela literatura estão expostos na Tabela 16, Tabela 17 e Tabela 18 a seguir.

Tabela 16 Valores para coeficientes de Poisson admissível

Argila	Coeficiente de Poisson
Argila dura pré-adensada	0,1 - 0,20 (0,15)
Argila média	0,20 - 0,35 (0,30)
Argila mole normalmente adensada	0,35 - 0,45 (0,40)

Fonte: Poulos e Davis (1980).

Tabela 17 Valores típicos para coeficientes de Poisson

Solo	Coeficiente de Poisson
Areia pouco compacta	0,20
Areia compacta	0,40
Silte	0,30 - 0,50
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila não saturada	0,10 - 0,30

Fonte: Teixeira e Godoy (1998).

Tabela 18 Valores típicos para coeficientes de Poisson

Tipo de Solos	Coefficiente de Poisson
Areia fofa	0,20 - 0,40
Areia média	0,25 - 0,40
Areia compacta	0,30 - 0,45
Areia siltosa	0,20 - 0,40
Argila mole	0,15 - 0,25
Argila média	0,20 - 0,50

Fonte: Das (2011).

4.1.5 Coeficientes de adensamento

Para estimativas de coeficientes de adensamento, adotou-se inicialmente-se o apresentado por Grando (2016) em sua interpretação geotécnica para a estaca 18+900, na qual fez-se a análise de dois ensaios de adensamento oedométrico (Tabela 19).

Tabela 19 Coeficientes de adensamento para a estaca 18+900

Cota [m]	Profundidade do ensaio [m]	C_R	C_c	e_0
-2,8	4,0	0,05	0,314	1,053
-8,8	10,0	0,096	1,492	2,565

Fonte: Grando (2016).

O ensaio na cota -2,8m, foi realizado no solo que possui pouca representatividade em relação à camada principal de argila, como já comentado anteriormente. Dessa forma, deu-se prioridade para a análise do ensaio na cota -8,8m.

No entanto, os parâmetros advindos do ensaio de adensamento na estaca 18+900, quando empregados na modelagem numérica resultaram em recalques de dimensões muito maiores que os registrados em campo. Estes resultados indesejados motivaram uma interpretação mais aprofundada do subsolo próximo às estruturas de fundação da ponte, na estaca 18+610.

Dessa forma, buscou-se os parâmetros de adensamento utilizados originalmente na construção da rodovia BR-470 na década de 90, os

quais são apresentados por Prosul (2012) e expostos resumidamente na Tabela 20, para o trecho de interesse.

Na época, os parâmetros empregados foram advindos de correlações empíricas com ensaios de SPT, pois não se realizaram ensaios de adensamento. As correlações são descritas como resultado de interpretação de ensaios laboratoriais e retroanálises de campo com ensaios SPT em obras da região. Medições de penetração do amostrador de SPT permitiram o registro de N_{SPTs} fracionários, garantindo maior sensibilidade que ensaios realizados pelos procedimentos convencionais.

A saber, as equações empregadas foram:

$$e_0 = 3,58 - 0,915 \cdot N_{72} \quad (61)$$

$$C_c = 0,224 \cdot e_0^{1,73} \quad (62)$$

$$C_r = 0,044 \cdot C_c^{0,44} \quad (63)$$

Destaca-se que as equações apresentadas representam a utilização parâmetros regionais por meio de orientação pelos resultados de SPT, sendo, portanto, válidas para este local de estudo em específico (PROSUL, 2012).

Tabela 20 Resultados dos ensaios SPT realizados para o projeto de implantação da BR-470

Meio	Espessura	g (kN/m ³)	S _u (kPa)	e ₀	
18+660	18m	15,1	26,0	1,445	
18+680	24m	14,9	24,7	1,670	
18+720	20m	15,3	27,2	1,321	
18+740	16m	15,4	28,6	1,177	
18+940	7m	13,5	13,4	2,726	
Meio	C _c	C _r	C _∞	C _v (m ² /ano)	E _s (MPa)
18+660	0,471	0,030	0,007	2,286	3,223
18+680	0,553	0,034	0,007	4,948	2,827
18+720	0,402	0,028	0,007	2,258	3,424
18+740	0,344	0,025	0,007	1,908	3,673
18+940	1,357	0,048	0,008	30,481	1,225

Fonte: Prosul (2012).

Notou-se que os valores apresentados por Prosul (2012) e os obtidos por Grando (2016) para a estaca 18+900 são bastante similares. Assim, avaliou-se que apesar de advindos de ensaios SPT, os parâmetros de compressibilidade utilizados para implantação da BR-470 são próximos aos obtidos por adensamento oedométrico. Desse modo, frente à ausência de ensaios de adensamento próximos ao ponto de estudo, empregou-se o descrito por Prosul (2012) para o km18+660 (mais próximo possível do aterro de complementação).

4.1.6 Coeficientes de permeabilidade

A estimativa de permeabilidade foi feita para o perfil do subsolo por meio das equações propostas por Lunne et al. (1997), referentes à permeabilidade vertical:

$$k_v = 10^{(0,952-3,04 \cdot I_c)} \quad (\text{para } 1,0 < I_c \leq 3,27) \quad (64)$$

$$k_v = 10^{(-4,52-1,37 \cdot I_c)} \quad (\text{para } 3,27 < I_c \leq 4,0) \quad (65)$$

E os valores obtidos foram comparados com intervalos sugeridos no Guia de CPT elaborado por Robertson e Cabal (2015) (Tabela 21):

Tabela 21 Estimativa de permeabilidade com base na classificação SBT

Zona SBT	SBT	Intervalo de k (m/s)	SBT _{nI_c}
1	Solo fino sensível	3x10 ⁻¹⁰ - 3x10 ⁻⁸	NA
2	Solos orgânicos - turfa	1x10 ⁻¹⁰ - 1x10 ⁻⁸	I _c > 3,60
3	Argila	1x10 ⁻¹⁰ - 1x10 ⁻⁹	2,95 < I _c < 3,60
4	Mistura de silte	3x10 ⁻⁹ - 1x10 ⁻⁷	2,60 < I _c < 2,95
5	Areia fofa	1x10 ⁻⁷ - 1x10 ⁻⁵	2,05 < I _c < 2,60
6	Areia	1x10 ⁻⁵ - 1x10 ⁻³	1,31 < I _c < 2,05
7	Areia pedregulhosa	1x10 ⁻³ - 1	I _c < 1,31
8	Solo muito compacto/ duro*	1x10 ⁻⁸ - 1x10 ⁻³	NA
9	Solo fino duro*	1x10 ⁻⁹ - 1x10 ⁻⁷	NA

Nota: * - sobreadensado e/ou cimentado.

Fonte: Robertson e Cabal (2015).

A razão entre a permeabilidade vertical e horizontal foi obtida conforme a descrição de Jamiokowski et al. (1985, apud Schnaid e Odebrecht, 2014) (Tabela 22).

Tabela 22 Razão de permeabilidade de argilas

Natureza da Argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Fonte: Ladd et al. (1977, apud Schnaid e Odebrecht, 2014) e Jamiolkowski et al. (1985, apud Schnaid e Odebrecht, 2014).

O valor de k_h/k_v adotado para as camadas de argila foi de 2,0 conforme sugerido por Grando (2016) para depósitos de solos moles de Santa Catarina. Este valor corresponde a argilas de macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis.

Para os demais tipos de solos contidos no perfil, referentes a solos de maior granulometria e possível formação residual, utilizou-se 1,0 como razão entre as permeabilidades.

É importante ressaltar que a permeabilidade empregada nas camadas argilosas não necessariamente refere-se ao real subsolo, pois o que se desejou foi simular a permeabilidade do sistema (solo+geodreno) para que as deformações fossem compatíveis com as de campo, uma vez que os elementos drenantes (geodrenos) não foram inseridos na modelagem numérica.

4.2 ANÁLISE DA FLUTUAÇÃO

A configuração geométrica do aterro de complementação foi definida de forma que possibilitasse a menor carga assimétrica, ou seja, com a maior altura de EPS possível, sem que, contudo, houvesse problemas em relação à flutuação.

Dessa forma, a cota de assentamento dos blocos de EPS pode ser definida para um fator de segurança de 1,1 contra a flutuação, por meio da análise do equilíbrio de forças atuantes numa seção transversal típica, como apresentado por Arellano (2010) na equação (66):

$$FS = \frac{W_{EPS} + W_w + Q_{REQ}}{\gamma_w \cdot (h + S_{Total}) \cdot B_w} \quad (66)$$

Onde os componentes são descritos a seguir e podem ser identificados na :

W_{EPS} = Peso do conjunto de blocos de EPS

W_w = Peso de água nas laterais do aterro

γ_w = Peso específico da água

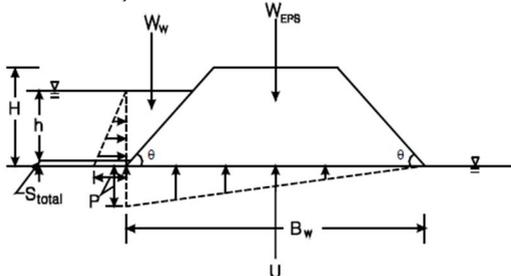
Q_{REQ} = Peso dos materiais sobre os blocos

h = Altura da camada de EPS

S_{Total} = Recalque total previsto

B_w = Largura da base do conjunto dos blocos de EPS

Figura 46 Análise da elevação hidrostática



Fonte: Arellano (2010).

4.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE

A análise de estabilidade do aterro proposto foi feita por meio da verificação do Fator de Segurança (FS), com método de equilíbrio limite. Para tal, fez-se uso do *software* Slide 6.0, que permitiu resultados mais precisos, com a simulação de inúmeras superfícies de ruptura a mais do que seria possível por cálculos manuais.

Foram verificados os perfis longitudinal e transversal do aterro, pois em ambas as seções há possíveis superfícies de ruptura.

O método empregado foi o de Bishop, com superfícies de ruptura circulares, conforme o indicado pelo DNER (1998) e descrito no item 2.5.1 para grandes espessuras de solo mole em relação à geometria do aterro.

As iterações incorporadas pelo programa podem ser descritas pela equação (67):

$$FS = \frac{\sum \left[c_i \cdot l_i + \left(\frac{w_i}{\cos \alpha_i} - U_i \cdot l_i \right) \right]}{\sum \left\{ w_i \cdot \text{sen} \alpha_i \cdot \left[1 + \left(\frac{\text{tg} \phi_i \cdot \text{tg} \alpha_i}{FS} \right) \right] \right\}} \quad (67)$$

Onde:

c_i = coesão do solo na base da fatia [kPa]

l_i = comprimento da fatia circular [m]

w_i = distância medida na vertical do centro da fatia [m]

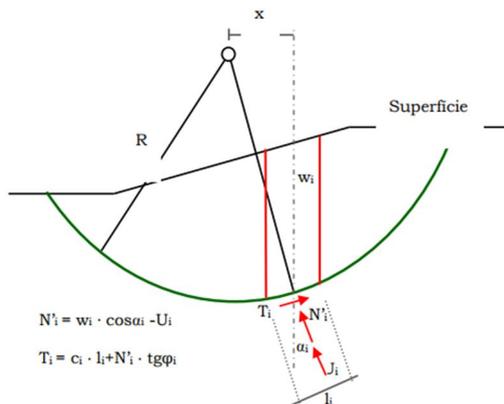
α_i = ângulo formado pela intersecção das retas vertical e perpendicular à base da fatia [°]

U_i = força normal efetiva na base da fatia [kPa]

ϕ = ângulo de atrito do solo na base da fatia [°]

Esquemáticamente pode-se interpretar uma única superfície como a Figura 47:

Figura 47 Análise de superfície de ruptura circular pelo método de Bishop



Fonte: Massoco (2013).

Como dados de entrada para o modelo, foram utilizados os parâmetros geotécnicos do subsolo obtidos pelos procedimentos descritos em 4.1, sendo referentes à situação não drenada, a fim de simular a pior situação, em uma análise imediatamente após a construção do aterro. Parâmetros referentes aos demais materiais foram obtidos em artigos acadêmicos e dados da literatura.

4.4 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES POR ELEMENTOS FINITOS

A modelagem do problema com método de elementos finitos teve como finalidade a avaliação das deformações do subsolo, tanto verticais quanto horizontais, bem como dos esforços transmitidos para os elementos de fundação. Análises para obtenção de fatores de segurança também são possíveis por esse método. No entanto, a interpretação pelo equilíbrio limite com a garantia de fatores de segurança bastante acima dos valores mínimos recomendados permitiu que se avaliasse como satisfatória a estabilidade do aterro em questão.

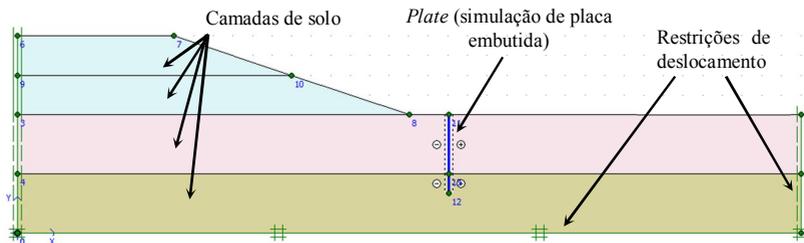
O *software* utilizado para verificação de deformações foi o Plaxis 8.6 (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), cujas configurações e modelos de cálculo adotadas são descritas nos tópicos a seguir.

4.4.1 Geometria

A inclusão da geometria no programa é feita por meios de pontos com coordenadas e linhas, formando polígonos que contém informações características (Figura 48). Esses polígonos recebem ainda subdivisões, compondo a malha de elementos a serem interpretados pelo programa.

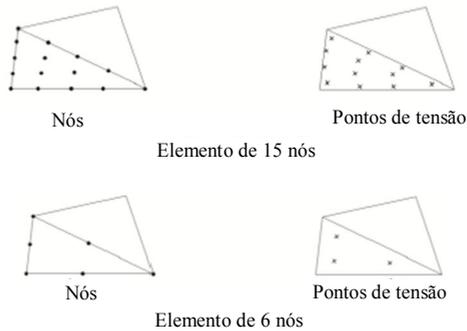
Para a discretização da malha são empregados elementos triangulares (padrão do programa) com 15 nós e 12 pontos de tensão (Figura 49). Ou seja, cada camada de solo é dividida em uma malha de elementos triangulares (Figura 50), onde a deformação é calculada para cada elemento e as tensões para cada ponto (DIENSTMANN, 2011).

Figura 48 Inserção de uma geometria genérica no programa



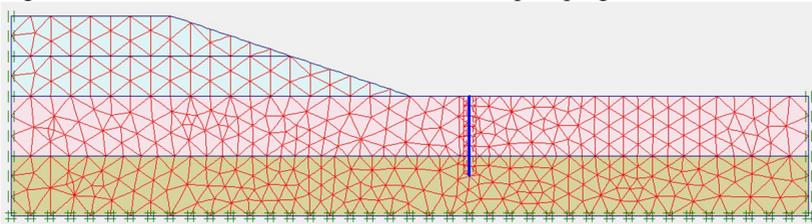
Fonte: da autora.

Figura 49 Representação simplificada de um elemento com pontos de tensão



Fonte: PLAXIS (2012 apud Kahlström, 2013).

Figura 50 Malha de elementos finitos considerada pelo programa



Fonte: Da autora.

Na geometria inserida, para os limites de análise, foram adotadas distâncias significativas do bloco de fundação para que se garantisse a não influência do contorno nos resultados, ou seja, desenhou-se o terreno até uma distância significativa do bloco de fundação.

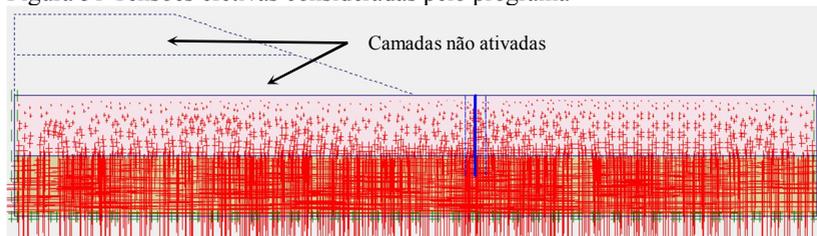
Para avaliação global da área de estudos, representou-se tanto o aterro já executado, quanto a complementação do aterro proposta em EPS, sendo a situação inicial considerada anteriormente a qualquer aterro e posterior à cravação das estacas. As etapas de execução dos aterros foram controladas por meio da ativação e desativação das malhas ao longo de um espaço de tempo informado ao programa.

O programa adota como situação inicial as tensões calculadas de acordo com o peso específico, a cota do nível d'água e os demais parâmetros geotécnicos inseridos pelo usuário para as malhas ativadas. Para avaliação das tensões verticais, o programa realiza o cálculo da espessura da camada e relaciona com os respectivos pesos específicos e com o peso específico da água, no caso da presença de nível d'água. Por

sua vez, as tensões horizontais são interpretadas por meio do empuxo no repouso (k_0), o qual é função dos parâmetros de atrito e OCR informados pelo usuário.

A Figura 51 mostra as tensões efetivas calculadas para uma geometria genérica. As linhas tracejadas indicam as camadas não consideradas na situação inicial e que serão introduzidas em etapas posteriores. O programa calcula também as poropressões da situação inicial com base no nível freático.

Figura 51 Tensões efetivas consideradas pelo programa



Fonte: Da autora.

Na pesquisa em questão, as interpretações requeridas ao programa foram em termos de *Análise de consolidação*, para a qual simula-se a dissipação do excesso de poropressões em função do tempo. Outras análises possíveis são em termos de plastificação, ações dinâmicas ou análise de ruptura (FS).

4.4.2 Modelos considerados

Os modelos construtivos empregados na presente pesquisa foram escolhidos de acordo com o comportamento esperado de cada material. Os princípios gerais de cada modelo utilizado são descritos nos tópicos seguintes.

4.4.2.1 Modelo linear elástico

O modelo linear elástico é bastante difundido na mecânica dos materiais. Baseia-se sobretudo na lei de Hooke, a qual considera a existência de uma relação elástica linear e isotrópica entre a tensão aplicada e a deformação.

Esse modelo pode ser aplicado para materiais interpretados de forma linear elástica, como por exemplo o concreto armado e o aço, quando em níveis baixos de tensão.

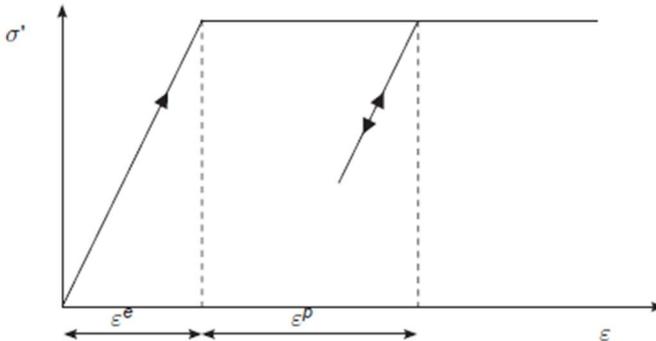
Os parâmetros de entrada considerados pelo modelo são os elásticos, ou seja, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

4.4.2.2 *Modelo Mohr Coulomb*

O modelo Mohr Coulomb é um modelo elastoplástico perfeito, ou seja, abrange o comportamento elástico e também considera a plastificação do material. Esse modelo é comumente utilizado para a interpretação do cisalhamento de solos e rochas.

O comportamento de um material elastoplástico perfeito é ilustrado na Figura 52.

Figura 52 Comportamento segundo o modelo elasto-plástico perfeito



Fonte: Plaxis (2017).

No modelo Mohr Coulomb, assume-se que o material se comporta elasticamente até atingir a ruptura, quando é atingido um limite plástico de tensões, sem que haja alteração no material em termos de endurecimento ou amolecimento conforme o aumento de tensão (DIENSTMANN, 2011).

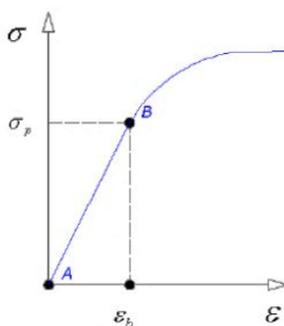
O modelo requer cinco parâmetros de entrada, sendo o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson para a interpretação da fase elástica e os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a plasticidade.

4.4.2.3 *Modelo Soft Soil*

O modelo *Soft Soil* é uma adaptação do modelo *Cam-Clay*, assume uma relação logarítmica entre a tensão e a deformação do material e possui a característica de modelar o comportamento para

solos moles (PLAXIS, 2017). Este modelo considera a consolidação do solo e seu consequente ganho de resistência. A rigidez do solo também é modelada como dependente da tensão, ou seja, há o endurecimento conforme a pressão é aumentada.

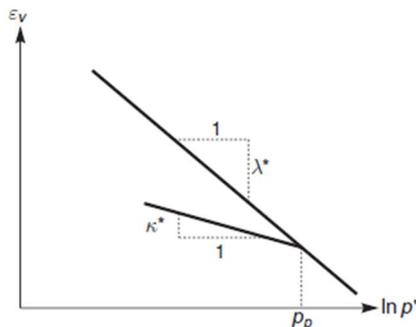
Figura 53 Comportamento de material com endurecimento após atingida a tensão de plastificação



Fonte: Plaxis (2017).

O comportamento do solo mole é simulado em termos de carregamento e descarregamento, com base em variações volumétricas de expansão ou compressão. A Figura 54 ilustra o comportamento volumétrico analisado pelo programa, onde λ^* e κ^* referem-se aos índices de compressão e recompressão, respectivamente, e p_p indica a tensão de pré adensamento.

Figura 54 Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média



Fonte: Plaxis (2017).

O gráfico em questão reproduz um ensaio de adensamento oedométrico, e os índices λ^* e κ^* são interpretados como:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (68)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2 \cdot C_s}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (69)$$

A pré-consolidação do solo também é levada em consideração no modelo *Soft Soil*. Para tal, o cálculo das tensões iniciais de pré adensamento é feito por meio da especificação do índice OCR ou do pré carregamento (POP), sendo definidos pelas equações (3) e (70), respectivamente.

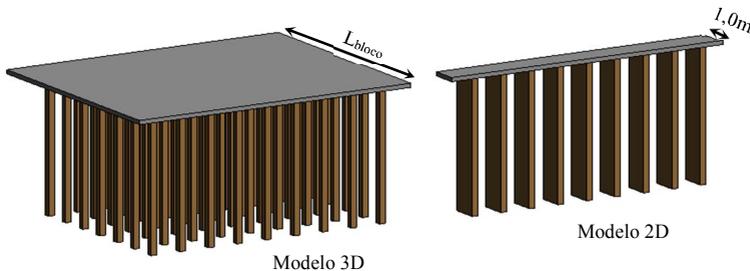
$$POP = |\sigma'_{vm} - \sigma'_{v0}| \quad (70)$$

Os parâmetros de entrada para o modelo são coeficientes da curva de adensamento: C_c e C_s e e_0 e parâmetros de resistência: intercepto coesivo e ângulo de atrito. Para análise das deformações, informa-se o coeficiente de Poisson.

4.4.3 Equivalência 3D para 2D para os elementos de fundação

O principal problema em se adotar um modelo bidimensional para um grupo de estacas é a transição de três para duas dimensões, ou seja, expressar um modelo tridimensional em um só plano. Para fazer isso, as estacas fora do plano são simplificadas como elementos de “parede”, chamados de estacas de deformação plana. Trata-se de elementos identificados como *Plate* (placa) no *software* utilizado, que atravessam o solo, como na Figura 55.

Figura 55 Representação esquemática para consideração 2D de um modelo 3D



Fonte: Adaptado de Manassero et al. (2013).

A análise feita pelo programa é restrita a um metro de profundidade no eixo z. A consideração de estacas como placas sólidas faz com que não seja admitido o escoamento lateral do solo à estaca. Por essa razão, é necessário corrigir a geometria e os parâmetros inseridos no programa para que os esforços e os deslocamentos resultantes sejam próximos à situação real de um modelo tridimensional.

Diversas abordagens são feitas na literatura para a solução desse problema, sendo as mais comuns as que propõem o uso de uma rigidez equivalente para simular o efeito de grupo das estacas contidas fora do plano de análise. O ideal para que sejam válidas essas considerações é que a distribuição das estacas seja regular e os deslocamentos principais não ocorram fora do plano considerado no modelo.

Para a presente pesquisa, utilizaram-se as equações expostas por Ryltenius (2011), empregadas também por Ely (2008) e Grizendi e Riccio (2017):

$$(E \cdot A)_{eq} = E \cdot A \cdot \frac{n_{estacas}}{L_{bloco}} \quad (71)$$

$$(E \cdot I)_{eq} = E \cdot I \cdot \frac{n_{estacas}}{L_{bloco}} \quad (72)$$

$$w_{eq} = w \cdot \frac{n_{estacas}}{L_{bloco}} \quad (73)$$

Onde:

E= módulo de elasticidade da estaca

A= área da seção transversal de uma estaca isolada

I= momento de inércia de uma estaca isolada no eixo perpendicular ao plano de estudo

w= peso de um elemento de fundação

$n_{estacas}$ = número de estacas alinhadas no eixo perpendicular ao plano de estudo

L_{bloco} = comprimento do bloco de coroamento das estacas na direção perpendicular ao plano de estudo

O valor para o coeficiente de Poisson permanece inalterado.

Os valores dos parâmetros elásticos e de geometria das estacas foram obtidos na tabela do fabricante para o perfil de estaca metálica utilizado.

5 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos pelas atividades descritas no capítulo anterior estão analisados nos itens a seguir.

5.1 ANÁLISE DO SUBSOLO

Para maior compreensão do comportamento esperado do subsolo, foi elaborado o perfil estratigráfico, que permitiu a identificação das camadas de solo e, posteriormente, a determinação dos parâmetros geotécnicos para cada camada.

5.1.1 Composição do perfil estratigráfico para o trecho da ponte sobre o rio Luís Alves

Para composição do perfil geotécnico do trecho próximo à ponte sobre o rio Luís Alves, foram analisados oito sondagens SPT, em suas respectivas coordenadas geotécnicas. Os dados utilizados para o perfil foram: número N_{SPT} , cota e profundidade do furo, nível d'água e descrição tátil visual. Os SPTs estão identificados na Tabela 23.

Ao longo do texto as sondagens quando citadas serão referidas por sua quilometragem, a fim de facilitar o entendimento de sua localidade.

Tabela 23 – Sondagens SPT para composição do perfil geotécnico

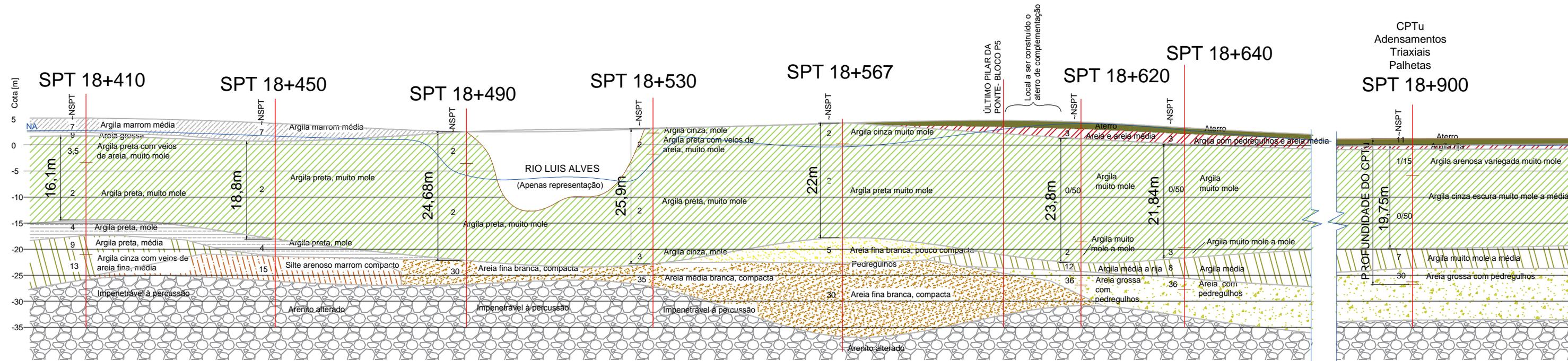
Identificação	Estaca [km]	Coordenadas [m]
SP-06	Aprox. 18+410	7027342 S / 717365 E
SP-05	Aprox. 18+450	7027306 S / 717346 E
SP-04	Aprox. 18+490	7027271 S / 717327 E
SP-03	Aprox. 18+530	7027236 S / 717309 E
SP-02	Aprox. 18+567	7027201 S / 717290 E
SPg 05	18+620	7027152 S / 717271 E
SPg 10	18+640	7027133 S / 717263 E
SP A 04	18+900	7026904 S / 717135 E

Fonte: Da autora.

O perfil estatigráfico do trecho de duplicação da BR-470 próximo à ponte sobre o rio Luís Alves está ilustrado na Figura 56. A

representação é feita com o aumento da quilometragem da rodovia, da esquerda para a direita, ou seja, de leste para oeste.

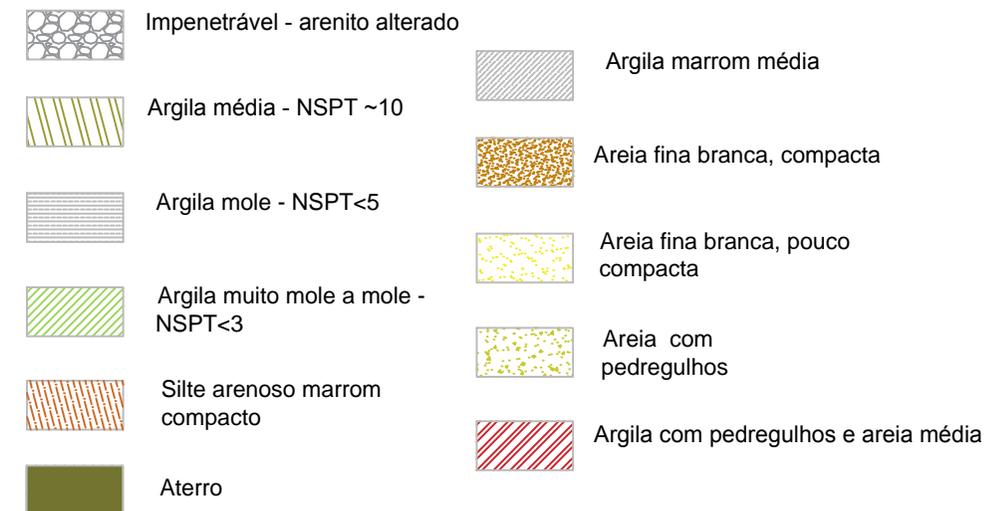
Figura 56 Perfil estratigráfico do trecho de duplicação da BR-470



Fonte: Da autora com sondagens disponibilizadas por DNIT (2003).



Fonte: Da autora.



5.1.2 Divisão das camadas do solo

A composição do perfil estratigráfico do subsolo permitiu a identificação de uma camada de solo mole, com espessura bastante significativa, variando entre 15 e 25m aproximadamente. A elevada espessura de solo compressível ressalta a importância do estudo das deformações, já que é nesse solo que ocorre a maior parcela de recalque e também de deslocamento horizontal. Além disso, trata-se também de solo com baixa resistência e drenagem lenta.

De maneira geral, tem-se um perfil composto por camadas de solo com descrição bastante variável nas proximidades do nível do terreno, possivelmente sendo decorrência de aterro ou material depositado quando da construção da rodovia BR-470 na década de 90.

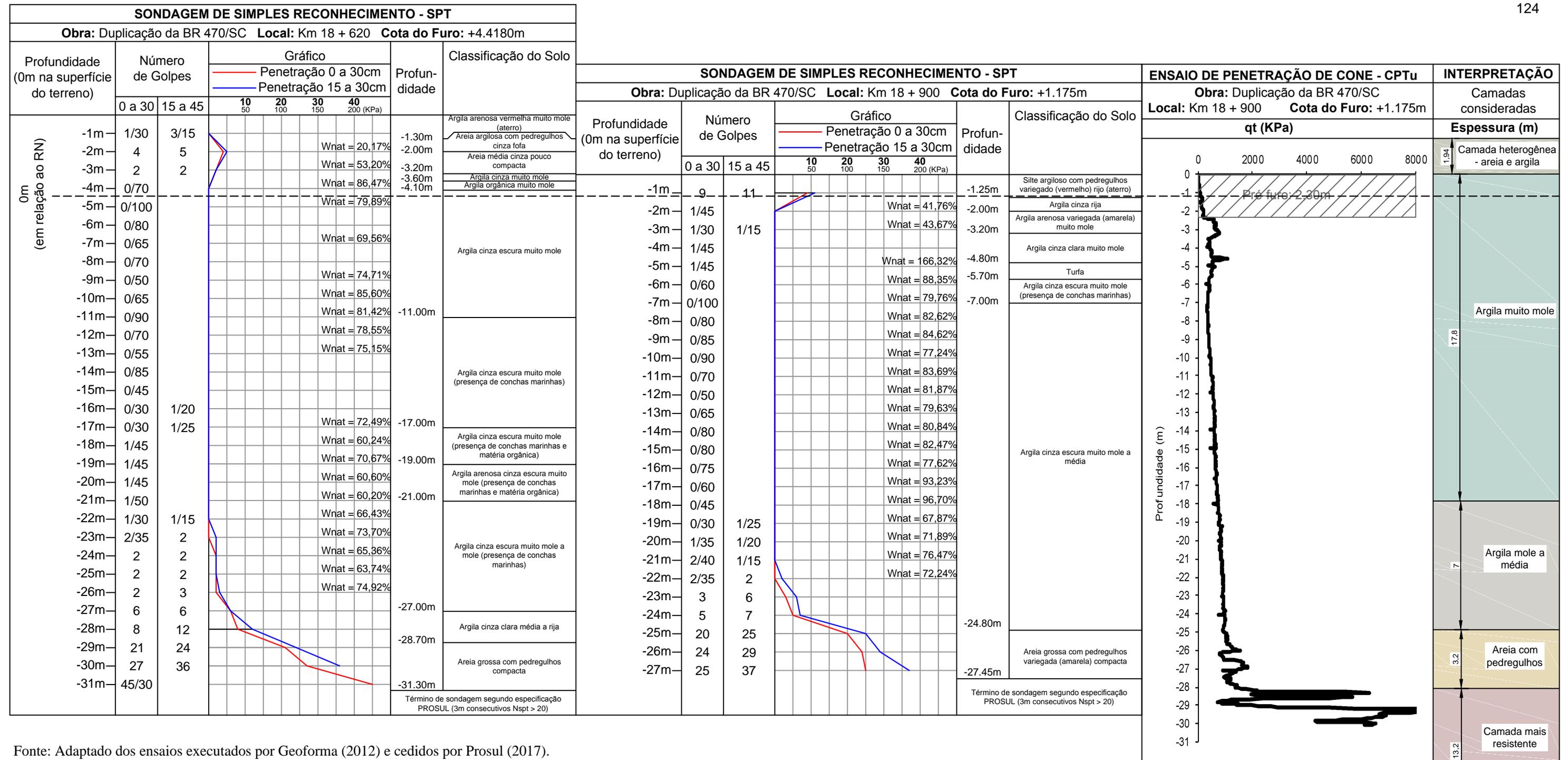
Abaixo dessa camada, tem-se a camada de argila mole a muito mole. Nota-se que nos SPTs a partir do km 18+620, o solo aparenta apresentar menor resistência à penetração, sendo registrados os N_{SPTs} fracionários para estes locais. Já para as quilometragens menores que 18+620, apesar de ainda menor que 5, os N_{SPTs} são expressos com o número de golpes. Ademais, observa-se para estas quilometragens a tendência da diminuição da camada de solo mole, evidente nas sondagens dos km 18+410 e 18+450.

As camadas sob a argila mole variam quanto a sua descrição, em geral apresentando uma argila mais rija e depois uma camada de silte arenoso, areia ou areia com pedregulhos.

O impenetrável à percussão varia em torno da cota -25m, sendo descrito pela sondagem rotativa como arenito alterado. A rocha sã não aparece identificada nos boletins analisados. Para os km18+620, 18+640 e 18+900, que não possuem finalidade de suporte dos pilares da ponte, apenas do corpo de aterro, o critério de parada da sondagem foi outro e, portanto, o impenetrável a percussão foi estimado.

Observa-se um perfil bastante similar para as diferentes sondagens realizadas. Dessa forma, como as sondagens SPT não se mostram precisas e suficientes para a determinação dos parâmetros geotécnicos necessários para a elaboração do projeto, estudou-se utilizar os dados de ensaios realizados na estaca 18+900 extrapolando-os para o solo próximo aos blocos de fundação da ponte no km18+610.

Uma comparação mais detalhada foi feita para os dois locais em questão (km18+900 e 18+620), confrontando as sondagens SPT e a sondagem CPTu com as cotas iguais (Figura 57).



Fonte: Adaptado dos ensaios executados por Geofarma (2012) e cedidos por Prosul (2017).

Notou-se a similaridade entre as camadas em relação ao N_{SPT} , à espessura, aos teores de umidade e à descrição tátil visual. O ganho de resistência de ponta do ensaio CPTu mostrou-se também coerente com as camadas descritas em 18+620.

Dessa forma, a interpretação do subsolo para a área de estudos deu-se com cinco camadas, assim definidas:

- a) Areia e aterro: da cota 4,4 a 1,2m, interpretada com correlações aplicadas na sondagem SPT 18+620. Refere-se a camada inicial, com materiais heterogêneos, classificados pelo executor como solo de aterro e argila, diferentes do observado na estaca 18+900. O solo descrito como aterro possivelmente origina-se da construção da BR-470, como descrito anteriormente.
- b) Argila muito mole: 1,2 a -16,6m, interpretada com correlações aplicadas na sondagem CPTu do km 18+900, para as cotas equivalentes. Refere-se a camada de solo mole principal, com N_{SPTs} fracionários, descritos pelo sondador como argila cinza escura muito mole. Ressalta-se que os valores do CPTu para a cota 1,2 a -5m não foram considerados para obtenção de parâmetros médios para a camada, já que nessas cotas há a presença de argila arenosa e turfa na estaca 18+900, o que não ocorre na estaca 18+620.
- c) Argila mole a média: -16,6 a -23,6m, interpretada com correlações aplicadas na sondagem CPTu do km 18+900. Refere-se a argila mole com valores de N_{SPTs} maiores que 1.
- d) Areia com pedregulhos: -23,6 a -26,8m, interpretada com correlações aplicadas nas sondagem CPTu (18+900) e SPT (18+620).
- e) Camada mais resistente: -26,8 a -40m, interpretada com correlações aplicadas nas sondagem CPTu (18+900) e SPT (18+620). Como a sondagem SPT não abrange toda esta camada, tratou-se como um solo granular, provavelmente com estrutura herdada da rocha e arenito alterado, conforme descrito nas sondagens 18+450 e 18+570.

5.2 CONCEPÇÃO DO PROJETO GEOTÉCNICO

A escolha do uso de EPS para complementação do aterro justificou-se pelo fato de os elementos de fundação já estarem cravados no solo, implicando o estudo da minimização dos esforços provocados

pela sobrecarga do aterro. Problemas possíveis de se desenvolverem, caso não fosse realizada intervenção no projeto original e executado um aterro tradicional, estão citados no item 2.5.3.

Dessa forma, escolheu-se a solução de aterro com material leve, no caso o EPS. Maccarini (2017) cita que outras soluções aplicáveis para problemas similares são colunas de brita ou técnicas de Consolidação Profunda Radial (CPR). No entanto, dada a extensa profundidade da camada de argila, avaliou-se a solução com EPS como menos onerosa. Além disso, Maccarini (2017) alerta que a execução de CPR deve ser analisada cuidadosamente nesses casos, uma vez que a elevada carga dinâmica para expulsão da água em profundidade pode afetar as estacas já cravadas.

5.2.1 Arranjo proposto

Para a concepção do arranjo dos blocos de EPS fizeram-se as seguintes considerações principais:

- a) Para que o desempenho do aterro provoque o menor efeito de sobrecarga no solo, o desejável foi empregar a maior altura tecnicamente possível de EPS;
- b) Para que a execução seja facilitada e viável, buscou-se a menor profundidade de escavação possível, sem que fosse atingida a camada de solo mole e evitando-se a necessidade de rebaixamento do nível freático;
- c) Para a estabilidade dos blocos quanto à flutuação, faz-se necessária uma camada de material sobre eles, com o objetivo de compensar o empuxo hidrostático no caso da elevação do nível da água.

Sendo a altura comercial dos blocos 0,5m, a altura total do conjunto que melhor satisfaz as limitações técnicas supracitadas foi considerada em 2m.

Para determinação da cota de assentamento dos blocos, fez-se um estudo iterativo do fator de segurança para o empuxo hidrostático atuante, considerando a força oposta dada pelo peso dos materiais sobre o EPS. O procedimento detalhado e os cálculos referentes serão discutidos no item 5.2.3. A cota resultante assim obtida foi 3,15m.

Nota-se que, apesar da minimização do peso do aterro com um material leve, há ainda uma sobrecarga de cerca de 2m referente aos materiais sobrepostos ao EPS. Assim, a solução adotada para reduzir o

efeito da sobrecarga assimétrica foi a de executar uma berma após o bloco de fundação, que atua no sentido de equilibrar as forças atuantes nos dois lados da fundação.

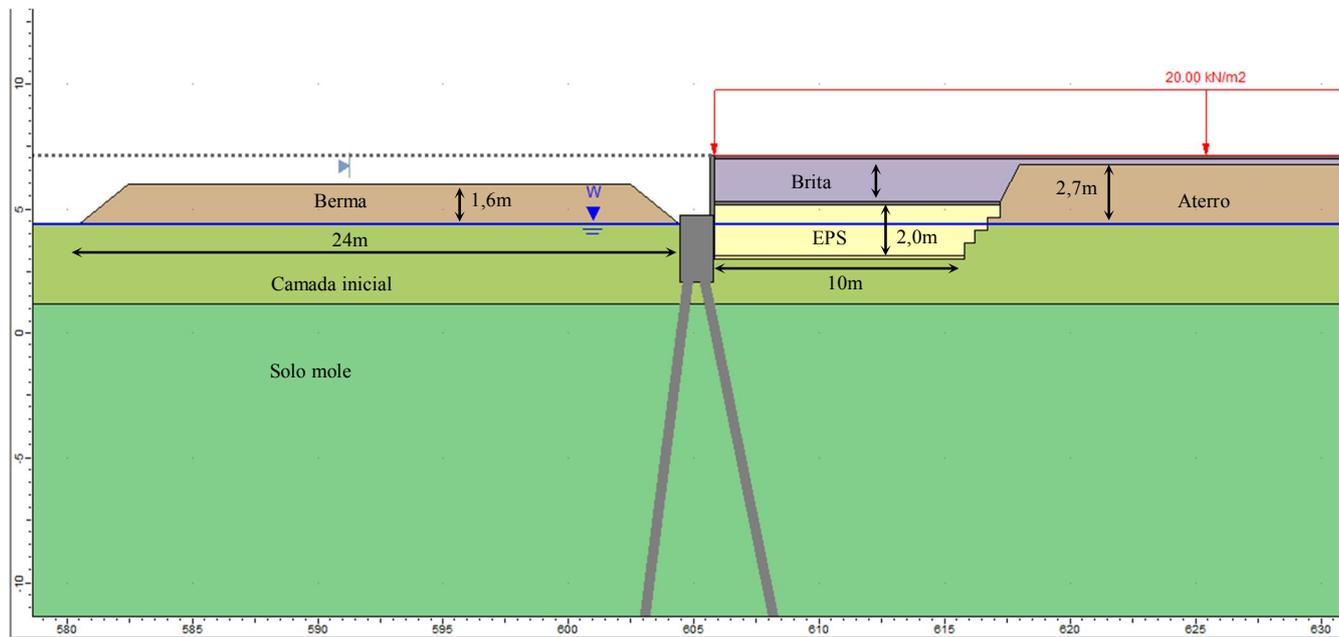
Uma berma de 1,5m foi proposta na lateral do aterro, com a finalidade de garantir a estabilidade lateral, proteger os blocos de EPS e ancorar a geogrelha.

A configuração geométrica final do aterro proposto pode ser observada nas seções longitudinal e transversal nas Figura 58 e

Figura 59, respectivamente e de forma esquemática na Figura 60. Os taludes considerados em projeto possuem inclinação de cerca de 30°.

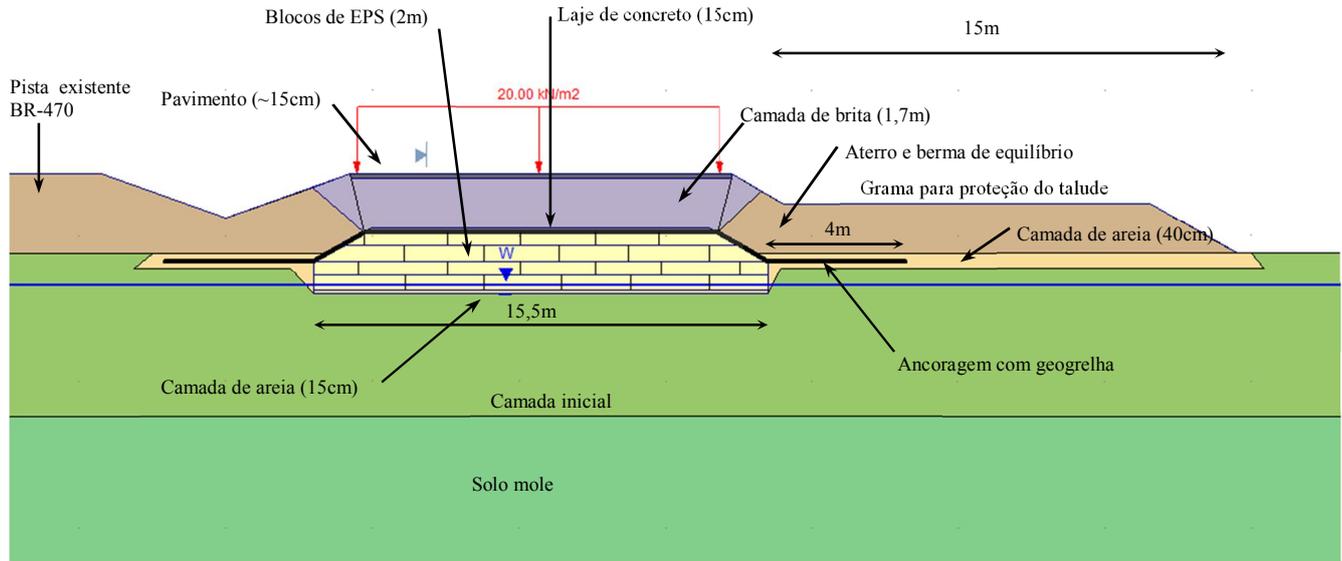
A respeito da laje de concreto sobre os blocos, sua aplicação é discutida no tópico seguinte, sendo essencialmente uma garantia para o espraiamento das tensões verticais provenientes do tráfego.

Figura 58 Seção longitudinal do aterro de complementação



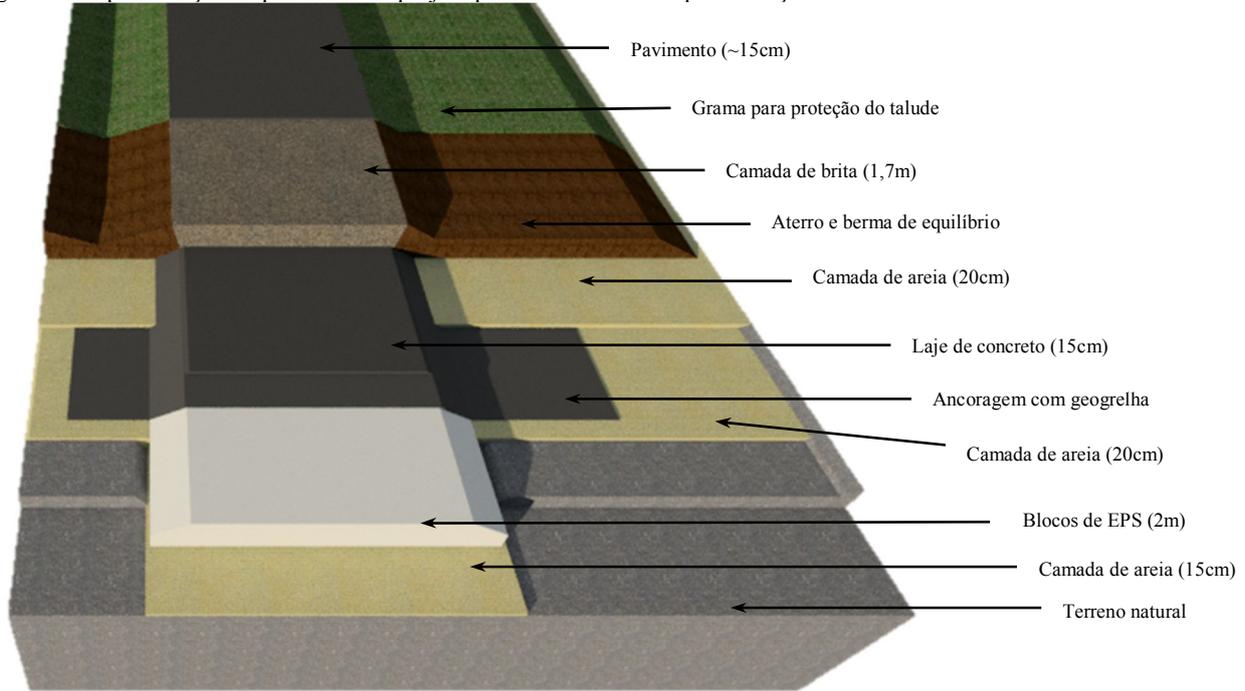
Fonte: Adaptado de Maccarini (2017).

Figura 59 Representação de uma seção transversal típica do aterro de complementação



Fonte: Adaptado de Maccarini (2017).

Figura 60 Representação esquemática do projeto para o aterro de complementação



Fonte: Da autora.

5.2.2 Solução para o espraçamento das tensões

Sabe-se que as deformações que ocorrem nos materiais são função do aumento das tensões aplicadas, sendo que no EPS, as deformações até cerca de 2% se comportam elasticamente. Para tensões que resultem em maiores deformações, estas tendem a se comportar de forma plástica. A discussão quanto a esses valores está apresentada no item 2.6.3.2.

Assim, é importante que a solução com uso de blocos de EPS no corpo do aterro leve em conta que a carga advinda da passagem de veículos não será distribuída igualmente na superfície do pavimento. Dessa forma, caso as tensões transmitidas até os blocos não sofram um espraçamento que as torne homogeneamente distribuídas e sua magnitude acarrete deformações maiores que 2%, o desempenho da rodovia pode ser prejudicado com a formação de trilhas de roda decorrentes das deformações plásticas no EPS.

Uma forma de interpretar o comportamento das tensões é considerar um carregamento distribuído ao longo de faixas que estimem a passagem dos veículos. O espraçamento de tensões pode ser calculado conforme os cálculos tradicionais da pavimentação de estradas prescritos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT). No entanto, sabe-se que o carregamento é dependente da contagem de tráfego e das variáveis estatísticas consideradas.

Dessa forma, para o aterro em estudo, propôs-se uma solução genérica, que prevê a homogeneização da distribuição das tensões atuantes no EPS. Para tal, adotou-se uma laje que receba as tensões e as distribua aos blocos com a ação análoga a um elemento de fundação do tipo radier. Isso permite que, mesmo a magnitude da tensão sendo maior que o admitido para deformação elástica, não haja a formação de trilhas de roda, já que todo o arranjo se deforma igualmente.

A utilização de estruturas de concreto para a distribuição de tensões é bastante explorada em trabalhos de Arellano (2009, 2011) e nas prescrições do Laboratório Norueguês de Pesquisas em Estradas (NRRL) (1992).

De acordo com as prescrições da literatura, a laje deve ser construída em concreto com 15cm de espessura, sobre os blocos, sendo armada em ambas as direções. O cálculo estrutural referente a adoção desta solução não será abordado na presente pesquisa, uma vez que decorre mais de premissas estruturais do que de geotécnicas, sendo as últimas o interesse principal do trabalho.

Desse modo, destaca-se somente que a laje em questão normalmente é calculada como um radier em meio elástico, sendo consideradas as cargas de veículo e o peso da camada de brita (1,7m), as quais devem ser transmitidas aos blocos de EPS. Dessa forma, a interação solo-estrutura adotada em programas estruturais correntes é analisada em termos de interação com o EPS, empregando-se o módulo de elasticidade desse material para os cálculos realizados.

5.2.3 Verificação da elevação hidrostática (flutuação)

A verificação da estabilidade dos blocos de EPS à flutuação, foi feita com o rearranjo da equação (66) isolando a carga necessária para o equilíbrio das forças (equação (74)).

$$Q_{REQ} = [FS \cdot \gamma_w \cdot B_w \cdot (h + S_{total})] - (W_{EPS} + W_w) \quad (74)$$

O nível d'água mais desfavorável foi considerado no topo do pavimento, situação na qual todos os materiais estão submersos e, portanto, o empuxo é o maior possível. Embora a ocorrência de cotas altas de nível d'água seja eventual, deve ser considerada, pois de acordo com a empresa fiscalizadora da obra o nível máximo registrado em situação de enchente foi na cota 7,2m (PROSUL, 2017).

Como todos os materiais estão considerados submersos, a parcela de recalque não foi considerada, já que não altera o cenário mais desfavorável.

A seção transversal considerada para os cálculos pode ser vista na

Figura 59. Foram consideradas diferentes cotas de assentamento para os blocos de EPS até que se atingisse o fator de segurança satisfatório de 1,1 para a flutuação. Cada alteração da cota de assentamento do EPS resultou em uma nova espessura da camada de brita, já que as espessuras da camada de EPS, da laje e do pavimento foram mantidas constantes, assim como a cota final do conjunto, limitada pelo greide da rodovia. O aumento do material de brita, por sua vez, promove o aumento do peso atuante sobre os blocos e, conseqüentemente, do fator de segurança para flutuação.

Os parâmetros de peso específico considerados para a seção transversal (

Figura 59) podem ser vistos nas Tabela 30 e Tabela 31. Os resultados obtidos para a espessura de brita final estão dispostos nas Tabela 24 e Tabela 25.

Tabela 24 Cálculo de verificação da flutuação – Força de empuxo

FS	Fator de segurança para elevação do EPS	1,1
γ_w	Peso específico da água	10kN/m ³
h	Espessura da camada de EPS	2,0m
B _w	Largura da base do conjunto de EPS	15,5m
W _{EPS}	Peso do conjunto de EPS	6,82 kN/m
W _w	Peso de água nas laterais do aterro	6,5kN/m
B _{topo}	Largura do topo do conjunto de EPS	12,1m
O _{REC}	Peso necessário para FS=1,1	327,7 kN/m

Fonte: Da autora.

Tabela 25 Pesos atuantes sobre os blocos de EPS

Material	Espessura [m]	γ_{Sat} [kN/m ³]	γ_{Sat} [kN/m ³]	Peso da camada [kN/m]
Aterro lateral	2,0	18,0	8,0	59,8
Pavimento	0,15	20,0	10,0	18,2
Brita*	1,68	21,0	11,0	223,6
Laje de concreto	0,15	25,0	15,0	27,2

(*) espessura variável em função da cota de assentamento do EPS

Fonte: Da autora.

Assim, obtém-se um peso total de:

$$Peso\ atuante = 328,8kN / m \quad (75)$$

Consequentemente o fator de segurança resultante é satisfatório. No entanto, já que os valores empregados nos cálculos são apenas referências, e não se sabe exatamente quais os pesos específicos serão utilizados em campo, buscou-se aumentar o fator de segurança para 1,2. Para tal, propôs-se uma geogrelha ancorada lateralmente devido ao seu atrito com o solo. Essa solução é proposta por Maccarini (2017), sendo indicada a utilização de geogrelha do tipo soldada e não tecida, com resistência de 600kN/m.

O valor necessário da resistência cisalhante ao arrancamento da geogrelha para um fator de segurança 1,2 é de cerca de 30kN/m. Um cálculo simplificado permite obter a resistência ao arrancamento:

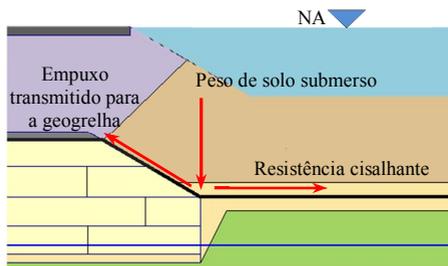
$$Resistência = (h_{solo} \cdot \gamma_{SUB}) \cdot tg \phi \cdot comp \quad (76)$$

Onde ϕ representa o ângulo de atrito do solo no qual a geogrelha está embutida (30°). Logo, considerando ancoragem em ambos os lados e uma altura de berma de 1,5m com peso específico saturado de 18kN/m^3 e adotando um comprimento de ancoragem de 3m, obtém-se uma resistência de 20kN/m para o lado direito. O lado esquerdo possui resistência ainda superior pela camada de berma ser mais espessa.

Dessa forma, a não flutuabilidade do sistema é garantida com um fator de segurança ainda superior a 1,2.

A movimentação da geogrelha no ponto de encontro entre o EPS e o solo (Figura 61), dada a configuração geométrica do arranjo, foi verificada por meio do equilíbrio de forças atuantes, onde avaliou-se que o peso de solo sobre a geogrelha é suficiente para que permaneça estática.

Figura 61 Ponto de verificação da movimentação da geogrelha



Fonte: Da autora.

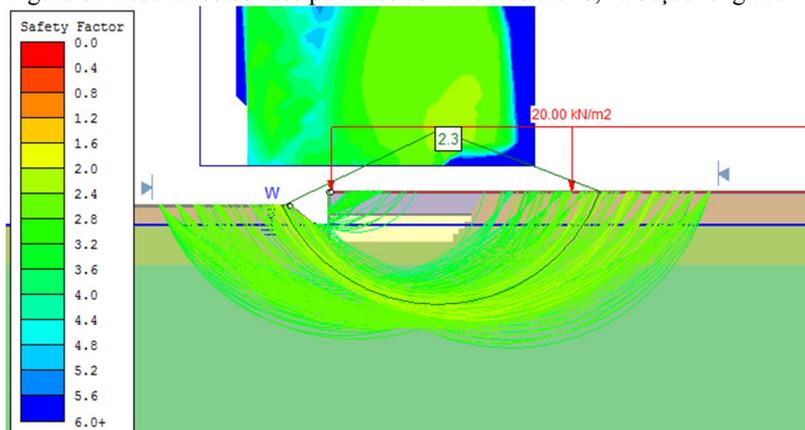
5.2.4 Verificação da estabilidade do aterro

A análise de estabilidade do aterro proposto pôde ser realizada por meio do programa Slide, no qual são consideradas as resistências não drenadas das camadas de argila, sem considerar o seu ganho de resistência decorrente da ação da sobrecarga do aterro já executado na proximidade.

Os resultados e as considerações feitas para a obtenção dos parâmetros do subsolo empregados serão descritos no capítulo seguinte, no tópico 5.3.3. Para as camadas de solo mole, considerou-se um comportamento não drenado, informando parâmetros de S_u crescente com a profundidade, conforme o perfil obtido por correlação com o ensaio CPTu (Figura 75) descrito no item seguinte.

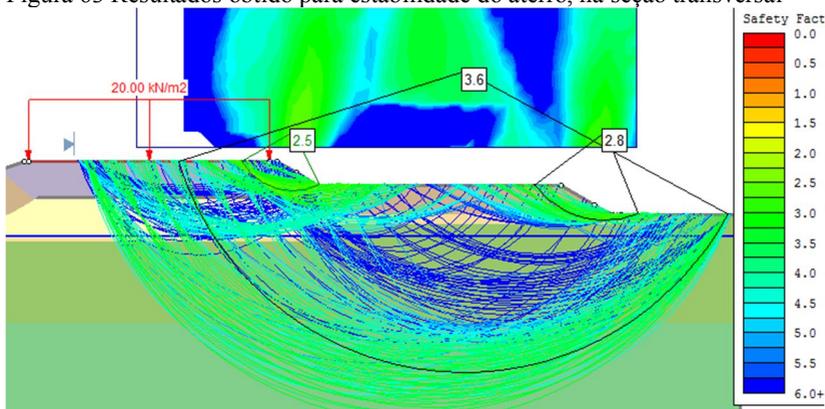
A Figura 62 e a Figura 63 apresentam um resumo das análises de estabilidade do aterro de encontro à ponte com utilização de EPS, para as seções longitudinal e transversal.

Figura 62 Resultados obtidos para a estabilidade do aterro, na seção longitudinal



Fonte: Da autora.

Figura 63 Resultados obtido para estabilidade do aterro, na seção transversal



Fonte: Da autora.

Os fatores de segurança mínimos observados são superiores a 2,0, garantindo a estabilidade do aterro nas duas seções. Ressalta-se que fatores de segurança altos para o projeto em questão são bastante relevantes, não apenas em relação à estabilidade, mas também pelo fato

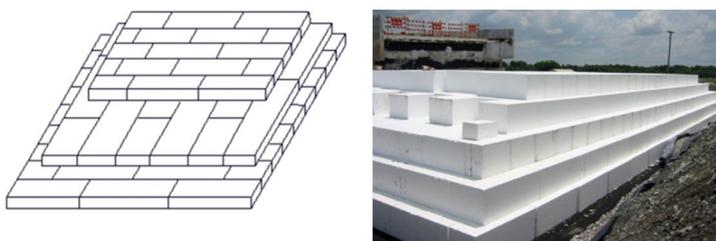
de que, quanto maiores os valores de FS, menores serão as tensões e as deformações sofridas pela argila mole. Conseqüentemente menores serão os esforços transmitidos aos elementos de fundação.

5.2.5 Recomendações quanto à construção do aterro

As recomendações de execução abordadas a seguir são, em geral, adaptações de prescrições da literatura, sobretudo de Maccarini (2017) e Arellano (2010).

Antes da colocação dos blocos, indica-se a construção de uma camada de areia de cerca de 15cm, com a superfície plana, que permita o assentamento adequados dos blocos de EPS. Esses devem ser posicionados de acordo com uma disposição alternada, similar à prática em alvenaria para que as juntas não coincidam num mesmo plano vertical (Figura 64).

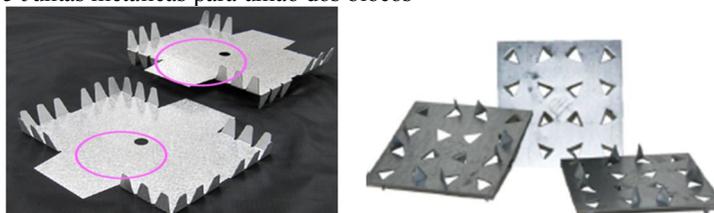
Figura 64 Configuração indicada para o assentamento dos blocos de EPS



Fonte: Insulfoam (2013).

Recomenda-se ainda que haja um engastamento entre blocos adjacentes por meio de peças específicas para esta finalidade, tais como placas metálicas dentadas (Figura 65 e Figura 66).

Figura 65 Juntas metálicas para união dos blocos



Fonte: EDO (2010) e Insulfoam (2013).

Figura 66 "Amarração" dos blocos com as chapas metálicas



Fonte: Insulfoam (2013) e Maccarini (2013).

Quanto à proteção dos blocos de EPS à agentes químicos danosos, recomenda-se a instalação de uma manta sintética de espessura 1mm sobre os blocos de EPS e sob a geogrelha, inclusive nas laterais dos blocos até cerca de metade do comprimento de ancoragem (Figura 67).

Figura 67 Instalação da manta sintética



Fonte: Maccarini (2013) e Insulfoam (2013).

A proteção química é ainda reforçada pela construção da berm lateral, que também tem função de proteção mecânica dos blocos contra possíveis choques decorrentes de acidentes de veículos.

Para evitar a flutuação dos blocos de EPS durante a construção do aterro, recomenda-se executar a obra em períodos de poucas chuvas, para que os materiais não sejam retirados do local de assentamento pela ação da água. Outra consideração é a de que o trecho em questão possui

nível d'água bastante oscilante numa camada de aproximadamente 2m abaixo da superfície, conforme verificado por Grando (2016) em pesquisas na região. Dessa forma, evitar épocas de chuva é também importante para a execução do aterro com nível d'água baixo. Caso durante a escavação avaliar-se como necessário, deve ser feito o bombeamento da água, para que haja o rebaixamento do lençol no trecho em obras.

Assim, quando concluída a colocação dos blocos, é necessário que já se inicie a construção da laje de concreto e, em seguida, do pavimento, com a camada de brita e o revestimento asfáltico, pois esses elementos garantem que os blocos permaneçam estáticos em caso de chuvas fortes e/ou em caso da elevação do nível d'água.

A execução da laje de concreto deve ser feita com cautela para que não haja perfuração ou danificação da manta sintética. Além disso, é importante que se mantenham a laje e a cortina de concreto da ponte como duas estruturas isoladas. Uma junta similar à junta de dilatação deve ser instalada entre elas para que se permita a movimentação da laje, decorrente do recalque do solo.

5.3 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica foi feita no programa Plaxis 8.6, conforme os procedimentos descritos em 4.4. A finalidade foi a determinação das deformações do solo e dos esforços e deslocamentos nos elementos de fundação. Além disso, buscou-se criar um modelo que se ajustasse aos valores de deslocamentos obtidos em campo pela instrumentação até a data da execução da pesquisa (2017).

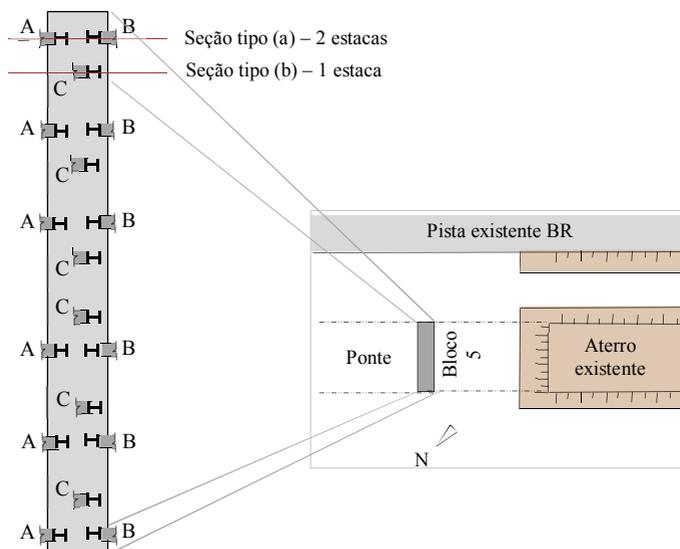
5.3.1 Concepção dos elementos de fundação

Para a modelagem no *software* 2D, foi necessário uma adaptação do arranjo tridimensional das estacas. Conforme a Figura 35, existem duas seções transversais típicas que podem ser assim observadas (Figura 68):

- a) Seção com duas estacas de inclinações opostas;
- b) Seção com apenas uma estaca, inclinada em relação ao eixo do bloco na direção da ponte.

Desse modo, identificaram-se três configurações distintas de estacas denominadas *A*, *B* e *C*:

Figura 68 Configuração geométrica considerada para as estacas (bloco P5)



Fonte: Da autora.

Uma seção transversal abrangendo duas estacas resulta num esforço médio aceitável em um modelo bidimensional. Essa seção (tipo (a) na Figura 68) foi considerada para modelagem. Nesse caso, são consideradas duas linhas de estacas: uma linha composta por 12 estacas (A e C) e uma composta por 6 estacas (B), para a aplicação da equação (71) e similares, de equivalência 3D para 2D.

No entanto, considerou-se também a possibilidade de as estacas *A* e *C* receberem esforços distintos, devido à influência da estaca *B* no alinhamento com *A*. Dessa forma, realizou-se uma segunda modelagem, com um cenário contendo apenas uma linha de estacas (seção tipo (b) na Figura 64).

5.3.2 Etapas de execução do aterro

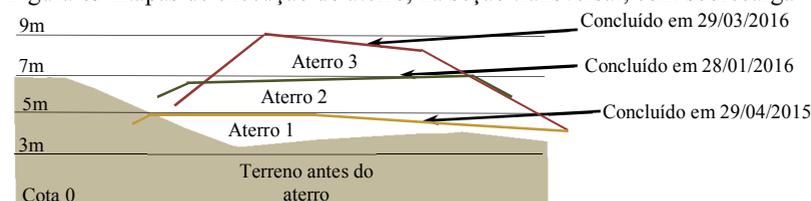
O aterro já executado até a aquisição dos dados foi construído em três etapas (Tabela 26), conforme descrito pela empresa fiscalizadora e ilustrado na Figura 69.

Tabela 26 Datas e cotas das etapas de execução do aterro

	Cota	Data	Dias
Inicial	4,13	13/08/2012	0
Aterro 01	5,07	29/04/2015	118
Aterro 02	7,22	28/01/2016	392
Aterro 03	9,47	29/03/2016	453
Redução	8,77	04/2016	439

Fonte: Da autora, com base nas informações de Prosul (2017).

Figura 69 Etapas de execução do aterro, na seção transversal, com sobrecarga



Fonte: Adaptado de Prosul (2017).

Longitudinalmente, cada etapa de aterro foi considerada até cerca de 10 a 12m do bloco de fundação, de forma a compor a geometria do aterro existente até a data da pesquisa, como ilustrado anteriormente na Figura 31.

Considerou-se o tempo de execução de cada etapa como cinco dias, assemelhando-se a uma carregamento instantâneo para o subsolo argiloso. A cravação das estacas não foi considerada na modelagem, sendo esses elementos já inseridos no cenário inicial. Por sua vez, a concretagem do bloco de coroamento (bloco P5) ocorreu após o aterro ter sido executado. Para concretagem do bloco, houve o arrasamento do topo das estacas, fato que não foi considerado na modelagem. No cenário considerado, as estacas já estão com o topo na cota final (arrasados) e aparecem, portanto, embutidas no solo.

Dessa forma, a simulação até a data atual foi dividida em dez etapas, descritas na Tabela 27. Ao fim da etapa 10, simulou-se a projeção adensamento caso o aterro fosse mantido com esta cota. Assim, pode-se comparar a estimativa de recalque total fornecida pelo programa com o cálculo tradicional descrito em 2.5.2 e com o método de Asaoka (1978), para os dados das placas de recalque.

Tabela 27 Etapas de execução do aterro até 2017

Atividade	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Aterro (m)	Duração (dias)	Data de início	Data de Término	Dias em relação ao início
Aterro 01	4,40	5,07	0,67	5	24/04/2015	29/04/2015	118
Adensamento do Aterro 01	5,07	5,07*	0	269	29/04/2015	23/01/2016	387
Aterro 02	5,07	7,22	2,15	5	23/01/2016	28/01/2016	382
Adensamento do Aterro 02	7,22	7,22*	0	56	28/01/2016	24/03/2016	448
Aterro 03	7,22	9,47	2,25	5	24/03/2016	29/03/2016	453
Adensamento do Aterro 03	9,47	9,47*	0	13	29/03/2016	11/04/2016	466
Escavação do aterro	9,47	8,77	-0,70	1	11/04/2016	12/04/2016	467
Adensamento	8,77	8,77*	0	2	12/04/2016	14/04/2016	469
Concretagem do bloco	8,77	8,77*	0	1	14/04/2016	15/04/2016	468
Adensamento até a presente data	8,77	8,77*	0	552	15/04/2016	19/10/2017	1019
Projeção de consolidação	8,77	8,77*	0	--	--	--	--

*Sem considerar o recalque

Para o aterro de complementação até o bloco de fundação, estimou-se sua execução 150 dias após a última leitura da placa de recalque. Foram geradas etapas distintas para retirada da sobrecarga, montagem do arranjo com EPS e aterro com brita, pavimento e construção da berma, sendo acrescidas mais seis etapas às descritas na Tabela 27. Apesar dessas etapas serem modeladas separadamente, o resultado ainda se aproxima de um carregamento instantâneo para argilas, já que os intervalos considerados foram de poucos dias.

Tabela 28 Etapas de execução e adensamento do aterro de complementação

Atividade	Duração (dias)	Data de início	Data de Término	Dias em relação ao início
+ Adensamento	150	19/10/2017	18/03/2018	1169
Retirada da sobrecarga e escavação	5	18/03/2018	23/03/2018	1172
Instalação do EPS	5	23/03/2018	28/03/2018	1177
Finalização (brita, berma e pavimento)	5	28/03/2018	02/04/2018	1182
Projeção de recalque	--	02/04/2018	--	--

Fonte: Da autora.

A última etapa refere-se à consolidação de todo o aterro e, portanto, foi modelada com o critério de mínima poropressão, ou seja, até as poropressões terem se dissipado a um valor mínimo, indicando o final das deformações.

5.3.3 Parâmetros do subsolo

A interpretação dos ensaios CPTu, SPT, adensamento, triaxial e palheta permitiu a obtenção dos parâmetros geotécnicos. As equações empregadas estão descritas no item 2.4 e os resultados encontram-se discutidos adiante. Destaca-se que todos os ensaios considerados foram realizados para a implantação da rodovia de duplicação da BR-470 e, portanto, anteriores à execução do aterro.

Para divisão do subsolo, foram analisadas as camadas descritas em 5.1.2, cujas cores adotadas para sua representação estão expostas na Figura 70.

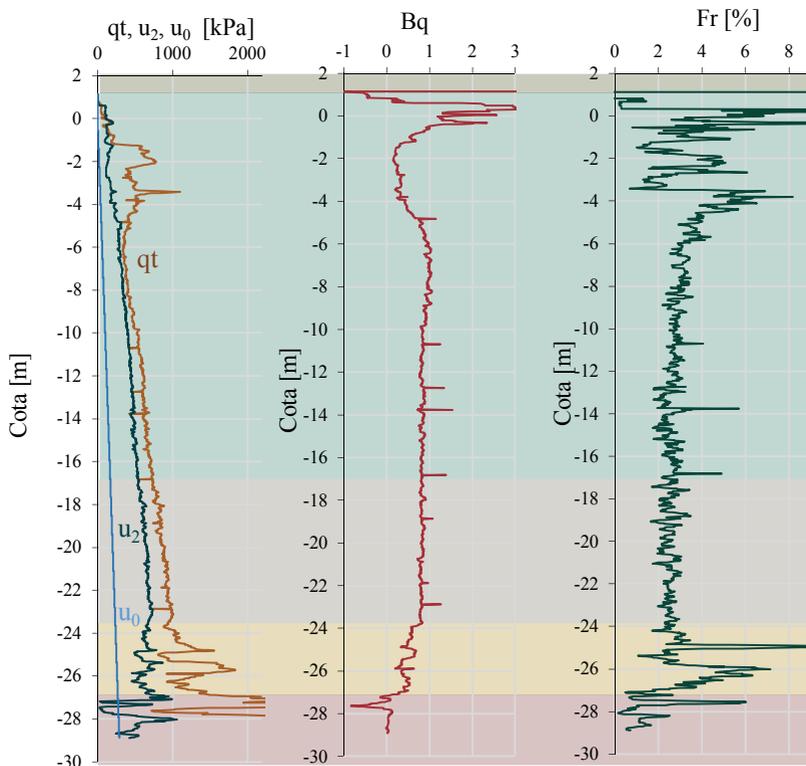
Figura 70 Legenda para as cores de cada camada do solo de fundação

	Camada inicial – areia e aterro
	Argila muito mole
	Argila mole a média
	Areia com pedregulhos
	Camada mais resistente

Fonte: Da autora.

A Figura 71 mostra os dados obtidos pelo ensaio CPTu na estaca 18+900, as cores distribuídas indicam as camadas arbitradas na interpretação.

Figura 71 Resultados do ensaio CPTu para o km18+900



Fonte: Da autora.

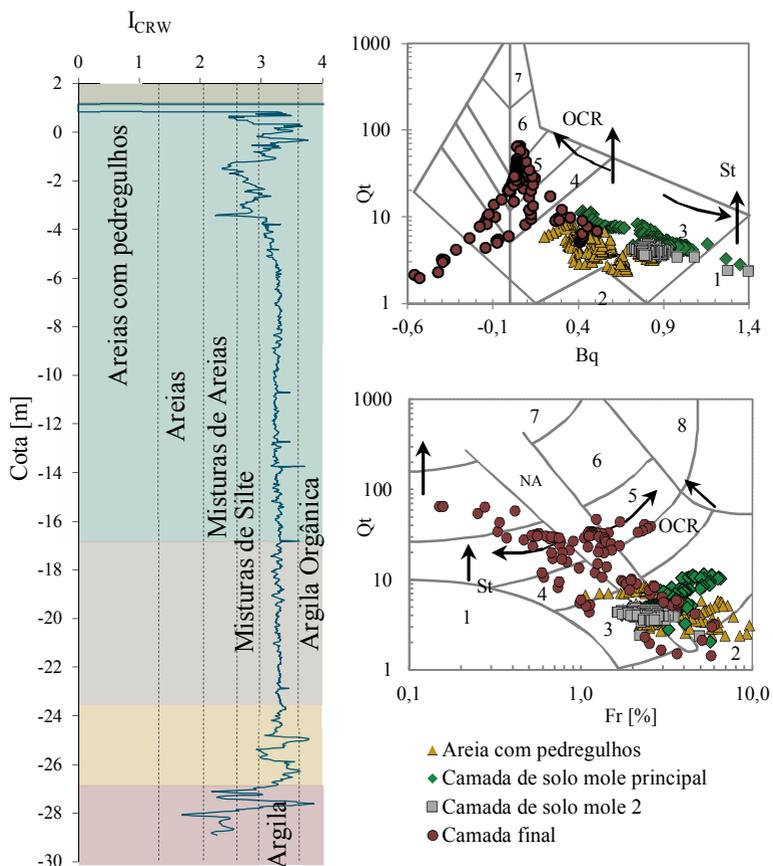
Ressalta-se o comportamento de resistência de ponta na cota -1,5 a -4,5m aproximadamente, onde há uma possível camada de turfa e argila arenosa, a qual não é registrada pela sondagem SPT no km 18+620. Por essa razão, como já explicado anteriormente em 5.1.2, nesse intervalo os valores foram desprezados na obtenção dos parâmetros geotécnicos característicos da camada de solo mole.

O ensaio CPTu permitiu a classificação do solo de acordo com seu comportamento (Figura 72).

Para as camadas argilosas a classificação de Robertson mostra-se bastante uniforme e coerente com o observado nas sondagens SPT. Já para as camadas mais profundas, descritas como granulares, o método SBT oscila entre areia, silte e argila. No entanto, vale lembrar que a

classificação I_{CRW} é válida para o comportamento, não descrevendo necessariamente a granulometria do material.

Figura 72 Classificação do comportamento do solo por SBT proposto por Robertson (1990)



1- Solo fino sensível

2- Solo orgânico – Turfa

3- Argilas - Argilas para silte argiloso

4- Mistura de silte – Argila siltosa para silte argiloso

5- Mistura de areia – Areia siltosa para silte arenoso

6- Areias – Areia limpa para silte arenoso

7- Areia pedregulhosa para areia

8- Areia muito compacta para areia argilosa

9- Solo fino duro.

Fonte: Da autora.

A classificação do solo pela norma brasileira de sondagem SPT, bem como a descrição apresentada no relatório de sondagem no km 18+620 podem ser observadas na Tabela 29.

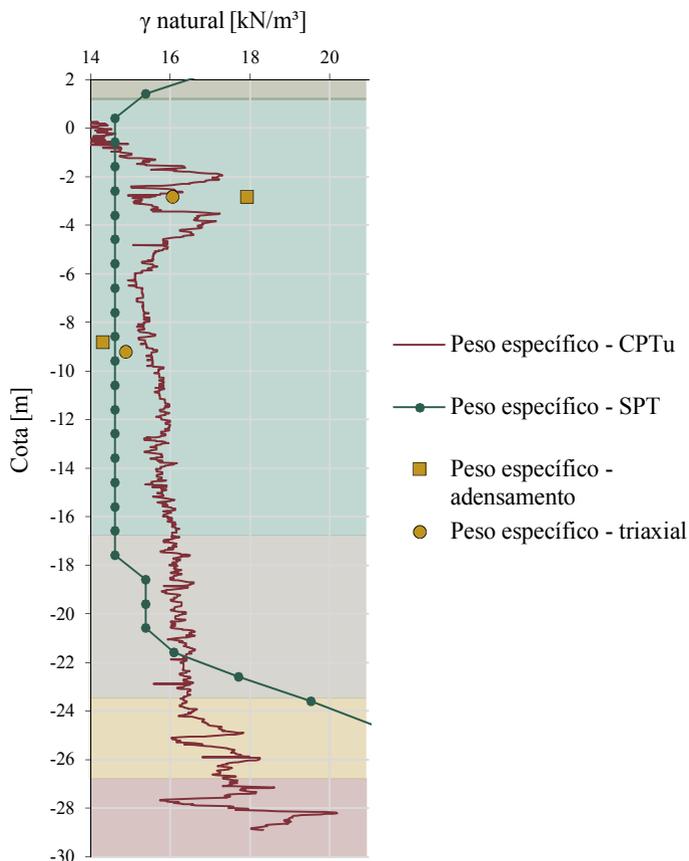
Tabela 29 Classificação do solo pelo ensaio SPT

Cota (m)	Classificação visual	Classificação do solo – NBR 6484 (2001)
3,4	Aterro	Areia pouco compacta
2,4	Areia	Areia pouco compacta
1,4	Areia	Areia fofa
0,418 a -20,5	Argila	Argila muito mole
-21,5	Argila	Argila mole
-22,5	Argila	Argila média
-23,5	Argila	Argila rija
-24,5	Areia	Areia compacta
-25,5	Areia	Areia compacta
-26,5	Areia	Areia muito compacta

Fonte: Da autora.

Para determinação do peso específico, o resultado da equação (24), aplicada ao longo do perfil, é exposto na Figura 73. Os valores pontuais referem-se à determinação advinda de índices físicos das amostras de adensamento e triaxial.

Figura 73 Determinação do peso específico natural pelo perfil



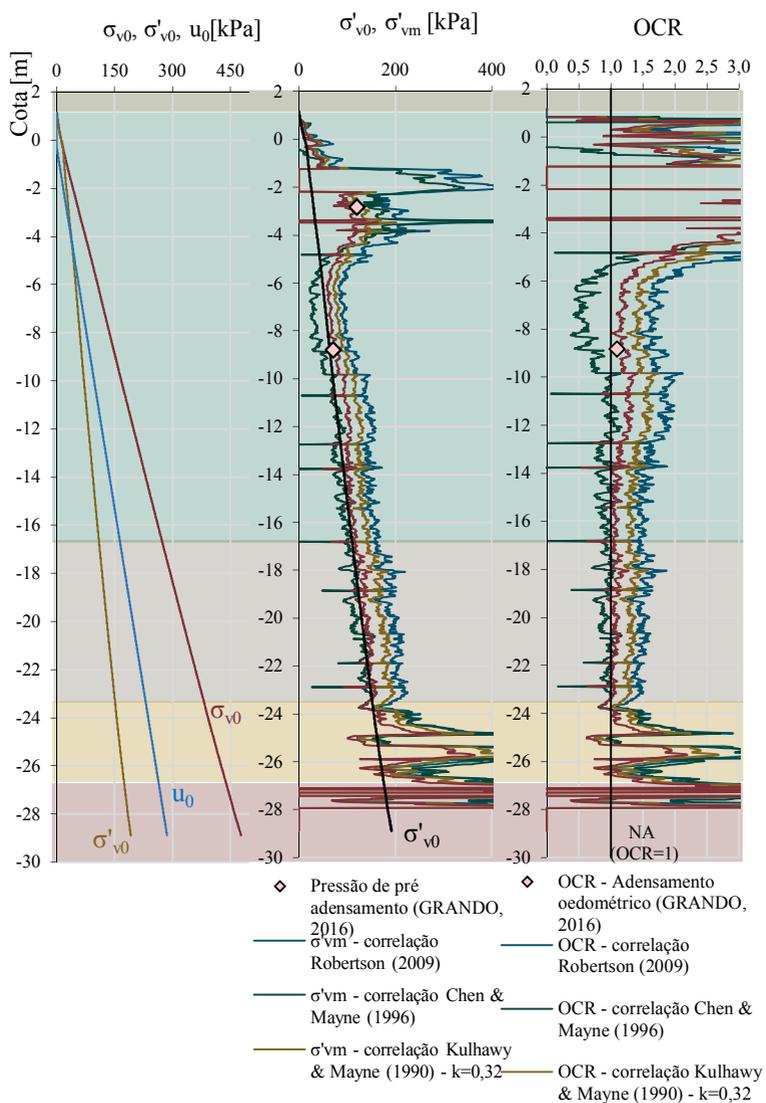
Fonte: Da autora.

Os valores de peso específico variam de 14 a 16,5 kN/m^3 para a camada principal de solo mole, aproximando-se dos valores observados nas amostras de laboratório. Quando a profundidade atinge as camadas granulares há o aumento do peso específico, o que é coerente com o esperado devido à alteração do tipo de solo. No entanto, nota-se a discrepância entre os resultados pelo CPTu e pelo SPT. Para a modelagem, usou-se a média dos resultados para correlação com CPTu, já que, nesse caso, tem-se a estimativa do aumento do peso específico com a profundidade. Sendo informado o mesmo valor para o peso

específico no estado natural e para o estado saturado, já que o solo localiza-se abaixo do nível d'água.

O cálculo do peso específico distribuído pelo perfil permitiu a determinação do perfil de tensões totais e efetivas, pelas equações (26) e (27), cujo resultado é ilustrado no gráfico da Figura 74. Por sua vez, a pressão de pré adensamento pode ser analisada pelo rearranjo das correlações propostas em 4.1.3 para valores de OCR pelo CPTu. A Figura 74 mostra os perfis obtidos para as tensões de pré adensamento pelas diferentes equações, bem como pelo método de Pacheco e Silva nas curvas de adensamento, apresentadas por Grando (2016) para os ensaios pontuais nas cotas indicadas. Os valores de OCR estão também apresentados na Figura 74.

Figura 74 Tensões totais, efetivas, pressão de pré adensamento e OCR pelo ensaio de CPTu



Fonte: Da autora.

Observa-se que, com exceção da equação (45) proposta por Chen e Mayne (1996), as correlações indicaram argilas levemente pré adensadas, com uma tendência de diminuição de OCR conforme o aumento da profundidade. Os valores de k arbitrados referem-se aos coeficientes k obtidos com os dados de adensamento para cotas específicas (retroanálise). Dessa forma, adotou-se o perfil descrito pela correlação de Kulhawy e Mayne (1990) e $k=0,26$ como o mais representativo para a modelagem numérica. Assim uma média aproximada levou a um OCR de 1,2 para a camada de solo muito mole e 1,12 para a camada de solo mole.

A determinação da resistência não drenada foi feita conforme o proposto em 4.1.2.2. O primeiro gráfico da Figura 75 mostra S_u distribuído para o perfil com a aplicação de diferentes valores de N_{kt} . Esses valores foram obtidos por meio da equação (30) para os ensaios de palheta e triaxial realizados nas cotas -3m e -9m aproximadamente. Como os ensaios para a cota -3m não foram realizados na camada de argila mole mais representativa, não se optou por considerar os N_{kt} referentes a eles, já que o coeficiente varia com o tipo de depósito. Sendo assim, avaliou-se o uso dos coeficientes obtidos a partir dos ensaios laboratoriais da cota -9m. Nesse caso, o valor obtido com o uso da resistência não drenada do ensaio de palheta se mostrou mais satisfatório e dentro do intervalo proposto pela literatura ($N_{kt}=10,9$). Os valores de S_u obtidos para o perfil com este N_{kt} mostraram-se também coerentes com os descritos na literatura para solos moles.

O segundo gráfico da Figura 75 mostra o perfil de S_u obtido com a aplicação do N_{kt} de 10,9, comparando-o com os valores de S_u por correlações para a sondagem SPT. Nota-se a baixa sensibilidade do SPT para solos moles, onde a resistência não drenada não é sequer considerada na correlação. Para os solos granulares, a crescente resistência ocorre para ambos os ensaios, sendo muito mais acentuada para correlações de SPT.

Para análise na presente pesquisa, usou-se a distribuição pelo perfil de CPT_u , desprezando os resultados da cota 0 a -5m. Para esse intervalo, empregou-se o prolongamento da tendência de resistência não drenada nas cotas abaixo. O resultado é visto sobreposto no segundo gráfico da Figura 75.

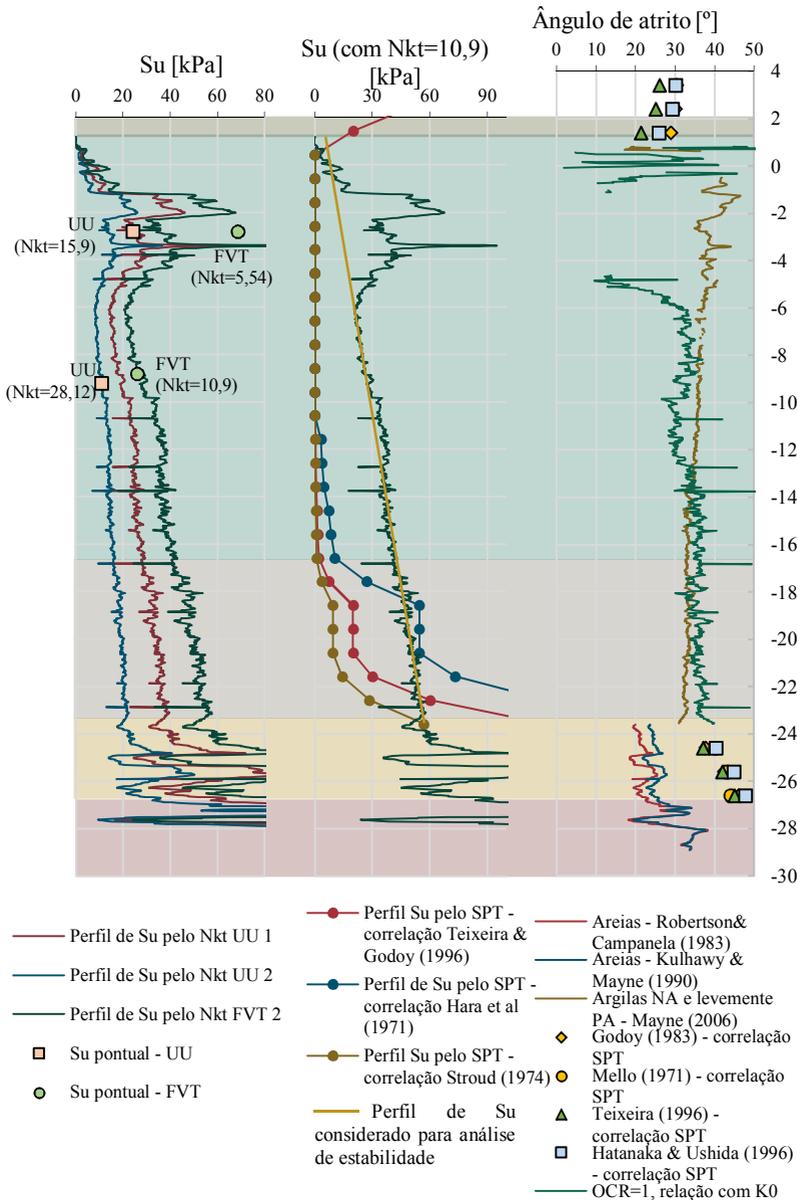
A resistência não drenada é importante principalmente para a obtenção de fatores de segurança em argilas em situações não drenadas. Para avaliação dos solos granulares e para solos argilosos em situação drenada, torna-se necessária a determinação de ângulo de atrito e intercepto coesivo. Para o ângulo de atrito em solos granulares,

empregaram-se correlações tanto para o ensaio SPT quanto para o CPTu.

Valores próximos foram encontrados para as correlações SPT, que são as mais usuais em projetos correntes de engenharia, sobretudo para fundações. Na camada inicial, os valores se aproximam de 30° , um valor usual para solos não coesivos. Na camada de maior profundidade o ângulo de atrito variou entre 45° e 55° , resistências mais altas conforme o esperado, pela presença de pedregulhos. Nessa camada, as correlações de CPTu para areias mostraram-se bastante dispersas, porém com valores médios entre 20 e 30° . Valores de 20 a 30° costumam ser utilizados em solos residuais ou argilas. Para solos com pedregulhos, a literatura permite interpretar os resultados para SPT com mais coerência, sendo estes os adotados no projeto.

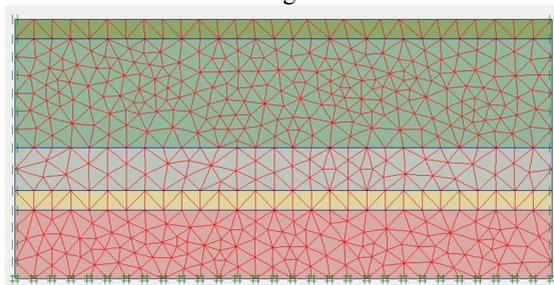
Para as duas equações aplicadas para argilas, o ângulo de atrito encontrado oscilou no intervalo de 30° a 40° , no entanto com comportamentos bem distintos no perfil. Pela equação (40), de Mayne (2006), a tendência é de diminuição do ângulo de atrito conforme o aumento da profundidade, enquanto que o oposto é observado para a relação proposta para OCR e coeficiente de empuxo no repouso. Além disso, o intervalo encontrado apresenta-se com resistência maior do que os dados registrados para argilas brasileiras (Tabela 11).

Figura 75 Parâmetros de resistência do subsolo por correlações com CPTu e SPT



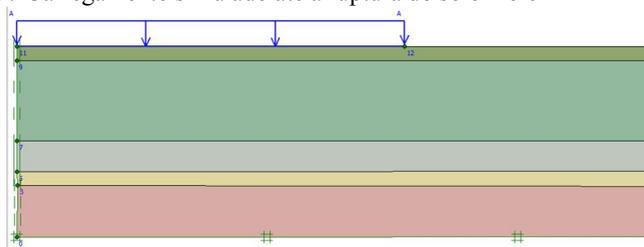
Por essa razão, optou-se por realizar a conferência com a resistência não drenada do perfil. O procedimento descrito em 4.1.2.5 foi aplicado num cenário de elementos finitos, mostrado na Figura 76. A Figura 77 mostra o carregamento simulado e a mostra o resultado da ruptura e o intervalo de profundidade considerado para verificação das tensões vertical e horizontal.

Figura 76 Malha considerada na modelagem



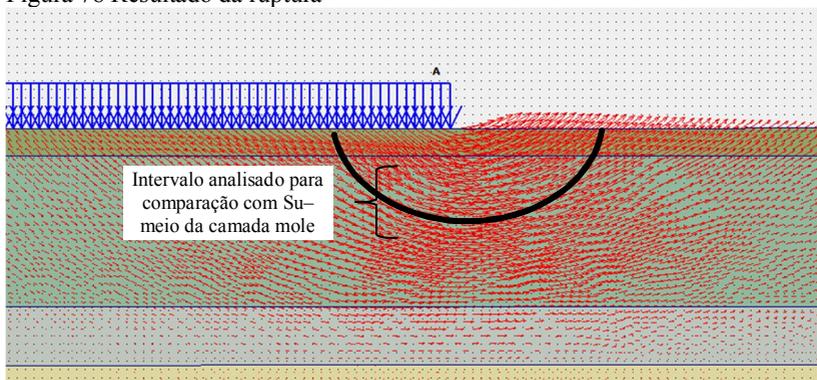
Fonte: Da autora.

Figura 77 Carregamento simulado até a ruptura do solo mole



Fonte: Da autora.

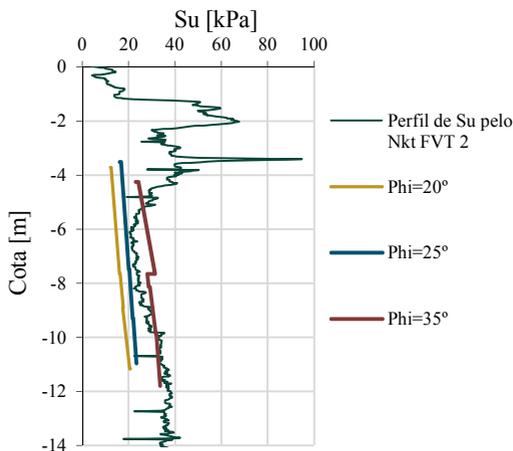
Figura 78 Resultado da ruptura



Fonte: Da autora.

Foram simulados carregamentos crescentes para três valores de ângulo de atrito, sendo eles: 35°, 25° e 20°. A comparação com o perfil de Su pode ser observada na Figura 79, na qual já foi aplicada a relação $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \approx (\sigma_v - \sigma_H)/2 \approx Su]$.

Figura 79 Resistência não drenada com retroanálise em elementos finitos



Fonte: Da autora.

Nota-se que o ângulo de 25° foi o que resultou num cenário mais próximo do perfil de resistência não drenada. O valor também se mostra coerente com os apresentados pela literatura. Ressalta-se que este procedimento está longe de ser o mais indicado para obtenção de

parâmetros de resistência, e só foi utilizado pela ausência de ensaios triaxiais CD ou CU nas argilas.

Em relação ao intercepto coesivo adotado para cada camada, os valores basearam-se no fato de solos granulares apresentarem pouca ou nenhuma coesão e argilas normalmente adensadas apresentarem intercepto coesivo nulo. Por essa razão, valores muito próximos a zero foram empregados nessas camadas. Para a camada inicial, composta por diferentes granulometrias, mas com a presença de argila, considerou-se um valor aproximado de 15kPa.

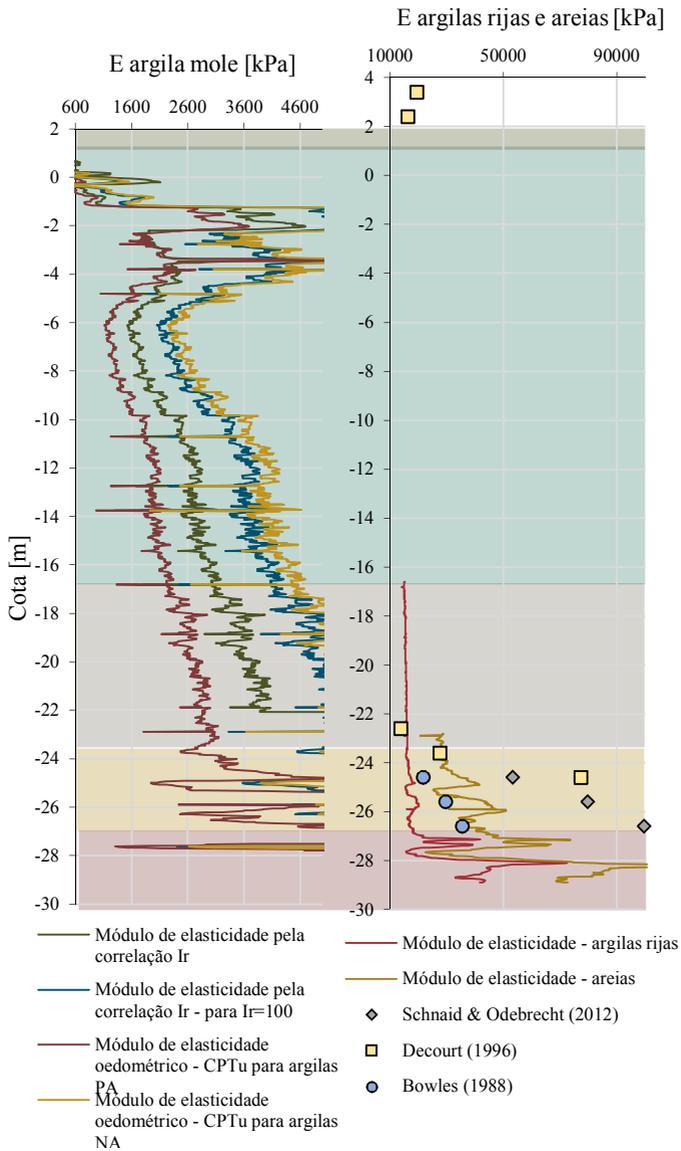
A interpretação do solo para módulo de elasticidade apresentou-se bastante complexa, tanto para o solo mole quanto para as outras camadas. O módulo de elasticidade para solos moles não foi empregado na modelagem, já que a análise foi feita com parâmetros de adensamento. Contudo, faz-se aqui alguns comentários quanto a sua magnitude. Os valores obtidos para correlações se mostraram bastante dispersos e, além disso, para a interpretação no ábaco de Duncan e Buchignani (1976), é necessário o conhecimento da plasticidade do solo, o que no caso, sabe-se apenas pontualmente e não distribuído pelo perfil. Um valor de Índice de Plasticidade comum para argilas foi aplicado na camada de solo mole (40%) e outro para a camada granular (10%). Dessa forma, pôde-se determinar os valores de módulo de elasticidade pelo perfil, já que os valores de OCR são conhecidos (Figura 80).

Os perfis encontrados assemelham-se bastante quanto à variação de valor frente à variação de comportamento do solo. No entanto, em termos de magnitude é notável uma diferença significativa de até 3000kPa para as correlações em solos argilosos. Dado o fato do desconhecimento do índice de plasticidade, tende-se a interpretar o solo mole com a correlação proposta pela equação (49) para solos NA, já que os OCR do depósito se aproximam de 1,0. Destaca-se contudo, que este módulo refere-se ao módulo oedométrico, no qual o coeficiente de Poisson é considerado nulo, pois o solo é confinado lateralmente.

Para argila rija, a correlação de Trofimenkov (equação (51)) resultou num valor constante de 20.000kPa.

Para as camadas granulares, o módulo de elasticidade possui importância na modelagem. Porém, para estas camadas mais correlações foram aplicadas e se mostraram coerentes com os valores médios indicados para estes tipos de material. A correlação proposta por Schnaid e Odebrecht (2012) se mostrou bastante similar com o resultado de Decourt (equação (57)) para SPT. Dessa forma, interpretaram-se as camadas mais resistentes com valores médios dessas correlações.

Figura 80 Perfil de módulo de elasticidade



Fonte: Da autora.

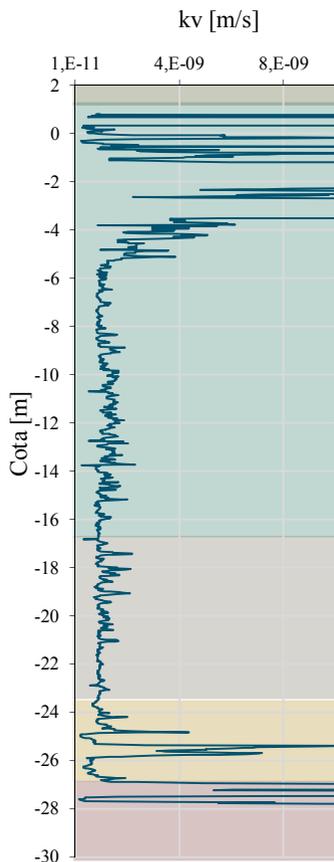
Os parâmetros de adensamento, conforme descrito na metodologia, foram inicialmente interpretados como idênticos aos do km18+900, descritos por Grando (2016) e apresentados na Tabela 19, provenientes de resultados de ensaios de adensamento.

No entanto, cenários simulados com o uso dos parâmetros de adensamento citados resultaram em deformação de magnitude bastante superior à registrada em campo pela instrumentação com placas de recalque. A modelagem apresentou um recalque de cerca de 2m, enquanto que a instrumentação indica a estabilização dos recalques em aproximadamente 1,2m.

Como os parâmetros de adensamento são os que governam a parcela de recalque primário, avaliou-se como necessário realizar o ajuste dos valores utilizados. Dessa forma, conforme descrito na metodologia, os parâmetros C_C e C_R foram retirados do relatório da implantação da BR-470 na década de 90 (Prosul, 2012).

Quanto ao coeficiente de permeabilidade, k_V , foi distribuído no perfil pela correlação de Lunne et al. (1997) (equações (64) e (65)), o resultado pode ser observado no gráfico da Figura 81.

Figura 81 Distribuição do coeficiente de permeabilidade vertical – método de Lunne (1997)



Fonte: Da autora.

Na modelagem, os valores considerados foram os valores médios para cada camada, sendo que nas camadas argilosas considerou-se a relação $k_H/k_V=2$. Nas demais camadas, esta razão foi considerada como unitária.

Os valores médios obtidos no gráfico mostrado anteriormente para valores de k_V indicam valores bastante coerentes para os tipos de solos considerados. Esse comparativo pode ser feito usando os intervalos de permeabilidade considerados típicos para cada intervalo da classificação I_{CRW} proposta por Robertson (2015) (Tabela 21).

É importante ressaltar que a permeabilidade empregada nas camadas argilosas não necessariamente refere-se ao real subsolo, pois o que se desejou foi simular a permeabilidade do sistema (solo+geodrenos) para que as deformações fossem compatíveis com as de campo, uma vez que os elementos drenantes (geodrenos) não foram inseridos na modelagem numérica.

Por fim, as análises de cada parâmetro geotécnico resultaram no conjunto de parâmetros a serem inseridos no programa de modelagem numérica expostos na Tabela 30 a seguir:

Tabela 30 – Parâmetros geotécnicos para o subsolo

Parâmetro	Aterro/ areia	Solo muito mole	Solo mole	Areia com pedregulho	Camada mais resistente
Modelo	Mohr Coulomb	<i>Soft Soil</i>	<i>Soft Soil</i>	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
γ_{Nat} [kN/m ³]	17,0	15,7	16,3	17	18
γ_{Sat} [kN/m ³]	17,0	15,7	16,3	17	18
k_x [m/s]	$1 \cdot 10^{-5}$	$2,58 \cdot 10^{-9}$	$2,07 \cdot 10^{-9}$	$3,26 \cdot 10^{-9}$	$9,44 \cdot 10^{-6}$
k_y [m/s]	$1 \cdot 10^{-5}$	$1,29 \cdot 10^{-9}$	$1,03 \cdot 10^{-9}$	$1,63 \cdot 10^{-9}$	$4,72 \cdot 10^{-6}$
k_x [m/dia]	0,864	$2,23 \cdot 10^{-4}$	$1,78 \cdot 10^{-4}$	$2,82 \cdot 10^{-4}$	0,816
k_y [m/dia]	0,864	$1,12 \cdot 10^{-4}$	$8,92 \cdot 10^{-4}$	$1,41 \cdot 10^{-4}$	0,408
E [kPa]	20.000	--	--	30.000	80.000
ν	0,3	0,48	0,48	0,35	0,35
c [kPa]	15	5	5	2	2
ϕ [°]	30	25	25	35	50
C_c	--	0,471	0,471	--	--
C_s	--	0,03	0,03	--	--
e_0	--	1,415	1,415	--	--
OCR	--	1,2	1,12	--	--

Fonte: Da autora.

5.3.4 Parâmetros do aterro

Os parâmetros elásticos e geotécnicos dos materiais de aterro foram retirados da literatura. Não se considera que haja muita variação em relação a estes valores, uma vez que está se utilizando materiais com propriedades conhecidas. Os parâmetros considerados para o aterro já executado e para o aterro de complementação com EPS estão descritos na Tabela 31.

Tabela 31 Parâmetros de entrada para o programa, referentes aos materiais do aterro e pavimento

Parâmetro	Pavimento	Brita	EPS	Areia	Aterro
Modelo	Linear elástico	Mohr Coulomb	Linear elástico	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
γ_{Nat} [kN/m ³]	20	20	0,22	17	18
γ_{Sat} [kN/m ³]	--	21	0,22	18	19
k_x [m/dia]	--	8,0	--	86,4	$9,44 \cdot 10^{-6}$
k_y [m/dia]	--	8,0	--	86,4	0,408
E [kPa]	3.000.000	170.000	5.000	50.000	80.000
ν	0,3	0,35	0,25	0,3	0,35
c [kPa]	200	1	10	10	5
ϕ [°]	20	40	33	40	30

Fonte: Fernandes e Trichês (sem data), Severi et al. (2010), Prosul (2017).

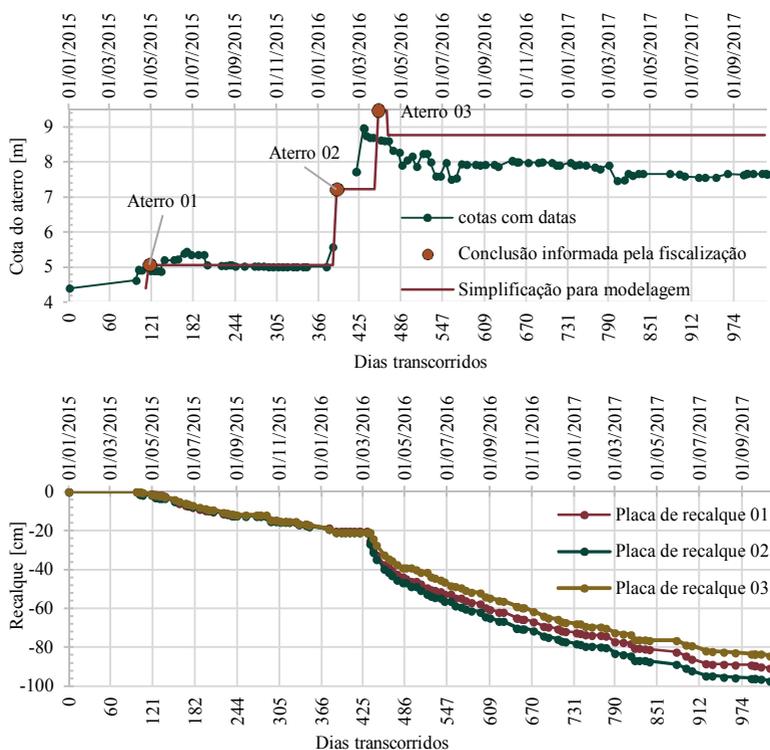
Para a laje de concreto e o bloco de fundação da ponte, utilizou-se o modelo linear elásticos com os parâmetros prescritos na norma NBR6118 (2014) e NBR6120 (1980). Sendo $\gamma=25\text{kN/m}^3$, $E=27.000.000\text{kPa}$ e $\nu=0,2$.

5.3.5 Resultados obtidos para o aterro já executado

5.3.5.1 Análise dos recalques

Os dados referentes às placas de recalque estão exibidos no gráfico da Figura 82. A linha em vermelho representa o cenário inserido no programa para a modelagem, sem considerar o recalque. Constatou-se que houve uma incoerência entre a data de execução do aterro fornecida pela fiscalização e a informada pelo monitoramento de campo. Essa diferença foi desprezada para fins de comparação das deformações totais.

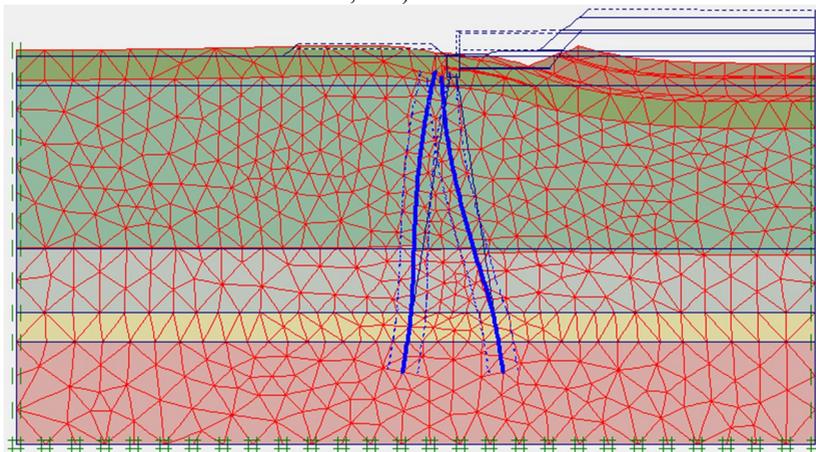
Figura 82 Dados do monitoramento com placas de recalque



Fonte: Fornecido por Prosul (2017).

As deformações verificadas com a simulação em modelagem numérica foram comparadas com os dados de monitoramento de campo. Assim, a modelagem foi feita até 2017, conforme a Tabela 27. Os resultados de deformações para o perfil longitudinal pelo método de elementos finitos podem ser vistos na Figura 83.

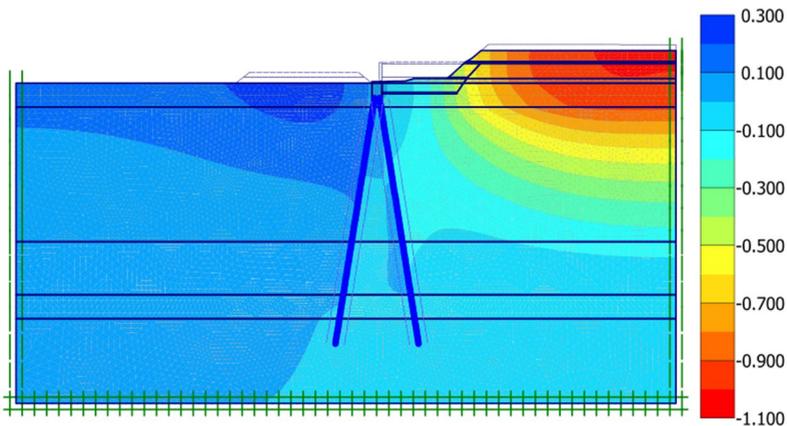
Figura 83 Deslocamento final da malha de elementos finitos (ampliada 5 vezes e com máximo deslocamento de 1,01m)



Fonte: Da autora.

Em especial, o resultado para o comportamento do solo quanto aos recalques, é exposto na Figura 84.

Figura 84 Deformações verticais totais [m] (máxima deformação = 1,02m)



Fonte: Da autora.

Em relação à magnitude dos recalques, a modelagem mostrou-se bastante satisfatória, sendo os valores bastante próximos: 1,02m para o resultado do Plaxis e 95cm para o registrado pelo monitoramento.

O desenvolvimento do recalque ao longo do tempo, no entanto, mostrou-se bastante diverso. No resultado do programa, os recalques ocorreram bem mais rapidamente do que em campo. Em relação ao cenário empregado na modelagem, a principal característica a ser observada é a se que foram considerados carregamentos próximos a instantâneos, enquanto que provavelmente na realidade eles se deram ao longo de vários dias. Mesmo assim, o comportamento resultante se afasta do esperado, tendo em vista a baixa permeabilidade das camadas de solo mole.

No entanto, para o estudo, o que se deseja é obter os deslocamentos totais, já que o desempenho das estacas deve ser avaliado considerando a magnitude final dos deslocamentos, independente do tempo em que é atingida essa magnitude.

Assim, a principal informação a ser verificada é o comportamento final da curva de deslocamento vertical, em que o Plaxis aparenta indicar uma estabilização dos recalques muito mais evidente que as placas de recalque.

Dessa forma, buscou-se fazer uma comparação do recalque total, não somente até o fim das leituras do monitoramento, mas sim até o fim da dissipação das poropressões no solo, considerando uma situação hipotética em que o aterro é mantido com sobrecarga.

Cálculos tradicionais com a equação (15) aplicada considerando uma camada única de argila, resultam em:

$$\Delta h_p = \left(\frac{0,03}{1+1,445} \cdot 24 \cdot \log \frac{106,8}{93,3} + \frac{0,471}{1+1,445} \cdot 24 \cdot \log \frac{178,3}{106,83} \right)$$

$$\Delta h_p = 1,04m$$

Ou seja, uma previsão de recalque de 1,04m, ao qual deve-se ainda somar uma previsão para o recalque imediato (equação (14)):

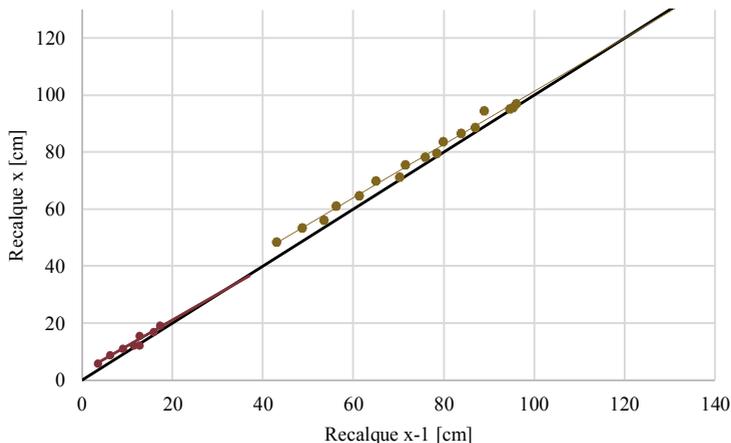
$$\Delta_{hi} = 2 \cdot 5,05 \cdot 17 \cdot \frac{7,5 \cdot (1 - 0,5^2) \cdot 0,28}{2800} = 10cm$$

Ressalta-se que o recalque imediato é difícil de se estimar com exatidão, devido à complexidade de determinação dos parâmetros elásticos bem como da geometria do aterro provisório.

Por essa razão, e pelo fato de que o método tradicional considera as cargas aplicadas em uma única etapa e sem as compensações de recalque, avaliou-se também os dados das placas de recalque para a concepção de uma previsão realista da magnitude total dos recalques.

Para os dados de monitoramento, aplicou-se o método de Asaoka (1978), obtendo os seguintes resultados (Figura 85):

Figura 85 Método de Asaoka para os dados da placa de recalque 02 (maior deslocamento)

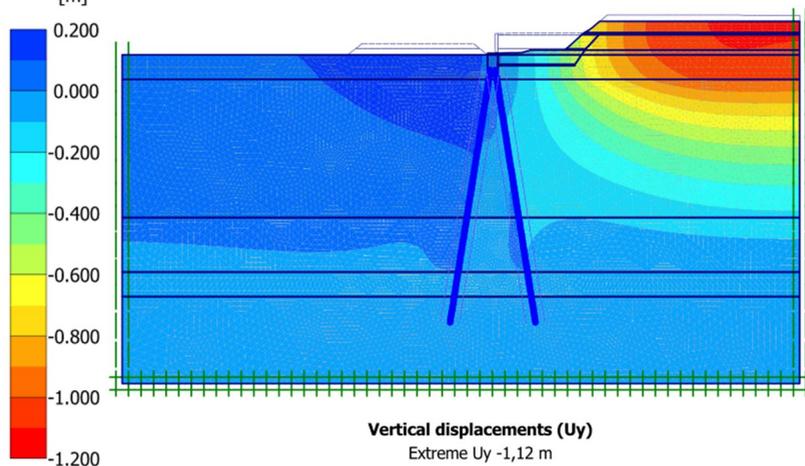


Fonte: Da autora.

As duas nuvens de pontos claramente identificadas referem-se às duas etapas distintas consideradas. Ambas as retas mostraram-se bastante próximas e paralelas à reta de referência. O cruzamento da última reta pode ser considerado em aproximadamente 1,15m, valor que prevê pouco aumento na magnitude das deformações já registradas (caso o aterro fosse mantido na cota atual da sobrecarga).

Em relação à previsão feita pelo Plaxis, foi feita uma análise até as dissipações do excesso de pressão neutra, resultando numa magnitude máxima de 1,12m (Figura 86):

Figura 86 Previsão de recalques totais pelo Plaxis [m] (máximo recalque =1,12m)
[m]



Fonte: Da autora.

Notou-se a convergência de valores encontrados pelos dois métodos, sendo a previsão do Plaxis alguns centímetros menor (1,12m) que a aplicação do método de Asaoka (1,30m).

Dessa forma, os resultados avaliados pelos dados de monitoramento puderam auxiliar a calibração do modelo inserido no programa, aferindo maior confiabilidade nos parâmetros geotécnicos adotados na modelagem.

É importante ressaltar que os elementos de geodreno não foram inseridos na modelagem, conforme descrito anteriormente. No entanto, o recalque obtido é bastante similar ao medido em campo. Logo, considera-se que os valores de permeabilidade inseridos no programa permitiram a obtenção de um cenário próximo à drenagem proporcionada pelos geodrenos instalados em campo.

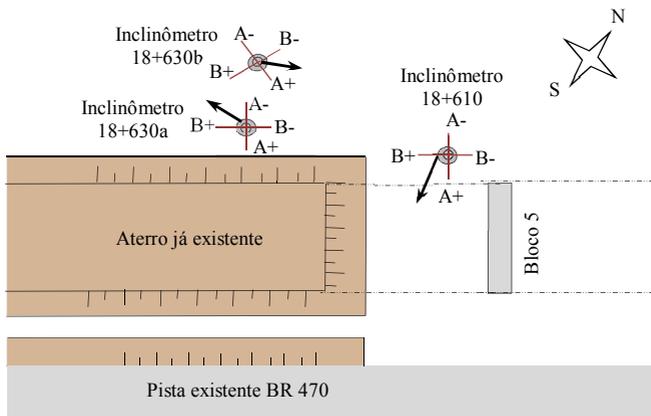
5.3.5.2 Análise dos deslocamentos horizontais

As deformações horizontais ocorridas até 2017 não tiveram seu acompanhamento contínuo desde o início da construção do aterro. O inclinômetro do km18+630a possui medidas de 2015 até 2016 (Figura 88) porém sem abranger o período da execução da segunda etapa do aterro. O inclinômetro do km18+630b (Figura 89) possui medidas de

janeiro a outubro de 2017 e o do km18+610 de novembro de 2016 a outubro de 2017 (Figura 90). Isso deve-se ao fato da inutilização do primeiro inclinômetro devido ao impacto mecânico dos equipamentos de campo. Os outros instrumentos foram então instalados posteriormente.

A Figura 87 mostra o posicionamento dos inclinômetros em relação ao aterro e os vetores resultantes (sem escala) indicando o sentido do deslocamento máximo no meio da camada mole medido por cada inclinômetro.

Figura 87 Posicionamento dos inclinômetros e sentido dos deslocamentos medidos



Fonte: Adaptado de Prosul (2017).

Figura 88 Medidas do inclinômetro do km 18+630a

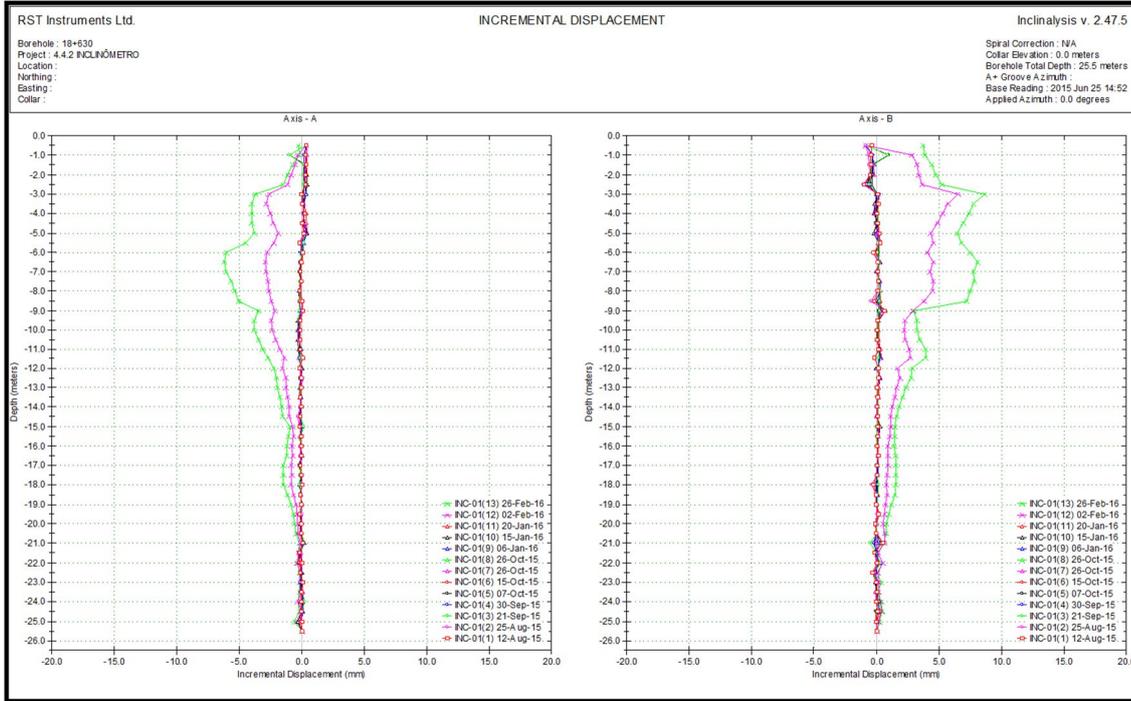


Figura 89 Medidas do inclinômetro do km 18+630b

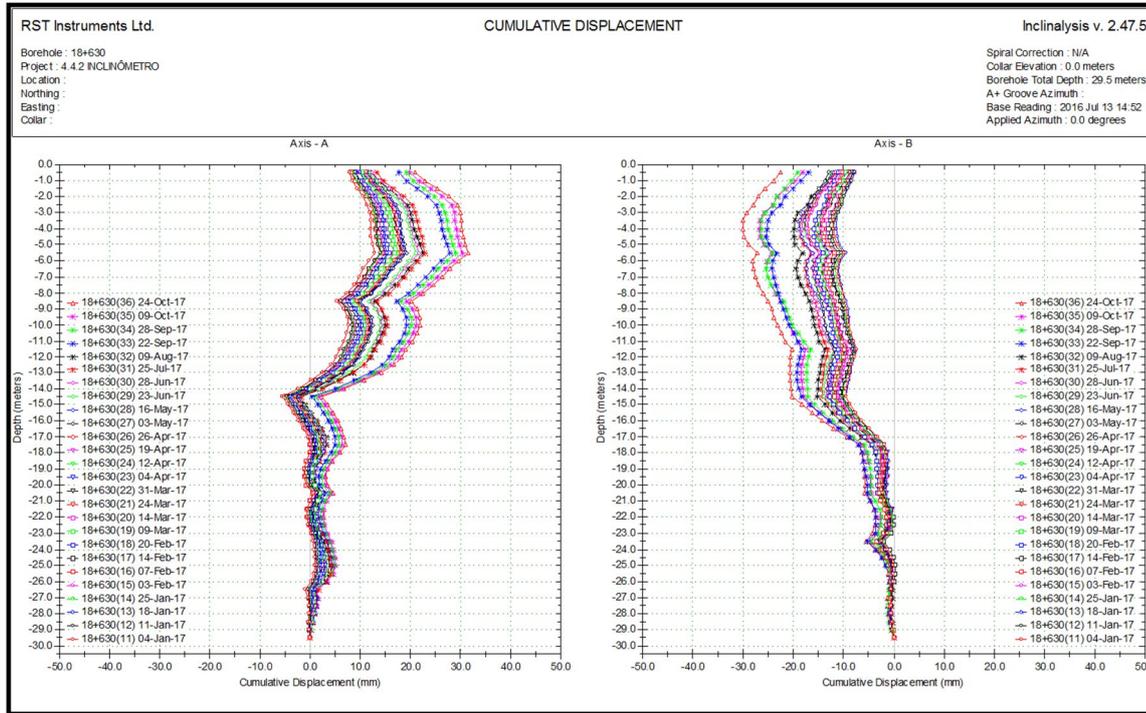
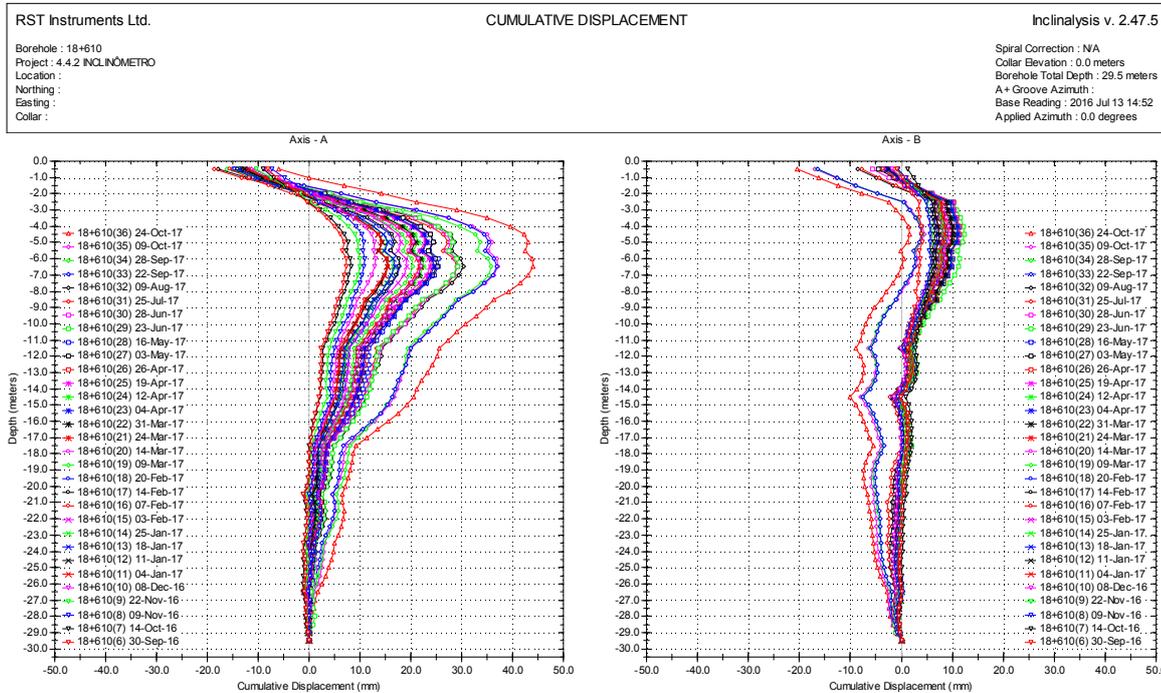


Figura 90 Medidas do inclinômetro do km 18+610



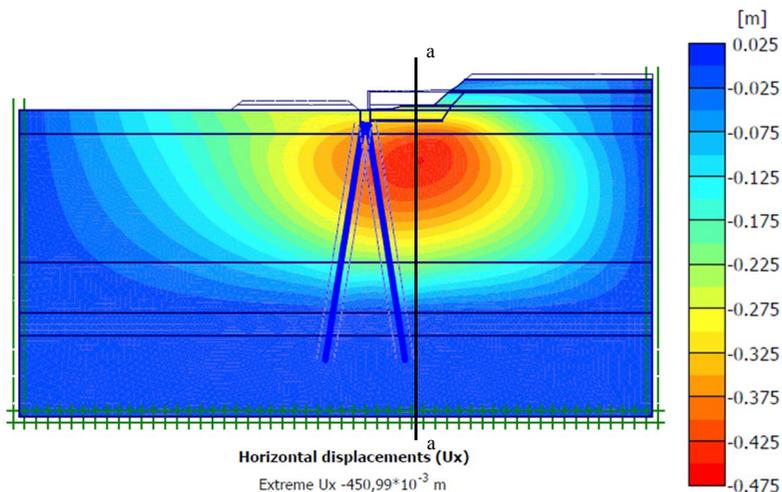
Fonte: Cedido por Prosul (2017).

Nota-se que os inclinômetros indicam magnitudes pequenas, na ordem de 2 a 4cm nos períodos considerados. No entanto, o fato de os dados não serem registrados desde o início da execução do aterro faz com que permaneça a incerteza quanto às deformações totais.

Quanto ao sentido dos deslocamentos, estes se mostraram coerentes para o inclinômetro do km18+650, no sentido de se afastar da base do aterro, conforme o esperado. Contudo, o inclinômetro do km18+610 apresentou comportamento bastante divergente, ao indicar um movimento em direção ao aterro. Tal fato foi considerado como uma possível incoerência dos eixos (A e B) informados.

O resultado para as deformações horizontais pela modelagem numérica é ilustrado na Figura 91, sendo o valor máximo 0,45m.

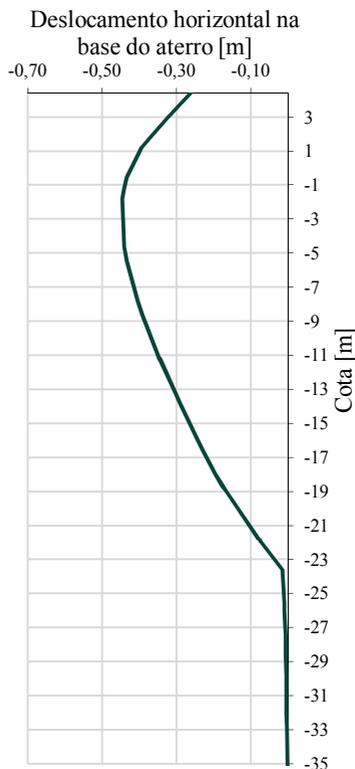
Figura 91 Deslocamentos horizontais pela modelagem numérica [m] (máximo deslocamento horizontal=0,45m)



Fonte: Da autora.

Uma seção na base do aterro permite a verificação dos deslocamentos do solo a ser comparado com os dados dos inclinômetros (seção aa na Figura 91). Verifica-se que o formato das curvas é bastante similar, indicando o deslocamento maior no intervalo de cota entre 0 e -4m, profundidades 4 e 8m pelos gráficos dos inclinômetros, os quais estão instalados numa cota aproximada de 4m.

Figura 92 Perfil de deformações horizontais para uma seção na base do aterro pela modelagem numérica



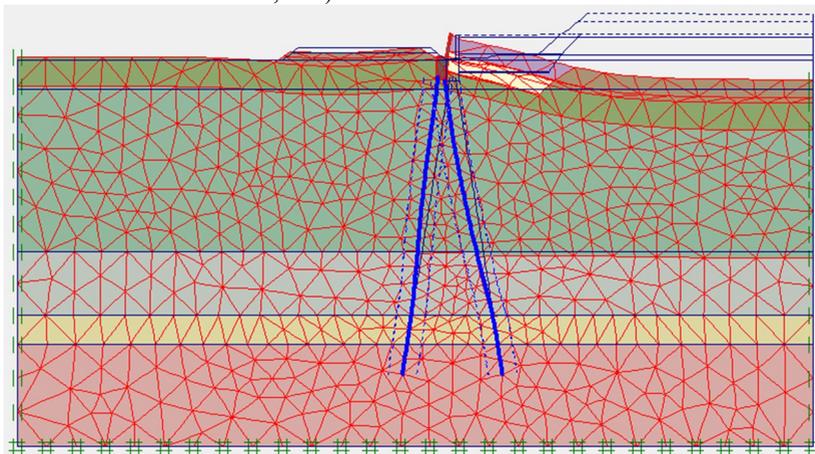
Fonte: Da autora.

Em relação à magnitude do deslocamento, o resultado máximo apresentado pelo Plaxis (46cm) é bastante superior ao registrado pela instrumentação. Esse fato permite concluir que os maiores deslocamentos ocorrem em momentos próximos à aplicação da carga, uma vez que os deslocamentos monitorados em intervalos entre as etapas de construção são bem pequenos.

5.3.6 Análise dos deslocamentos previstos para o aterro com EPS

Confirmados o parâmetros geotécnicos de entrada no programa, fez-se a simulação das deformações após a implantação do projeto de complementação do aterro. O resultado pode ser visto na Figura 93.

Figura 93 Deformação final após o aterro com EPS (aumentado 5 vezes – máximo deslocamento = 0,94m)

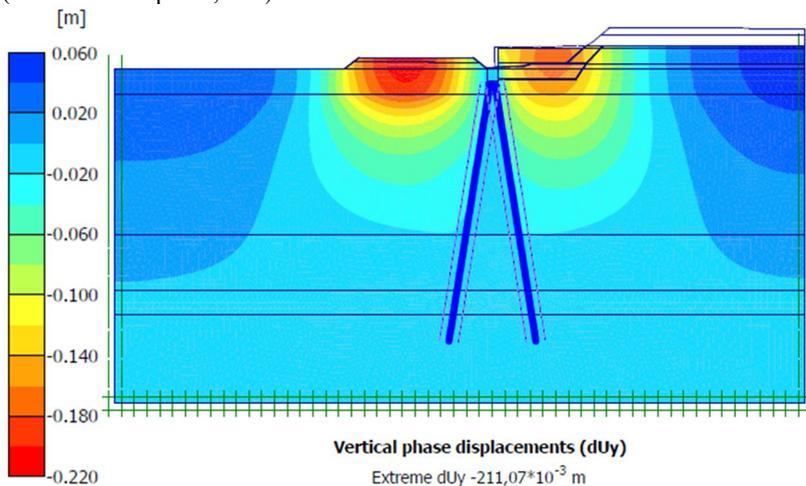


Fonte: Da autora.

Em relação aos recalques, tem-se uma evolução pequena, decorrente da construção do aterro de complementação. Para a região de EPS, com camada de brita, os valores estimados para recalque não são significativos a ponto de tornarem-se preocupantes para a execução do pavimento, finalização e desempenho da rodovia. Para a região do aterro já executado o alívio de tensões com a retirada da sobrecarga permite uma leve expansão da camada de argila.

Analisando somente o recalque provocado pelo projeto de complementação do aterro tem-se que a maior parcela de recalque a ocorrer é na berma de equilíbrio após o bloco, dado o fato de este local ter recebido pouca influência do aterro executado até então. Os recalques para o aterro com EPS possuem magnitudes baixas, de cerca de 15cm (Figura 94).

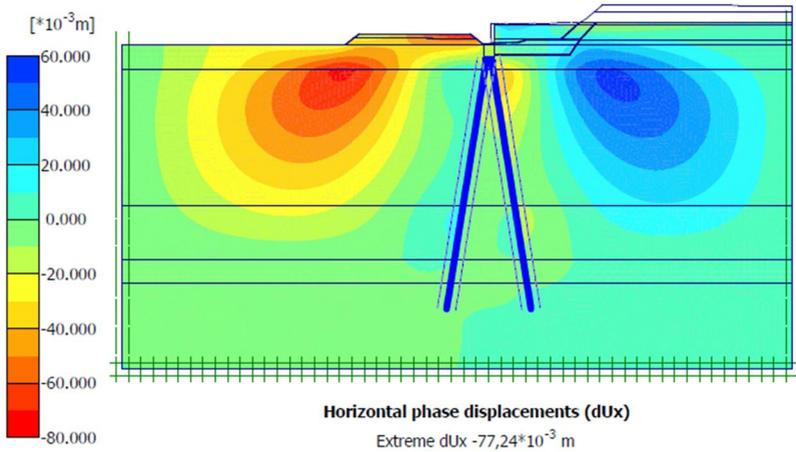
Figura 94 Recalque provocado pela execução do aterro de complementação [m]
(máximo recalque=0,21m)



Fonte: Da autora.

Sobre os deslocamentos horizontais, a implantação da berma faz com que a problemática de sobrecarga assimétrica seja reduzida. Desse modo, tem-se a tendência de compensação dos esforços, inclusive com a tendência de retorno das estruturas de fundação à posição original (Figura 95). Nota-se que o máximo deslocamento (8cm) ocorre após a berma e, nesse caso, longe das estruturas de fundação.

Figura 95 Deslocamentos horizontais devido à execução do aterro de complementação [mm]



Fonte: Da autora.

5.3.6.1 Simulações comparativas

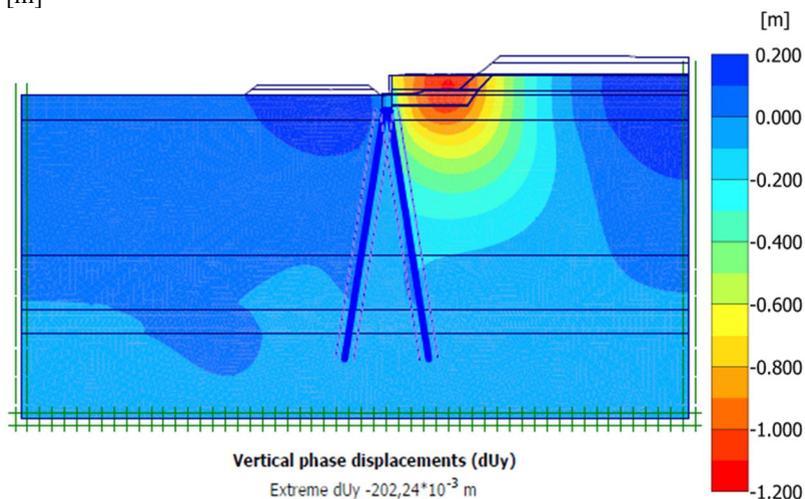
Para comprovação da validade da solução adotada, fez-se mais duas simulações hipotéticas diferentes:

- Simulação do mesmo aterro com EPS, porém executado sem a berma após o bloco;
- Simulação de construção de um aterro tradicional, sem uso de material leve.

A avaliação e comparação dos resultados permite o entendimento do comportamento do subsolo frente a essas diferentes solicitações.

Para um aterro com EPS, porém sem a berma, os recalques são próximos aos descritos, porém pouco maiores (recalque máximo = 22cm) (Figura 96).

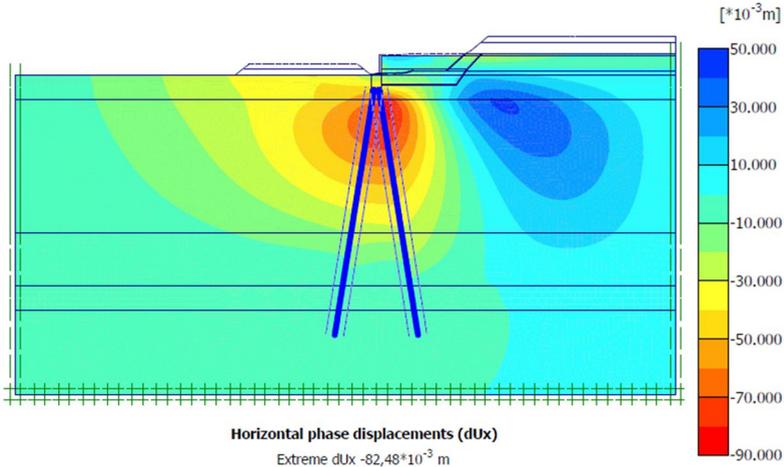
Figura 96 Hipótese comparativa (a) – recalques –aterro com EPS sem berma [m]



Fonte: Da autora.

No entanto, em termos de deslocamentos horizontais, tem-se que os maiores deslocamentos ocorrem próximos à base do aterro, conforme o esperado. Nesse caso, há uma influência muito maior nos elementos de fundação, como pode ser observado na Figura 97, onde pode-se observar um deslocamento previsto de 8cm. Assim, nota-se que a berma de fato exerce um papel importante para a redução dos esforços nas estacas, conforme o objetivo proposto.

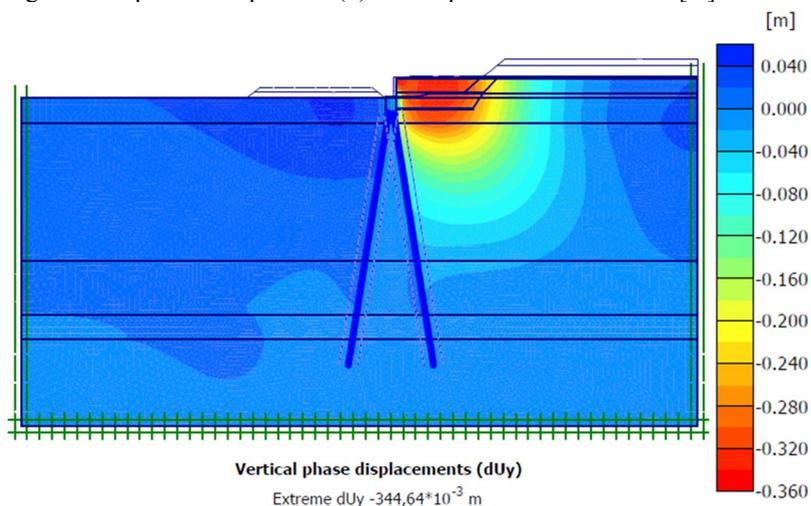
Figura 97 Hipótese comparativa (a) – deslocamento horizontal - Aterro com EPS sem berma [mm]



Fonte: Da autora.

Para a hipótese comparativa (b), o aterro com EPS foi totalmente substituído por solo, não sendo previsto materiais como brita ou pavimento. A berma de equilíbrio também não foi considerada. O resultado mostra que tanto o recalque, quanto os deslocamentos horizontais possuem magnitudes mais significativas. Para análise do recalque, tem-se um valor máximo de 34cm (Figura 98).

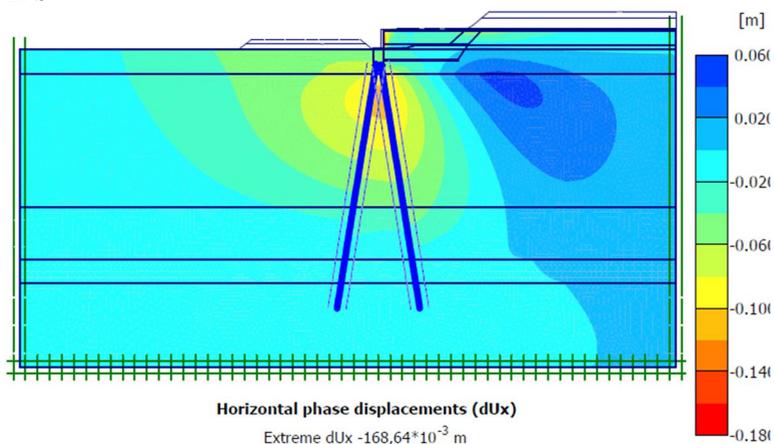
Figura 98 Hipótese comparativa (b) – recalques - Aterro sem EPS [m]



Fonte: Da autora.

Para análise dos deslocamentos horizontais, a Figura 99 mostra um comportamento similar ao descrito para um aterro com EPS mas sem berma. No entanto, a magnitude dos deslocamentos é maior (cerca de 15cm).

Figura 99 Hipótese comparativa (b) – deslocamentos horizontais – aterro sem EPS



Fonte: Da autora.

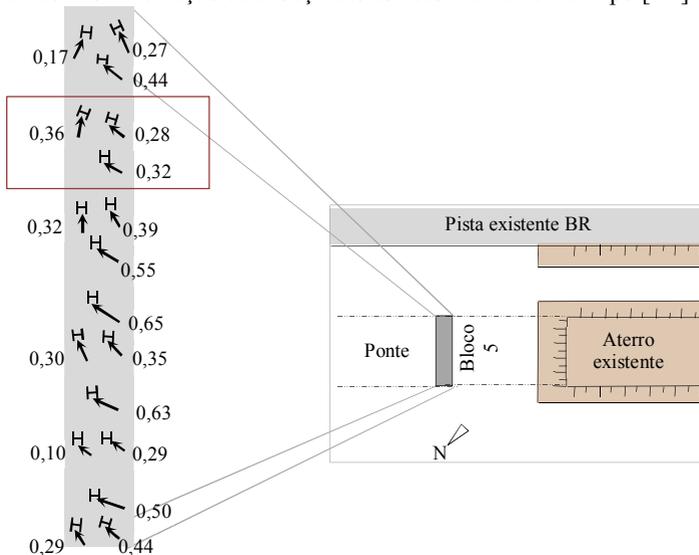
Dessa forma, nota-se que a substituição do material do aterro por um de menor densidade de fato resulta em redução significativa dos deslocamentos. Ademais, a alternativa de construção da berma mostrou-se importante para que os deslocamentos horizontais não se concentrassem na base do aterro, onde estão localizados os elementos de fundação.

5.3.7 Esforços nos elementos de fundação da ponte

O comportamento de deslocamento dos elementos de fundação da ponte pode ser avaliado com o comparativo das leituras topográficas da cabeça das estacas com o resultado da modelagem numérica. As informações referentes as leituras topográficas são do momento em que a empresa iniciou a preparação para a concretagem do bloco de coroamento (abril de 2016). Ou seja, nesse momento o aterro já havia sido executado, porém nem todo o recalque havia ocorrido ainda.

Esse deslocamento medido em campo (Figura 100), no entanto, é referente à diferença com o projeto e não com a situação inicial das estacas cravadas, uma vez que não foi emitido o boletim de cravação com os dados após a execução.

Figura 100 Movimentação da cabeça das estacas medida em campo [cm]

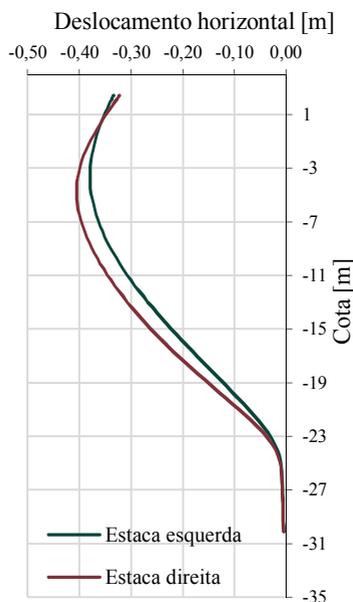


Fonte: Adaptado de Prosul (2017).

Notam-se valores bastante dispersos, mesmo para estacas posicionadas na mesma configuração geométrica. Com relação ao sentido dos vetores, mostraram-se coerentes em relação ao esperado, indicando uma movimentação predominante no sentido da ponte (oposta ao aterro) e uma de menor magnitude na direção da rodovia existente. Esta última pode ser decorrente do maior recalque ocorrer na região mais afastada da BR já implantada, dada a influência dela no adensamento das camadas de argila próximas.

A deformação para o par de estacas considerado na modelagem também no momento antes da concretagem do bloco, resulta em (Figura 101):

Figura 101 Deslocamento horizontal para o par de estacas no momento antes da concretagem do bloco



Fonte: Da autora.

O comportamento registrado pela modelagem indica o engastamento na base da estaca, devido ao embutimento na camada mais resistente. No topo, o modelo resultou num comportamento próximo ao livre, como esperado.

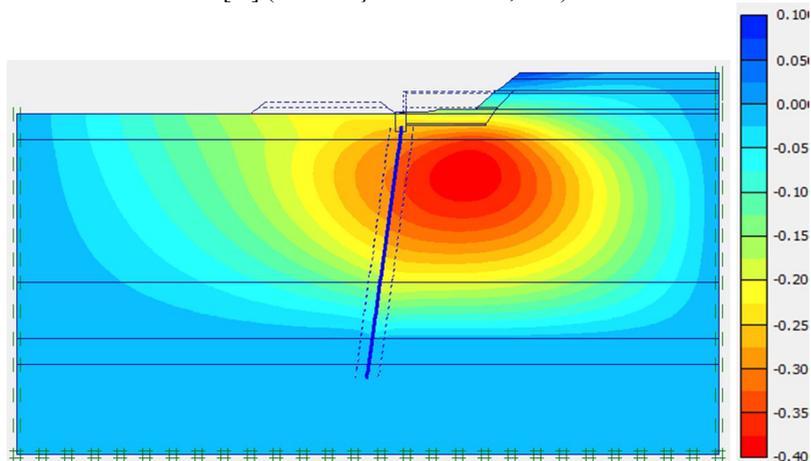
Verifica-se que a movimentação no topo das estacas é um pouco deferente das registradas pelas medições. No entanto, a comparação de

valores tendo como base medidas no topo das estacas é muito complexa. Isso porque o comportamento desses elementos estruturais, quando próximos à superfície, é extremamente influenciado pelas características do solo no qual estão embutidos, visto que ainda não se considerou o engastamento pelo bloco ou pelas longarinas. O solo em questão foi considerado como uma camada única, porém é destacável sua heterogeneidade, descrita no próprio boletim de sondagem. Ciclos de variação do nível d'água e material proveniente do aterro da BR-470 atual contribuem para formação de uma camada bastante difícil de ser avaliada quanto ao seu comportamento. Ademais, a estimativa dos parâmetros elásticos e geotécnicos foi realizada com base em correlações ou dados da literatura, sendo este último um recurso bastante incerto já que não é um material homogêneo. Ainda, é válido destacar que as próprias medidas de campo podem não refletir a real movimentação das estacas, pois os valores apresentados contém também o erro de locação da execução

Para ambas as estacas avaliadas no Plaxis, o deslocamento medido foi na mesma ordem de grandeza. A estaca da direita apresenta um deslocamento levemente maior. Em comparativo com os dados da topografia, é difícil afirmar se isso foi o que ocorreu, pois analisando os pares de estaca, os deslocamentos podem ser muito parecidos, maiores para a estaca da direita ou da esquerda.

No entanto, pelo comportamento informado pela topografia notadamente a estaca atuando sozinha em uma seção possui deslocamento maior. Esse resultado não ocorre na modelagem numérica. Nesta, os resultados das deformações são muito similares para cenários com duas estacas ou com apenas uma estaca (Figura 102).

Figura 102 Análise das deformações horizontais do solo, considerando apenas uma linha de estacas [m] (deformação máxima=0,44m)



Fonte: Da autora.

Esse comportamento leva a interpretação de que a rigidez das estacas informada ao programa não foi significativa a ponto de influenciar nas deformações decorrentes da carga do aterro. Assim, o programa interpreta a movimentação do solo como uma massa única, com deslocamento igual para os cenários descritos.

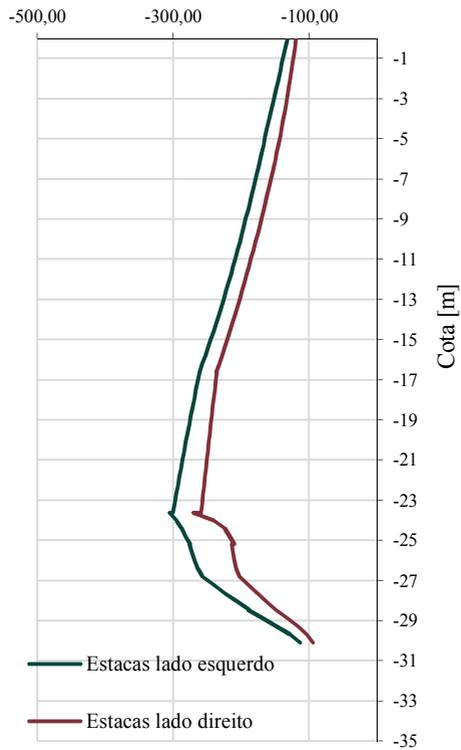
O comportamento esperado com a presença de estacas próximas à saia do aterro seria a diminuição do deslocamento horizontal, justamente pela inserção de um elemento rígido na camada mole. Essa diferença foi estudada por exemplo por Ely (2008), onde de fato se observou a influência das estacas no deslocamento horizontal. Contudo, vale ressaltar que a autora considerou um comportamento engastado para o topo das estacas, o que seria o esperado para situações em que se tem, por exemplo, longarinas ou outros elementos estruturais já instalados. Este não é o caso do cenário apresentado nesta pesquisa e, portanto, o fato de as estacas não restringirem a movimentação do subsolo seria o comportamento esperado.

Apesar de a magnitude dos deslocamentos ser diferente que as informadas pela fiscalização da obra, não se acredita que o deslocamento horizontal do solo tenha sido muito maior do que o estimado pelo programa. Isso porque o solo movimentou-se livremente, sem a restrição de um elemento de elevada rigidez que contivesse sua movimentação. O modelo final resultou em uma massa única que aferiu

comportamentos semelhantes às estacas tipo *A*, *B* e *C*, na ordem de 0,3m no topo. Em termos de valores médios, ter-se-ia pela topografia: *A*: 0,25cm, *B*: 0,33cm e *C*: 0,51cm. As estacas tipo *C* foram as que apresentaram maior diferença de comportamento. Contudo, vale ressaltar que as magnitudes indicadas na Figura 100 não se referem apenas ao eixo da rodovia. Analisando os vetores decompostos apenas nesse eixo, os valores obtidos pelo Plaxis são aceitáveis e até superiores para as estacas *A* e *B*.

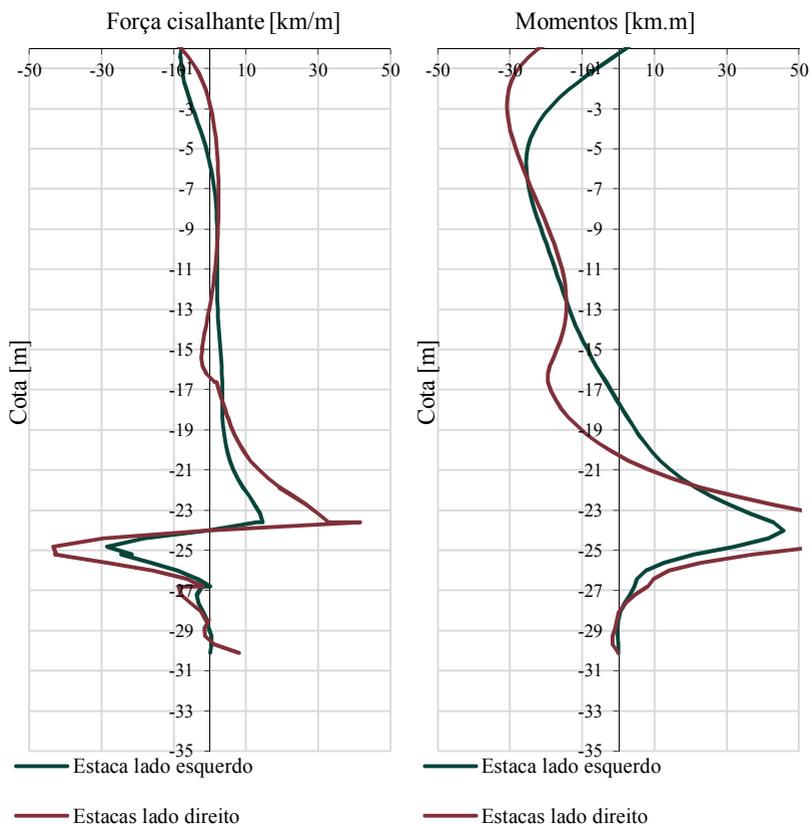
Dessa forma, considerou-se válida a verificação de forma preliminar para os esforços atuantes no grupo de estacas por meio da modelagem numérica. Os resultados para os esforços axiais, cisalhantes e momentos totais, considerando a influência do aterro executado e do posterior aterro com EPS, podem ser observados nas Figuras 103 e 104.

Figura 103 Força axial nas linhas de estacas consideradas
Força axial [km/m]



Fonte: Da autora.

Figura 104 Força cisalhante e momento fletor das linhas de estacas consideradas



Fonte: Da autora.

Uma melhor avaliação do modelo, para verificação de cada estaca individualmente seria considerar a possibilidade de movimentação das estacas de forma independente ao solo. Este comportamento infelizmente não é possível prever na modelagem 2D, no qual o solo não flui lateralmente às estacas.

No entanto, assume-se que pequenas deformações devem ser admitidas pelas estacas, uma vez que na prática a cravação não garante a equivalência com o estabelecido em projeto e a linearidade não seja garantida em sua totalidade. O deslocamento médio encontrado na modelagem corresponde a menos de 1% do comprimento total da estaca.

Para obtenção do fator de segurança real das estacas, após a construção dos aterros, verificações mais precisas devem ser realizadas pelo projetista estrutural da ponte. Com simulação numérica, adotando um modelo estrutural com a superposição dos esforços das cargas de serviço e das solicitações devido às deformações do solo.

6 CONCLUSÕES

A construção de aterros sobre solos moles mostra-se como um tema de bastante relevância na engenharia geotécnica. A ampliação da malha viária e a crescente urbanização fazem com que, cada vez mais, regiões de solo com baixa capacidade de suporte sejam requisitadas para a instalação de obras de infraestrutura. Sobretudo no Brasil, onde ao longo de toda região costeira existem abundantes depósitos de argilas moles.

Dessa forma, o estudo do subsolo é essencial para o entendimento e a previsão de seu comportamento frente a possíveis solicitações. Aterros sobre solos compressíveis em encontros a pontes ou viadutos apresentam uma problemática ainda mais complexa dada a possibilidade de ocorrência do efeito Tschbotarioff. Para a região do rio Luís Alves, na duplicação da BR-470, o estudo do aterro de complementação no encontro à ponte possibilitou a verificação da validade de utilização de materiais leves no corpo do aterro como forma de solução geotécnica para o problema descrito.

O perfil estratigráfico, obtido por meio da análise dos boletins de sondagem, indica a presença de uma camada de argila mole de aproximadamente 20m. A essa camada, fez-se uma interpretação mais detalhada, pois é nela que ocorrem as maiores deformações horizontais e verticais.

A modelagem numérica apresentou-se como uma ferramenta importante para a interpretação e previsão do comportamento do solo. No entanto, é preciso que se realize um estudo cuidadoso para que se garanta a confiabilidade dos parâmetros geotécnicos inseridos em *softwares* de elementos finitos. Sobretudo os parâmetros elásticos e de permeabilidade apresentaram-se como os mais complexos de serem analisados e confirmados quanto à validade de sua utilização.

Dessa forma, a qualidade da investigação geotécnica é essencial para que os resultados da modelagem não sejam interpretados precipitadamente de forma incorreta. A escolha dos modelos de comportamento para cada material é também relevante para a finalidade da interpretação realizada.

Embora muitas correlações tenham sido empregadas e os resultados tenham se mostrado coerentes após a modelagem, é válido destacar que o uso de equações para obtenção de parâmetros geotécnicos deve ser sempre realizada de forma criteriosa, avaliando sua aplicabilidade em cada situação. A obtenção de parâmetros indiretos nunca deve ser priorizada em detrimento de se realizar ensaios de campo

e laboratório em número suficiente e de boa qualidade. O comparativo dos resultados de correlações com resultados de ensaios, por sua vez, torna-se muito valioso para verificação e validação do que foi proposto pelos autores e para estimativa da distribuição do comportamento geotécnico ao longo de um perfil.

Em relação ao resultado da modelagem, o estudo em questão auxilia na constatação de que o efeito da sobrecarga assimétrica tem influência no comportamento dos elementos de fundação localizados próximos à base do talude do aterro. Apesar de a modelagem ter sido realizada em duas dimensões, a simulação de uma seção constante permitiu estimar não apenas a magnitude do deslocamento máximo nas estacas, mas também a distribuição dos deslocamentos e esforços ao longo do perfil desses elementos.

A solução proposta com o uso de EPS mostrou-se bastante satisfatória, tanto em termos de estabilidade quanto em termos de deformação. A redução da magnitude dos recalques previstos após a construção do aterro de complementação foi bastante significativa quando comparada a um aterro tradicional. Da mesma forma, os deslocamentos horizontais nos elementos de fundação são muito menores, principalmente pela ação da berma de equilíbrio, que reduz o efeito de sobrecarga assimétrica.

No entanto, independentemente dos resultados obtidos nas etapas de projeto, seja por equilíbrio limite, no caso de verificação de estabilidade, ou por elementos finitos, é necessário que se faça o monitoramento da obra com frequência e qualidade de informações. A instrumentação e o acompanhamento por profissionais capacitados auxiliam na verificação das premissas adotadas em projeto e permitem a retroanálise dos modelos.

Ademais, a problemática analisada neste estudo ressalta a importância da integração entre a engenharia geotécnica e a engenharia estrutural de fundações. A sequência executiva deve, portanto, respeitar as premissas realizadas pelos projetistas, verificando se a fundação foi dimensionada para o efeito da sobrecarga da construção do aterro ou se deve ser executada apenas após a consolidação do solo.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Avaliação estrutural do desempenho das estacas considerando os efeitos da sobrecarga assimétrica e as cargas de projeto;
- Realização de ensaios triaxiais do tipo CU que permitam a obtenção do ângulo de atrito para as camadas argilosas e comparativo com os parâmetros adotados na pesquisa;
- Inserção dos elementos drenantes que simulem com maior precisão os geodrenos, permitindo assim a calibração do modelo quanto às permeabilidades observadas.
- Modelagem dos cenários descritos, com mesmas etapas e parâmetros geotécnicos, em simulação 3D. Comparação com o modelo 2D dos deslocamentos resultantes no solo e, principalmente, nas estacas, que poderão ser inseridas com sua geometria e rigidez real;
- Simulação da ruptura para obtenção do fator de segurança em elementos finitos e comparação do resultado com o método tradicional de equilíbrio limite;
- Acompanhamento do monitoramento de campo e verificação com o previsto pelo método de elementos finitos.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo – Análise granulométrica**, 1984. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR10905. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Ensaio de Palheta in Situ**, 1989. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR12007. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional**, 1990. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR12069. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT)**, 1991. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR6118. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**, 2014. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR6120. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, 1980. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e execução de fundações**, 1996. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Determinação do Limite de Liquidez**, p. 6, 1984. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio**, 2001. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**, 1984. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Determinação do Limite de Plasticidade**, 1984. Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M. S. S. Aterros sobre solos moles – da concepção à avaliação de desempenho. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2014.

ARELLANO, D. Preliminary design procedure for EPS-block geofabric lightweight fill in levees overlying soft ground. 27th Annual Association of State Dam Safety Officials Conference. Anais..., Seattle Washington. 2010.

ASAOKA, A. *Observational Procedure of Settlement Prediction*. **Soil and Foundation**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 18.n. 4 p. 87-101.1978. Apud BARAN (2014).

ASHA, B. S.; RAM RATHAN LAL, B.; PADADE, A. H.; MANDAL, T.; MANDAL, J. N. **Emerging Trends in Ground Improvement Techniques**. GeoCongress, Anais... 2012, California, United States of America.

AVESSANI NETO, J. O.; BUENO, B. S. Caracterização do comportamento geotécnico de amostras de EPS por meio de ensaios de laboratório. **Geotecnia**, v. 115, p. 81-100, 2009.

BARAN, K. R. **Propriedades Geotécnicas de Compressibilidade de uma Argila Mole de Itajaí-SC**, 2014. Florianópolis, Brasil: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. Brasília: 21ª ed. Experimental. UNB. 1999. 700p.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (Collapsible, expansive and other). Proceedings 8th ICSMFE, Moscow. **Anais...** . v. 3(4), p.111–159, 1973.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações: Fundamentos**. LTC. Rio de Janeiro, RJ. 6ªed, 1967

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR:6118/2014**. 4ªed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33(3), p. 488–498, 1996.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONTESSI, R. J. **Borehole Shear Test: uma comparação com o ensaio de Cisalhamento Direto**. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2016.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7º ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DIENSTMANN, G. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande – RS**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul -UFRGS. Porto Alegre, 2011.

DNER. **Departamento Nacional de Estradas de Rodagem/Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de Projeto e Execução de Aterros sobre Solos Moles**. Rio de Janeiro: Relatório RJ. 4218/072-B, 1990.

DNER. **Departamento Nacional de Estradas de Rodagem/Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Norma Rodoviária DNER-PRO 381/98, Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Rio de Janeiro: 1998.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. **Projeto básico e executivo para duplicação e restauração da pista existente, implantação de ruas laterais, recuperação /reforço / reabilitação e construção de oae na rodovia BR470/SC**. Florianópolis, 2013.

DUNCAN, J. M.; BUCHIGNANI, A. L. **An Engineering Manual for Settlement Studies**. Berkeley, University of California, 1976.

EDO. EPS Construction Method Development Organization. **Apresentação**. Oficina da Prefeitura de Nagano. Japão. 2010.

ELRAGI, A. F. **Selected engineering properties and applications of EPS geofom**. Softoria: 2006. College of Environmental Science and Forestry, Syracuse, New York, 2000.

ELY, D. M. **Esforços devidos a sobrecargas assimétricas no encontro norte da ponte sobre o rio Paulo Lopes – Duplicação da BR-101**. 2008. 76p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2008.

ESPÍNDOLA, M.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz. Florianópolis**. 2011. 213f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis 2011.

FERNANDES, I. S.; TRICHÊS, G. **Contribuição à caracterização do comportamento mecânico da camada de brita graduada “in situ”**. Sem data. Disponível em: <<http://rodoviasverdes.ufsc.br/files/2010/03/CONTRIBUI%C3%87%C3%83O-%C3%80-CARACTERIZA%C3%87%C3%83O-DO-COMPORTAMENTO-MEC%C3%82NICO-DA-CAMADA-DE-BRITA-GRADUADA-%E2%80%9CIN-SITU%E2%80%9D.pdf>> Acesso em dezembro de 2017.

FUTAI, M. M. **Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. 2010. Tese de livre docência (Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

GERDAU. Catálogo de perfis estruturais. Catálogo do fabricante. Disponível em: < <https://www.gerdau.com/pt/produtos/perfis-estruturais-gerdau#ad-image-0>> Acesso em: outubro de 2017.

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1963. Apud CINTRA & AOKI (2010).

GOOGLE. Google Earth. Version 7.3.1. Disponível em: <<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Consultas realizadas em 2017.

GRANDO, A. **Propriedades e parâmetros geotécnicos de depósitos com argilas moles de Santa Catarina**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis 2016.

GRIZENDI, L. RICCIO, M. **Numerical analyses of piled embankment: efforts on concrete piles under asymmetric loadings**. XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering. Anais... Florianópolis, 2017.

INSULFOAM, Geofoam – A Light Weight Fill Alternative. 2013. Disponível em: < <https://goo.gl/FMnjm4>> Acesso em outubro de 2017.

KAHLSTRÖM, M. **Plaxis 2D comparison of Mohr- Coulomb and Soft Soil material models**, 2013. Master's thesis. Luleå University of Technology. Luleå, Swedish, 2013.

KULHAWY, F.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundations Design**. Ithaca, NY: Cornell University, 1990.

LADD, C. C.; DEGROOT, D. J. Arthur Casagrande Lecture - Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. **Anais...** . p.55, 2003.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. **Blackie Academic & Professional**, p. 352, 1997.

Maccarini, M.. **Construção de aterro sobre solos moles com utilização de EPS**. 2013. Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Disponível em: < <https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/geosul2013criciuma/2013-maccarini.pdf>> Acesso em: agosto de 2017.

MACCARINI, M. **Projeto Geotécnico complementação do aterro de encontro, lado oeste, da ponte sobre o rio Luís Alves, na duplicação da BR-470**. Florianópolis. 2017. Relatório Técnico Parcial.

MAGNAN. J.; DERROY. J.M. *Analyse graphique des Tassement Observés sous les ouvrages*. **Bull- Liaison Laboratoire des Ponts e Chusés**. 109. Paris. P-9-21. 1980. Apud BARAN (2014).

MAGNANI, H. O. **Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura**, 2006. Rio de Janeiro, Brasil: Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.

MANASSERO, M.; DOMINIJANNI, A.; FOTI, S.; MUSSO, G. **Coupled phenomena in environmental Geotechnics**. Taylor & Francis Group, London: 2013.

MARTINS, I. S. M. **Notas de aula - Programa de pós graduação**. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro, 2017.

MASSAD, F. **Solos Marinhos da Baixada Santista - Características e Propriedades Geotécnicas**. 2^o ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MASSOCCO. N. S. **Determinação de Parâmetros de compressibilidade e resistência não drenada de argila mole – Estudo de caso**. 2013. 114p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2013.

MELLO, V. F. B. **The standard penetration test**. Panamerican Conference on soil mechanics and foundations engineering. Anais... Porto Rico, 1971.

MIKI, G. Ten year history of EPS method in Japan and its future challenges. Bengt B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering. **Anais...**Singapore, 1995.

NEGUSSEY, D.; ELRAGI, A. **EPS Geofom, an Overview**. Internal Re-port AE1-00, Geofom Research Center, Syracuse University, Syracuse, New York, 2000.

NRRL. **Norwegian Road Research Laboratory Expanded Polystyrene used in Road Embankment – Design, Construction and**

Quality Assurance. Norwegian Directorate of Public Roads, Oslo/Norway. 1992.

OLSON, R. E. Settlement of Embankments on Soft Clays (The Thirty-First Terzaghi Lecture). **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124(4), p. 278–288, 1998. American Society of Civil Engineers.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palleta. **Solos e Rochas**, v. 9(2), p. 33–45, 1986.

PACHECO, M. P. **Considerações sobre a Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas – NBR 11682/2006.** Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE. Palestra. Florianópolis, 2017.

PERBONI. J. P. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles – caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR-381).** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Ouro Preto-UFOP. Ouro Preto, 2003.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3^o ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PLAXIS. Plaxis – Material Models Manual. Disponível em: <<https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>> Acesso em agosto de 2017.

POULOS. H. G.; DAVIS. E. H. **Pile Foundation Analysis and Design.** Canadá: Rainbow-Bridge Book Co. 1980. 410p.

POULOS. H. G.; DAVIS. E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics.** New York: John Wiley & Sons, 1974.

PROSUL. Prosul – engenharia - Projetos, Supervisão e Planejamento. Acervo técnico. Disponibilizado em 2017.

PROSUL. Prosul – engenharia - Projetos, Supervisão e Planejamento. Relatório da duplicação da rodovia BR-470 – Lote 2. 2012. Acervo técnico. Disponibilizado em 2017.

ROBERTSON, P. K. Estimating In-Situ Soil Permeability From CPT and CPTu. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. **Anais...** . p.8, 2010. Huntington Beach, California.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46(11), p. 1337–1355, 2009.

ROBERTSON, P. K. Soil Classification Using the Cone Penetration Test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, p. 151–158, 1990.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., et al, 1986, **Use of piezometer cone data**. In: Proceedings of ASTM Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp. 1263-1280, Blacksburg.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. California: Gregg Drilling & Testing, Inc.: 2014. 6ª ed.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; WIGHTMAN, A. SPT-CPT Correlations. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, v. 109(11), p. 1449–1459, 1983.

RYLTENIUS, A. **FEM modelling of piled raft foundations in two and three dimensions**, 2011. Master's dissertation. Lund University. Lund, Sweden, 2011.

SCHMIDT. C. A. B.; **Uma análise de recalque pelo método de Asaoka modificado com enfoque probabilístico**. 1992. 507p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro- UFRJ. Rio de Janeiro. 1992.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo**. 2º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações na Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos. 2000. 189p. Apud BARAN (2014).

SENNESET, K.; SANDVEN, R. JANBUN. *Evaluation of the soil parameters from piezocone tests*. In: SEMINAR ON IN-SITU TESTING. 1992. Lisboa. **Anais...** Lisboa:1992. Apud BARAN (2014).

SEVERI, A. A.; BALBO, J. T.; RODOLFO, M. P.; SESTINI, V. M.; PRIETO, V. **Verificação à Fadiga de Revestimentos Asfálticos e Bases Cimentadas**. Programa Pavimentos Asfálticos v. 1.0. São Paulo, 2010.

SPI. **Stylite Voidfill (Embankments)**. Disponível em <http://www.styrene.biz/view_full_product/stylite-voidfill-embankments/21.html>. Acesso em janeiro de 2018.

STARK, T. D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J. S.; LESHCHINSKY, D. (2004). **Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments**. NCHRP Web Document 65 (Project 24-11). TRB of the National Academies (<http://www.national-academies.org>)

STARK, T.D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J.S.; LESHCHINSKY, D. Guideline and Recommended Standard for Geofoam Applications in Highway Embankments. NCHRP Report 529, Disponível em: <http://trb.org/publications/nchrp/nchrp_rpt_529.pdf>. Acesso em setembro de 2017.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 15(4), p. 273–286, 1985.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N. A. Análise. Projeto e Execução de Fundações Rasas. In:_____; HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES.

J.L.; FROTA. R.G.Q.;CARVALHO. C.S.; NIYAMA.S.(Coord). **Fundações – Teoria e Prática**. 2d.São Paulo: Ed. Pini São Paulo.1998. p.227-264.

TEIXEIRA. L. M. **Análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encosta**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

USACE, Corpo de engenheiros do exercito Americano. **Geotechnical Investigations**. 2001. Disponível em: <http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-1-1804.pdf> Acesso em julho de 2017.

VALERIM JR, V. **Análise e dimensionamento de um aterro sobre solos moles – lote 29 – BR-101-Sul: estudo de caso**. 2010. 113p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC. Criciúma, 2010.

VAN DORP, T. Expanded Polystyrene Foam as Light Fill and Foundation Material in Road Structures. International Congress on Expanded Polystyrene. **Anais...** Milan, Italy, 1988. Apud ELRAGI (2006).

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.