

LUIZ EDUARDO MONTEIRO MARCELINO

Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos.

São Paulo

2022

LUIZ EDUARDO MONTEIRO MARCELINO

Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos.

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Engenharia Geotécnica
Orientador: Prof. Dr. Façal Massad

São Paulo
2022

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 11 de maio de 2022

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Marcelino, Luiz Eduardo Monteiro

Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos. / L. E. M. Marcelino -- versão corr. -- São Paulo, 2022.
159 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Engenharia civil 2. Engenharia de estruturas e fundações 3. Fundações (engenharia) 4. Fundações por estacas I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estrutura e Geotécnica. II.t.

MARCELINO, L. E. M. São Paulo. Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos. 2022. (Mestrado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

ATA DE DEFESA

Nome: **MARCELINO, Luiz Eduardo Monteiro**

Título: **“Efeito de Tschebotarioff em estacas: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos.”**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Aprovado em: **18/04/2022**

Banca Examinadora

Prof. Dr. **Faiçal Massad**
Instituição: **Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP)**
Julgamento: **Aprovado**

Prof. Dr. **Francisco Resende Lopes**
Instituição: **COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ)**
Julgamento: **Aprovado**

Prof. Dr. **Maurício Abramento**
Instituição: **Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP)**
Julgamento: **Aprovado**

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente à minha esposa, Carla, por dividir comigo todos os momentos de sua vida e permitir que eu faça o mesmo. Agraço também por toda a torcida e incentivo, os quais me motivaram em busca deste objetivo.

Agradeço à minha família, em especial, à minha avó, Maria, e à minha mãe, Fátima, pelo amor incondicional e por estarem, mesmo que distantes, presentes em minha vida.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Dr. Faiçal Massad, pelo qual possuo muito apreço e admiração, pela atenção e por todos os ensinamentos transmitidos durante a realização desta Pesquisa.

Por fim, agradeço à Escola Politécnica da USP, em nome da qual agradeço todos os professores, funcionários e alunos, pela oportunidade de fazer parte da sua história.

"Sei que meu trabalho é uma gota no oceano,
mas sem ele o oceano seria menor."
(Madre Teresa de Calcutá)

“Seja a pessoa que seu cachorro pensa que você é.”

RESUMO

Estacas inseridas em camadas de solo compressível sofrem solicitações de empuxos horizontais por ocasião da existência de cargas assimétricas, fenômeno conhecido como *efeito de Tschebotarioff*. O pesquisador que dá nome a esse fenômeno foi o primeiro a descrever que a ação de uma sobrecarga assimétrica em um solo argiloso implicará em um deslocamento horizontal, e, posteriormente, um adensamento dessa camada, o que induzirá a solicitações nas estacas. Desde então, outras pesquisas e contribuições sobre o tema têm sido publicadas, a fim de auxiliar na previsão de comportamento das estacas submetidas a esse efeito. Nesse contexto, este trabalho visa comparar resultados de monitoramento obtidos em campo por meio de instrumentação com os resultados de metodologias semiempíricas encontradas na literatura acerca do tema. Ademais, serão realizadas modelagens numéricas de dois casos reais no software de elementos finitos Sigma/W a fim de comparar os resultados obtidos com as leituras dos instrumentos e com os esforços estimados por meio de metodologias semiempíricas disponíveis na literatura.

Palavras chave: efeito de Tschebotarioff; estacas passivas; esforços horizontais; fundações; solos moles.

ABSTRACT

Piles inserted in layers of compressible soil are subjected to horizontal loads due to the existence of asymmetric surcharges on surface. This phenomenon is known as the Tschebotarioff effect. The researcher who gives the name to this phenomenon was the first to describe that the action of an overload on a clay deposit will imply a horizontal displacement, and, subsequently, a settlement of this layer, which will induce stresses in the piles. Since then, others researches and contributions on the topic have been published, to assist in predicting the behavior of piles subjected to this effect. In this context, this work aims to compare monitoring data with the results of models found in the specialized literature. In addition, numerical modeling of two real cases will be modeled in the Sigma / W, which is a finite element software, to compare the results with the values measured in field by instrumentation and those estimated from semiempirical approaches.

Key words: Tschebotarioff effect; passive piles under horizontal loads; foundations; soft clays.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 - Exemplos do efeito de Tschebotarioff.	25
Figura 2-2 - Proposta de Tschebotarioff: (a) situação em que a estaca pode ser considerada engastada no bloco; (b) esquema de cálculo para esse caso; (c) situação em que a estaca deve ser considerada bi rotulada.	27
Figura 2-3 – Determinação de α	29
Figura 2-4 – Condições de apoio no método de De Beer e Wallays.....	30
Figura 2-5 – (a) Perfil típico do subsolo de Amsterdã. (b) Classificação dos materiais de acordo com o ábaco de Robertson (1990).	36
Figura 2-6 – Relação entre o índice de plasticidade (I_P) e o limite de liquidez (w_L) de alguns sedimentos holandeses.	38
Figura 2-7 – Gráficos do limite de liquidez (w_L) em função a) da perda na ignição (N) e b) do teor de umidade (w_0).	38
Figura 2-8 – Correlação entre o índice de compressão (C_c) e a umidade (w) para as turfas holocênicas holandesas.	40
Figura 2-9 - Correlação entre o índice de compressão (C_c) e a umidade (w) para as argilas holocênicas holandesas.	40
Figura 2-10 – Correlação entre (σ'_{vm}) e (e_0) para as turfas holocênicas holandesas.	43
Figura 2-11 - Correlação entre (σ'_{vm}) e (e_0) para as argilas holocênicas holandesas.	44
Figura 2-12 – Correlação entre S_u e σ'_{v0} para turfas ao norte de Amsterdã.	44
Figura 2-13 – Perfil obtido no CPTu, comportamento do solo e estimativa de (S_u).	45
Figura 2-14 – Perfil de q_{net} obtido no CPTu e S_u a partir de vane test.	46
Figura 2-15 – (k_v) obtida no ensaio de adensamento de carga incremental em função do índice de vazios (e) para turfas holandesas.	47
Figura 2-16 - (k_v) em função (e_0).	47
Figura 2-17 - Comportamento tensão deformação de alguns modelos constitutivos (a) Linear-elástico, (b) Elastoplástico linear, (c) Hiperbólico, (d) Cam-clay.	50
Figura 2-18 – Analogia entre a variação de volume de uma amostra inicialmente sobreadensada e o comportamento elastoplástico com endurecimento.	52
Figura 2-19 – Parâmetros do modelo Cam-clay	53
Figura 2-20 – Curvas de plastificação – (a) Cam-clay (b) Cam-clay modificado.	55

Figura 2-21 – Gráfico de Osterberg para a determinação de tensões junto ao pé de aterro.	58
Figura 2-22 – Variáveis envolvidas na solução de Gray (1936).....	59
Figura 2-23 – Estaca submetida a uma força transversal H aplicada no topo.	61
Figura 2-24 – Curvas p-y típicas de argilas moles sob carregamento estático.	63
Figura 2-25 – Vista lateral e planta esquemática do experimento.	65
Figura 2-26 – Instalação dos extensômetros nos perfis metálicos.....	65
Figura 2-27 - Momento fletor nas estacas em função da distância do aterro.....	66
Figura 2-28 – Variação entre os momentos fletores máximos e o excesso de poropressão na camada de argila mole abaixo da camada de turfa nas proximidades das estacas.....	67
Figura 2-29 – Deslocamentos horizontais medidos no inclinômetro 4.	68
Figura 2-30 - Estratigrafia do subsolo, densidade in situ, teor de umidade volumétrico e resultado do ensaio CPT.....	70
Figura 2-31 – Planta e seções esquemáticas (a escala apresentada se refere à planta).....	73
Figura 2-32 – Momentos fletores medidos nas estacas I e II.....	73
Figura 2-33 – Reações horizontais medidas nas estacas I e II.....	74
Figura 2-34 – Estratigrafia do subsolo, densidade in situ, teor de umidade volumétrico e resultado do ensaio CPT.....	75
Figura 3-1 - Modelo numérico – Estaca a 30m do pé do aterro – Caso 1.....	80
Figura 3-2 - Modelo numérico – Estaca a 25m do pé do aterro – Caso 1.....	81
Figura 3-3 - Modelo numérico – Estaca a 20m do pé do aterro – Caso 1.....	82
Figura 3-4 - Modelo numérico – Estaca a 15m do pé do aterro – Caso 1.....	83
Figura 3-5 - Modelo numérico – Estaca a 10m do pé do aterro – Caso 1.....	84
Figura 3-6 - Modelo numérico – Estaca a 5m do pé do aterro – Caso 1.....	85
Figura 3-7 – Detalhe de malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico – Caso 1.	90
Figura 3-8 - Momentos fletores máximos medidos em campo e obtidos no modelo numérico – Caso 1.....	92
Figura 3-9 – Diagramas de momento fletor obtidos a partir do modelo numérico para diferentes distâncias entre a estaca e o pé do aterro – Caso 1.....	93

Figura 3-10 – Perfil de deslocamento, gradiente de deslocamento, momento fletor, esforços cortantes e empuxo horizontal na estaca quando o aterro dista 5 m da estaca – Caso 1.	95
Figura 3-11 – Perfil de momento fletor e tensões horizontais na estaca (σ_{h0} – Tensão inicial, geostática; σ_{hf} – Tensão horizontal final).	96
Figura 3-12 - Comparação entre as curvas p-y das camadas de turfa, argila mole (SA) e argila mole (NA).	98
Figura 3-13 – Relação entre o excesso de poropressão próximo às estacas com o momento fletor máximo medido e obtido no numericamente – Caso 1.	99
Figura 3-14 – Comparação entre os deslocamentos horizontais medidos por instrumentação e obtidos no modelo numérico – Caso 1.	101
Figura 3-15 - Carregamento e diagrama de momentos fletores na estaca, quando essa dista de 5m do pé do aterro – Método de Tschebotarioff (1974) – Caso 1.	103
Figura 3-16 - Carregamento e diagrama de momentos fletores – Método de Wenz (1963) – Caso 1.	106
Figura 3-17 – Valor de α para o caso em que a distância entre a estaca e o pé do aterro é igual a 5m – Caso 1.	107
Figura 3-18 – (σ'_{v0}) em função da profundidade na condição inicial – Caso 1.	108
Figura 3-19 - Carregamento e diagrama de momentos fletores – Método de De Beer e Wallays – Caso 1.	108
Figura 3-20 – Modelo numérico – Estaca I – Etapa Final – Caso 2.	111
Figura 3-21 - Modelo numérico – Estaca II – Etapa Final – Caso 2.	112
Figura 3-22 – Detalhe da malha de elementos finitos utilizada no modelo. (a) Estaca I; (b) Estaca II – Caso 2.	117
Figura 3-23 - Comparação entre os momentos fletores do modelo numérico e os dados de experimentais - Estaca I – Caso 2.	120
Figura 3-24 - Comparação entre os momentos fletores do modelo numérico e os dados de experimentais - Estaca II – Caso 2.	121
Figura 3-25 - Momentos máximos na Estaca I - Numérico de campo – Caso 2.	122
Figura 3-26 - Momentos máximos na Estaca II - Numérico de campo – Caso 2. ...	123
Figura 3-27 - Perfil de deslocamento, gradiente de deslocamento, momento fletor, esforços cortantes e empuxo horizontal na estaca localizada no pé do aterro (Pile II) – Caso 2.	124

Figura 3-28 - Perfil de momento fletor e tensões horizontais na estaca (σ_{h0} – Tensão inicial, geostática; σ_{hf} – Tensão horizontal final).	126
Figura 3-29 – Comparação entre as curvas p-y das camadas de a) Turfa e b) Argila Mole.	128
Figura 3-30 – Variação do momento fletor máximo nas estacas I e II durante 6 meses após a última etapa de alteamento – Caso 2.	129
Figura 3-31 – Comparação entre as reações horizontais obtidas pelo modelo numérico e medida experimentalmente em campo – Caso 2.	129
Figura 3-32 – Carregamento e diagrama de momentos fletores na Estaca II – Método de Tschebotarioff – Caso 2.	131
Figura 3-33 - Carregamento e diagrama de momentos fletores na Estaca II – Método de Wenz – Caso 2.....	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Correlações entre o índice de compressão (C_c) e o teor de umidade (w).	31
Tabela 2-2 – Valores típicos do módulo de deformabilidade não drenado (E) para alguns materiais.	32
Tabela 2-3 – Valores típicos de coeficiente de Poisson drenado (ν').....	33
Tabela 2-4 – Valores típicos de ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{ec}) e de pico (ϕ'_p).	34
Tabela 2-5 – Valores de massa específica aparente para os sedimentos holandeses.	37
Tabela 2-6 – Relação C_r/C_c e CR para as turfas holocênicas holandesas.....	41
Tabela 2-7 - Relação $(C_r)/(C_c)$ e (CR) para as argilas holocênicas holandesas.....	41
Tabela 2-8 – Valores de m e S e N_{kt} para os sedimentos holandeses.....	42
Tabela 2-9 – Taxa de crescimento de reação horizontal com a profundidade em solos compressíveis.....	62
Tabela 2-10 – Parâmetros geotécnicos disponíveis na publicação.	71
Tabela 2-11 – Parâmetros geotécnicos das camadas do subsolo.....	76
Tabela 3-1 – Etapas do modelo numérico no Sigma/W – Caso 1.	78
Tabela 3-2 – Estimativa do OCR das camadas compressíveis – Caso 1.	86
Tabela 3-3 - Parâmetros adotados na modelagem numérica – Caso 1.....	91
Tabela 3-4 - Momentos máximos na estaca – Método de Tschebotarioff (1974) e Tschebotarioff modificado – Caso 1.	104
Tabela 3-5 - Estimativa de (S_u) das camadas compressíveis – Caso 1.....	105
Tabela 3-6 - Momentos máximos na estaca – Metodologia de De Beer e Wallays (1972) – Caso 1.	109
Tabela 3-7 – Estimativa do (OCR) das camadas compressíveis – Caso 2.....	113
Tabela 3-8 – Resumo dos parâmetros adotados na modelagem numérica – Caso 2.	118
Tabela 3-9 - Momentos máximos nas estacas I e II – Método de Tschebotarioff (1974) e Tschebotarioff modificado – Caso 2.	132
Tabela 3-10 - Estimativa de (S_u) das camadas compressíveis – Caso 2.....	133

Tabela 4-1 – Comparação entre os momentos fletores máximos medidos em campo, no modelo numérico e a partir das metodologias semiempíricas para o Estudo de Caso 1.	136
Tabela 4-2 – Comparação entre os diagramas de carregamento horizontal do Caso 1 para a estaca a 5 m do aterro.	137
Tabela 4-3 - Comparação entre os momentos fletores máximos medidos em campo, no modelo numérico e a partir das metodologias semiempíricas para o Estudo de Caso 2.	138
Tabela 4-4 - Comparação entre os diagramas de carregamento horizontal do Caso 2 para a Estaca II (no pé do aterro).....	139

LISTA DE ABREVIATURAS

CAU	Ensaio triaxial não drenado e adensado anisotropicamente
FS	Fator de segurança
MEF	Malha de Elementos Finitos
NAL	“Normal Amsterdam Level”
NLD	Holanda
USP	Universidade de São Paulo
SPT	“Standard Penetration Test”
CPT	“Cone Penetration Test”
CPT _u	“Cone Penetration Test” com medida de poropressão
NA	Normalmente adensada (argila); nível d’água
SA	Sobreadensada (argila)
OCR	Razão de sobreadensamento (“Overconsolidation Ratio”)
SHANSEP	“Stress History and Normalized Soil Engineering Properties”

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA	21
1.2	JUSTIFICATIVA	21
1.3	MATERIAIS E METODOLOGIA	22
1.4	ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	EFEITO DE TSCHEBOTARIOFF	24
2.1.1	Generalidades	24
2.1.2	Contribuição de Tschebotarioff (1973).....	26
2.1.3	Contribuição de Wenz (1963)	28
2.1.4	Contribuição de De Beer e Wallays (1972).....	28
2.1.5	Outros pesquisadores	30
2.2	ESTIMATIVA E VALORES TÍPICOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	31
2.2.1	Coeficiente de compressão	31
2.2.2	Módulo de deformabilidade	31
2.2.3	Coeficiente de Poisson.....	33
2.2.4	Ângulo de atrito	33
2.2.5	Resistência não drenada	34
2.3	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SEDIMENTOS DA REGIÃO DE AMSTERDÃ, NLD	35
2.3.1	Aspectos gerais.....	35
2.3.2	Caracterização	36
2.3.3	Compressibilidade	39
2.3.4	História de tensões.....	41
2.3.5	Resistência não drenada	44
2.3.6	Parâmetros hidráulicos	46
2.3.7	Síntese dos parâmetros mais importantes utilizados nesta Dissertação	48
2.4	MODELAGEM NUMÉRICA	48
2.4.1	Modelos constitutivos dos solos	49
2.4.2	Modelo Cam-clay modificado	51
2.4.3	Modelagem numérica com o programa Sigma/W	55

2.5	TENSÕES INDUZIDAS POR UM ATERRO PELA TEORIA DA ELASTICIDADE	56
2.5.1	Solução de Osterberg.....	57
2.5.2	Solução de Gray.....	58
2.5.3	Estudos complementares sobre as tensões induzidas por um aterro	59
2.6	REAÇÃO DE SOLOS COMPRESSÍVEIS SOB CARREGAMENTOS TRANSVERSAIS	60
2.6.1	Comportamento linear	61
2.6.2	Comportamento não linear	62
2.7	ESTUDOS DE DOIS CASOS DISPONÍVEIS NA LITERATURA.....	64
2.7.1	Caso 1: Linha de 3 estacas paralelas ao perfil longitudinal de um aterro em Amsterdã	64
2.7.2	Caso 2: Linha de 2 estacas perpendicular ao perfil longitudinal de um aterro em Amsterdã.....	71
3	ESTUDOS DE DOIS CASOS.....	77
3.1	CASO 1: LINHA DE 3 ESTACAS PARALELAS AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ.....	77
3.1.1	Análise numérica.....	77
3.1.2	Métodos semiempíricos.....	102
3.2	CASO 2: LINHA DE 2 ESTACAS PERPENDICULAR AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ.....	109
3.2.1	Análise numérica.....	109
3.2.2	Métodos semiempíricos.....	130
4	RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	135
4.1	CASO 1: LINHA DE 3 ESTACAS PARALELAS AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ.....	135
4.2	CASO 2: LINHA DE 2 ESTACAS PERPENDICULAR AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ.....	137
5	CONCLUSÕES.....	141
5.1	SOBRE AS METODOLOGIAS UTILIZADAS.....	141
5.2	SOBRE OS PARÂMETROS ADOTADOS PARA OS SOLOS	142
5.3	SOBRE OS ESFORÇOS NAS ESTACAS	142
5.4	SOBRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO CASO 1	143
5.5	SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS	144

REFERÊNCIAS	145
ANEXO A - INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON NO VALOR DO ACRÉSCIMO DE TENSÃO HORIZONTAL	149
ANEXO B – COMPARAÇÃO ENTRE AS SOLUÇÕES DE OSTERBERG E GRAY NO ACRÉSCIMO DE TENSÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS.....	151
ANEXO C – COMPARAÇÃO ENTRE A SOLUÇÃO DE OSTERBERG (1957) E RESULTADOS DE MODELO NUMÉRICO PARA O ACRÉSCIMO DE TENSÃO VERTICAL DEVIDO A UM ATERRO	154
Anexo C.1 – Acréscimo de tensão vertical: solução de Osterberg (1957) e do modelo numérico com diferentes técnicas de modelagem.....	154
Anexo C.2 – Influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão vertical adotando um aterro de baixa rigidez e restringindo os deslocamentos horizontais no talude do aterro.....	157
Anexo C.3 - Influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão vertical simulando a sobrecarga do aterro com condições de contorno.....	158

1 INTRODUÇÃO

Estacas que atravessam camadas de solo compressíveis sofrem esforços transversais em profundidade quando se aplica um carregamento unilateral na superfície do terreno, decorrente de um aterro ou escavação. Esse fenômeno, o qual ocorre com frequência em fundações estacadas em solos moles, é conhecido como efeito de Tschebotarioff e foi descrito em 1962 pelo pesquisador e engenheiro civil russo Gregory P. Tschebotarioff. Esse autor verificou que, em camadas de materiais compressíveis, a ação de uma sobrecarga ocasionará o adensamento dessa camada, o que induzirá as solicitações nas estacas. Já em estacas instaladas em solos arenosos fofos, os esforços nas estacas são desprezíveis.

A estimativa correta dos esforços atuantes nas estacas faz parte do processo de elaboração do projeto executivo, já que esses esforços devem ser considerados no dimensionamento estrutural das estacas. Ademais, esses esforços são utilizados na verificação dos níveis de deformação desses elementos estruturais e as consequências dessa deformação na superestrutura.

No entanto, a avaliação desses esforços ainda é um problema para o qual a solução não é totalmente resolvida, o que pode ser justificado pelo fato de a ordem de grandeza desses esforços ser dependente de diversos fatores, como as características da camada de solo compressível, a magnitude da carga assimétrica, a rigidez relativa entre o solo e a estaca, a geometria do estaqueamento, entre outros. Isso dificulta a elaboração de modelos que levem em consideração todas as variáveis.

Outro fator justifica a inexistência de uma completa solução desse problema é a escassez de estudos acerca do tema. Publicações que apresentem, por exemplo, dados acerca da caracterização do subsolo e dos esforços nas estacas obtidos a partir de instrumentação não são abundantes na literatura técnica, o que dificulta a realização de estudos comparativos e a obtenção de correlações.

A despeito da complexidade do tema, alguns autores propuseram ao longo dos anos métodos semiempíricos para a estimativa dos momentos fletores nas estacas submetidas ao efeito de Tschebotarioff. No entanto, a aplicação desses métodos frequentemente resulta em grande dispersão, o que sugere a necessidade de mais estudos acerca do tema.

Nesse contexto, com o intuito de contribuir com a ampliação do conhecimento da comunidade técnica sobre o assunto, fez-se um estudo comparativo entre os momentos fletores a) obtidos por meio de instrumentação; b) estimados por meio de metodologias semiempíricas disponíveis; e c) modelos numéricos em elementos finitos em duas dimensões. Para tanto, foram utilizados os dados publicados por Heyman e Boersma (1961) e Heyman (1965), os quais mediram os esforços em estacas instrumentadas gerados devido à construção de aterros em um depósito compressível em Amsterdã.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

Este trabalho tem o objetivo de comparar valores medidos e calculados dos momentos fletores em estacas submetidas ao Efeito de Tschebotarioff. São apresentados 2 estudos de casos disponíveis na literatura, modelados por meio do programa de elementos finitos Sigma/W e de três métodos semiempíricos, a saber, os métodos de Tschebotarioff (1973), de Wenz (1963) e de De Beer e Wallays (1972). Os resultados obtidos serão comparados a fim de se ampliar os conhecimentos acerca das limitações e aplicabilidade de modelagem em elementos finitos e das metodologias semiempíricas existentes para avaliação dos esforços gerados em estacas submetidas ao Efeito de Tschebotarioff.

1.2 JUSTIFICATIVA

O fenômeno do Efeito de Tschebotarioff tem grande relevância no dia a dia da engenharia civil, sobretudo em fundações em solos moles de obras portuárias ou no projeto de pontes. Dada a crescente necessidade de se procurar alternativas construtivas mais eficientes, que demandem menor tempo de execução e maior economia de recursos, é imprescindível um maior entendimento acerca de como se comportam as estacas submetidas aos empuxos horizontais gerados pela existência de uma sobrecarga assimétrica na superfície.

A partir de 1962, ano em que foram publicadas as primeiras observações sobre esse assunto, alguns autores conduziram pesquisas as quais propõem métodos para estimar o comportamento de estacas submetidas ao Efeito de

Tschebotarioff. No entanto, a aplicação dessas diversas metodologias resulta em valores bastantes distintos entre si, o que corrobora com a tese de que ainda são necessários mais estudos sobre o tema. Ademais, estudos que confrontem resultados observados em campo com o uso de instrumentação com estimativas realizadas por métodos de cálculos semiempíricos e/ou com resultados decorrentes de modelos numéricos ainda são escassos na literatura científica, o que justifica a relevância deste trabalho.

1.3 MATERIAIS E METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho, utilizaram-se dados constantes em publicações acerca do tema, que permitiram o desenvolvimento de estudos de dois casos, a partir dos quais foram realizadas comparações entre os resultados obtidos em campo, em modelagem numérica e a partir de métodos semiempíricos.

Foram utilizadas duas publicações de estudos realizados em Amsterdã, as quais datam da década de 1960. Esses trabalhos continham dados de medições de campo de deslocamentos e de esforços (momento fletor e reação horizontal) nas estacas, além de uma caracterização geotécnica do subsolo. Ademais, foi desenvolvida uma revisão bibliográfica acerca dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da região de Amsterdã, com o intuito de complementar a caracterização dos materiais que compõem o subsolo dos locais estudados.

Quanto à análise numérica, foram desenvolvidos modelos bidimensionais em elementos finitos, por meio do software Sigma/W da plataforma GeoStudio 2020. Outrossim, foram aplicadas as metodologias semiempíricas de Tschebotarioff (1973), de Wenz (1963) e de De Beer e Wallays (1972) para estimativa dos esforços máximos nas estacas. Finalmente, compararam-se os resultados dos momentos fletores máximos nas estacas medidos em campo com os resultados obtidos no programa Sigma/W e a partir dos métodos semiempíricos.

1.4 ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O texto desta Dissertação foi estruturado em 5 capítulos.

O capítulo 1 traz a introdução, os objetivos da pesquisa, a justificativa, os materiais e metodologia.

O capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica, na qual serão apresentadas conceituação teórica e principais contribuições acerca do Efeito de Tschebotarioff; estimativas e valores típicos de parâmetros geotécnicos; as propriedades publicadas na literatura dos sedimentos da região de Amsterdã, que é o local de interesse desta pesquisa; aspectos relevantes à modelagem numérica, bem como uma revisão acerca de alguns modelos constitutivos; maneiras de se estimar as tensões induzidas devido à carga de um aterro na superfície; o comportamento linear e não linear de solos compressíveis sob carregamentos transversais; e a apresentação dos estudos de caso que serão abordados ao longo da pesquisa.

No capítulo 3 são apresentados os modelos numéricos referentes os estudos de casos. São analisados os parâmetros geotécnicos disponíveis em cada estudo de caso e são apresentados os parâmetros adotados no modelo numérico. A seguir, são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico. Nesse capítulo também são apresentados os cálculos dos esforços nas estacas por meio das metodologias semiempíricas.

No capítulo 4 os resultados obtidos no capítulo anterior são resumidos, comparados e discutidos.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras.

Há, por fim, os Anexos A, B e C, os quais, respectivamente, apresentam: A) um estudo sobre a influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão horizontal no contexto da Teorias da Elasticidade; B) uma comparação entre as soluções de Osterberg e de Gray para o acréscimo de tensões; e C) uma comparação entre a solução numérica e a de Osterberg para o acréscimo de tensões.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Apresentam-se neste capítulo, na sequência: a) algumas generalidades e principais contribuições acerca do efeito de Tschebotarioff; b) uma síntese geral de estimativas e valores típicos de parâmetro geotécnicos; c) características e propriedades dos sedimentos da região de Amsterdã (local de interesse a esta pesquisa); d) aspectos relevantes à modelagem numérica e uma revisão acerca de alguns modelos constitutivos dos solos; e) soluções da Teoria da Elasticidade para estimativa das tensões induzidas devido à carga de um aterro na superfície; f) considerações sobre o comportamento (linear e não linear) de solos compressíveis submetidos a carregamentos transversais; e g) apresentação dos estudos de caso extraídos da literatura técnica, os quais serão abordados ao longo da pesquisa.

2.1 EFEITO DE TSCHEBOTARIOFF

2.1.1 Generalidades

Qualquer sobrecarga unilateral sobre um solo de fundação irá gerar tensões e deslocamentos verticais e horizontais no interior da massa de solo. Com isso, na hipótese de haver estacas nas proximidades de uma sobrecarga, essas estruturas constituirão um impedimento à deformação da massa de solo e, assim, ficarão submetidas aos esforços consequentes dessa restrição.

O primeiro a autor descrever a existência desses esforços foi Tschebotarioff em 1962. Embora haja autores que utilizam o termo *estacas passivas sob esforços horizontais*, esse fenômeno ficou conhecido como efeito de Tschebotarioff. Esse termo distingue estacas sob o efeito de Tschebotarioff de estacas que recebem esforços horizontais no topo e, em função disso, geram uma sollicitação no solo. A essas estacas adota-se o termo *estacas ativas sob esforços horizontais* (Velloso e Lopes, 2010).

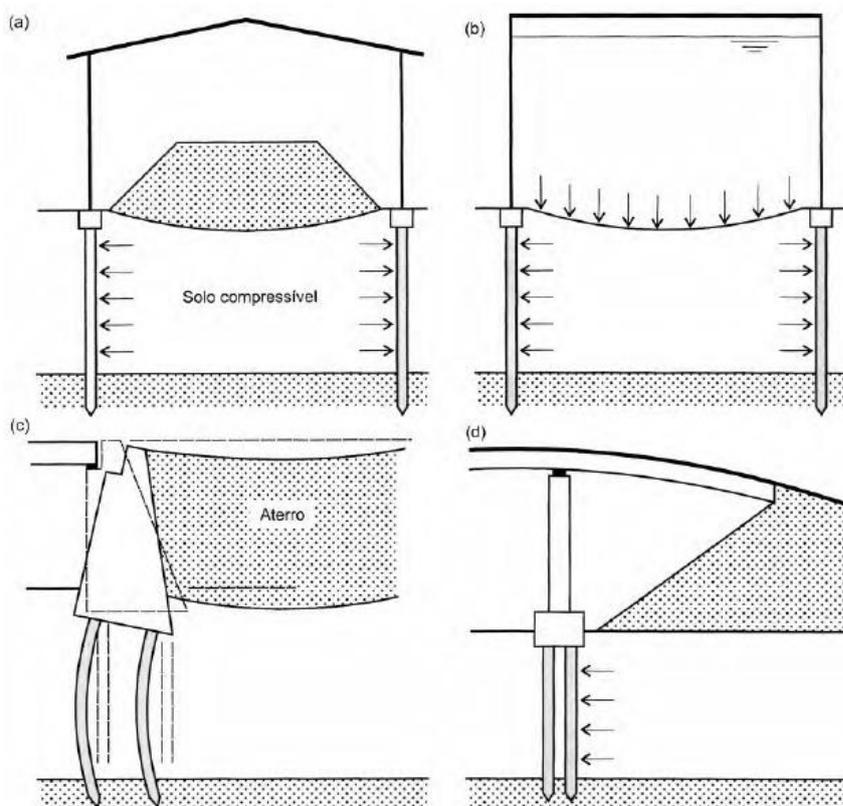
De acordo com Alonso (2019), esses esforços transversais ocorrem mesmo quando se tem fatores de segurança satisfatórios contra a ruptura da camada compressível. Danziger e Lopes (2021) destacam os fatores que mais influenciam na sollicitação lateral de estacas, a saber:

- a) magnitude da sobrecarga assimétrica;
- b) propriedades da camada compressível;
- c) fator de segurança do aterro à ruptura global;
- d) posição relativa entre a sobrecarga assimétrica e a estaca;
- e) rigidez e geometria do estaqueamento; e
- f) tempo a partir da instalação das estacas.

Outro fator a considerar refere-se à ordem de execução (aterro construído antes ou após o estaqueamento), conforme Massad (2010).

O efeito de Tschebotarioff está presente em diversas obras de engenharia de fundações. São exemplos clássicos desse fenômeno, entre outros, muros de arrimo sobre estacas, muros de encontro de pontes, aterros de acesso a pontes, tanques de armazenamento de fluidos estaqueados apenas nas periferias, conforme ilustrado na Figura 2-1 (Velloso e Lopes, 2010).

Figura 2-1 - Exemplos do efeito de Tschebotarioff.



Fonte: Velloso e Lopes, (2010).

Em seus estudos, Tschebotarioff verificou em 1962 que há duas condições limites para avaliação dos esforços de flexão em estacas passivas sob esforços horizontais, a saber: a) estacas instaladas em solos arenosos fofos, suscetíveis a deformações que podem até ser elevadas; e b) estacas cravadas em uma camada de argila mole a qual é apenas deslocada e amolgada devido à cravação. Enquanto na primeira situação o autor verificou que as tensões de flexão nas estacas são desprezíveis, na segunda ele concluiu que ocorrerão solicitações consideráveis nas estacas ali cravadas. Isso ocorre porque a ação de uma sobrecarga nesse depósito argiloso implicará um deslocamento horizontal, e, posteriormente, um adensamento dessa camada, o que induzirá as solicitações nas estacas. (Velloso e Lopes, 2010).

2.1.2 Contribuição de Tschebotarioff (1973)

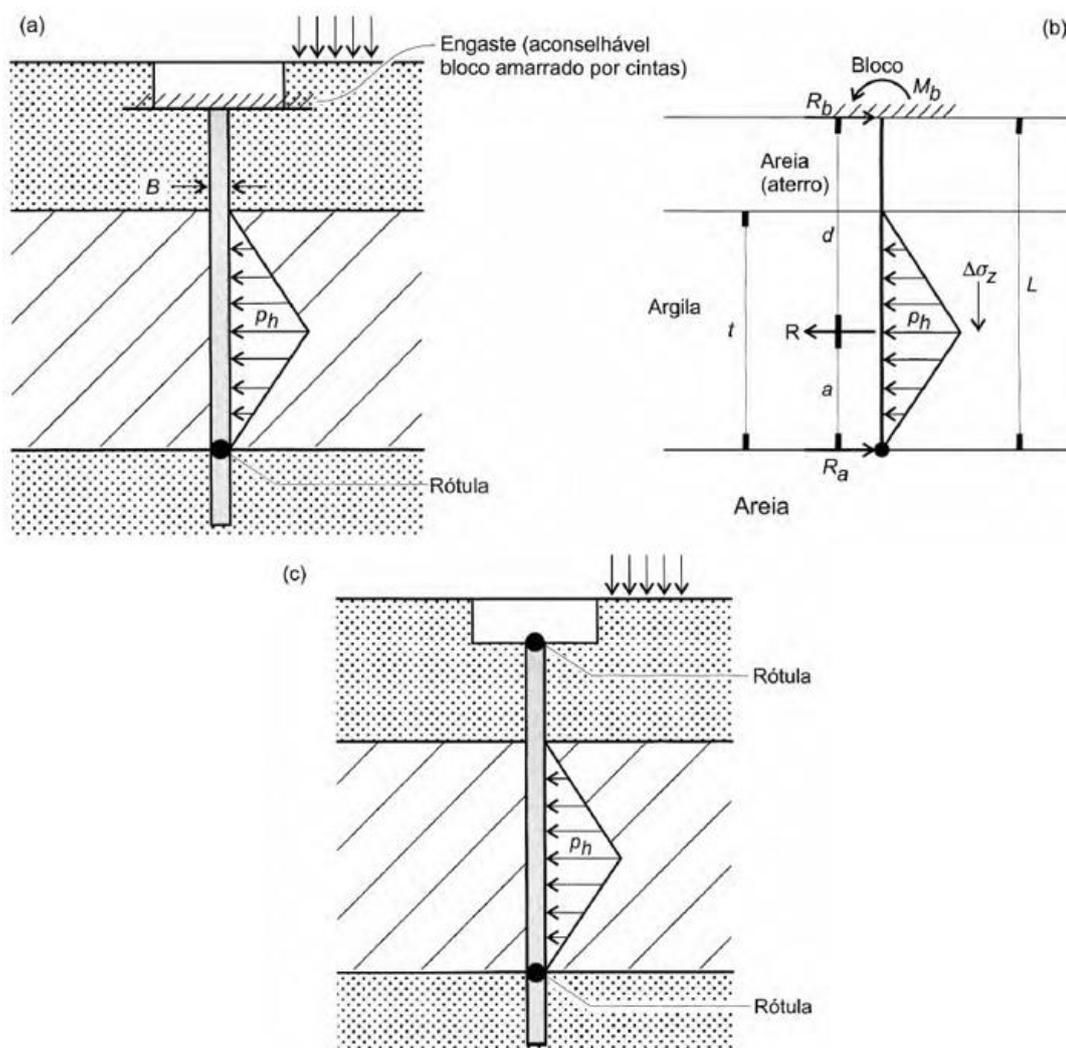
Segundo Velloso e Lopes (2010), Tschebotarioff desenvolveu sua pesquisa com base em casos de muros de arrimo cujas fundações eram estacas, as quais apresentaram problemas de flexão até a ruptura. Esse pesquisador considerou que as tensões laterais atuantes em estacas que atravessam uma camada de solo mole devido a uma sobrecarga assimétrica na superfície eram difíceis de serem determinadas na medida em que não se dispunham de resultados de instrumentação. O autor sugeriu, então, que o momento fletor atuante nas estacas poderia ser estimado por meio de uma aproximação, na qual os empuxos laterais seriam representados por um carregamento triangular, com valor máximo no centro da camada compressível, conforme apresentado na Figura 2-1-a. A ordenada máxima ($p_{h-máx}$) do carregamento triangular atuante na estaca é dada por:

$$p_{h-máx} = 2B \cdot K \cdot \Delta\sigma_z \quad (2-1)$$

em que $\Delta\sigma_z$ é o acréscimo de tensão vertical devido à sobrecarga assimétrica no centro da camada compressível; B é a largura da seção transversal da estaca (ou diâmetro) perpendicular à direção em que o empuxo horizontal atua e K é o coeficiente de empuxo. O número 2 que aparece na Equação (2-1) é sugerido devido ao fato de que largura da faixa de solo que está ligado ao empuxo ser duas vezes maior que B .

No que se refere às condições de apoio, o autor sugere que a estaca deve ser considerada como engastada no bloco e rotulada na base para o caso em que o solo superficial seja resistente e que os blocos de coroamento estejam amarrados por cintas, conforme Figura 2-2. Nesse cenário, o cálculo do momento fletor atuante na estaca seria feito por meio do esquema apresentado Figura 2-2-b. Caso haja dúvidas acerca do engastamento da estaca no bloco, o autor sugere que a estaca seja considerada como birotulada, como ilustrado na Figura 2-2-c.

Figura 2-2 - Proposta de Tschebotarioff: (a) situação em que a estaca pode ser considerada engastada no bloco; (b) esquema de cálculo para esse caso; (c) situação em que a estaca deve ser considerada bi rotulada.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.1.3 Contribuição de Wenz (1963)

O método proposto por Wenz (1963) apud Velloso e Lopes (2010) advém de experimentos e observações realizadas em modelos reduzidos. Esse autor sugere que uma estaca isolada esteja submetida a um diagrama de pressões horizontais uniforme ao longo do comprimento embutido na camada de solo mole e que essa solicitação ocorre em caso de ruptura do solo de fundação do aterro. A ordenada p_u do diagrama uniforme ao qual a estaca está submetida é dada por:

$$p_u = B \cdot (2 + 2\pi) \cdot S_u \quad (2-2)$$

em que S_u é a resistência não drenada da camada de argila mole. A condição de apoio sugerida é a birotulada nas extremidades da camada compressível.

2.1.4 Contribuição de De Beer e Wallays (1972)

De Beer e Wallays (1972) apud Alonso (2019) propuseram uma metodologia empírica para estimativa do empuxo horizontal gerado por uma sobrecarga assimétrica, cuja a aplicabilidade se restringe a casos em que, sem a consideração das estacas, o fator de segurança global no solo seja maior que 1,4. A tensão horizontal (P_h) que atua na linha de estacas mais próxima ao aterro é dada por:

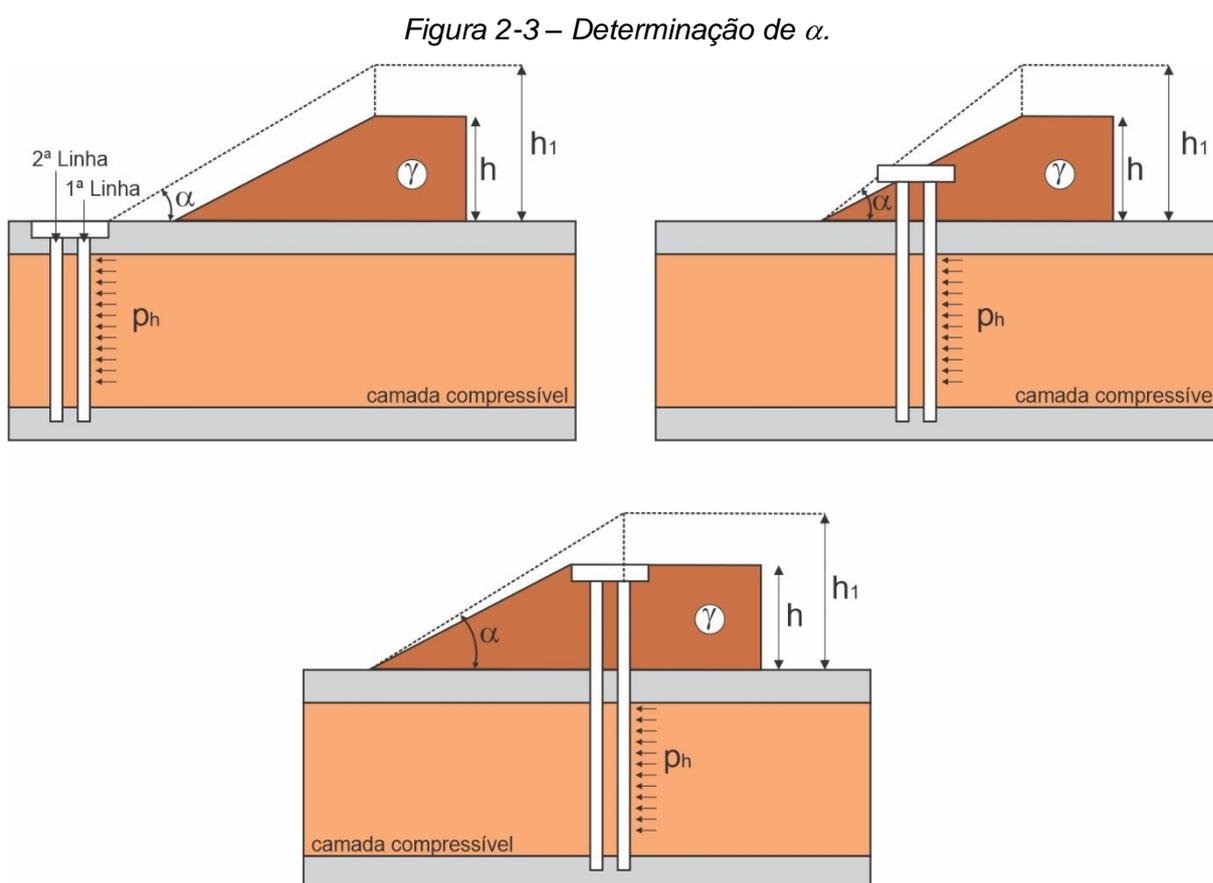
$$P_h = f \cdot q \quad (2-3)$$

em que f é um fator de redução da tensão horizontal atuante na estaca, função da geometria do problema e de ϕ' . Já q é a sobrecarga aplicada ao terreno pelo aterro. Ressalta-se que P_h é dado em unidades de tensão e que deve ser multiplicado pela largura ou diâmetro (B) da estaca para chegar na ordenada p_h do diagrama de carregamento uniforme ao qual a estaca está submetida. O fator f é dado pela equação abaixo, na qual os ângulos são medidos em graus:

$$f = \frac{\alpha - \phi' / 2}{90^\circ - \phi' / 2} \quad (2-4)$$

Na equação acima, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo da camada de solo mole e α é o ângulo do talude fictício obtido como ilustrado na Figura 2-3, em que h_1 é a altura equivalente de um aterro com peso específico (γ) igual a 18kN/m^3 que aplica ao solo a mesma sobrecarga que o aterro de altura (h) existente. Ou seja, h_1 é dado pela equação abaixo, na qual γ é inserido em kN/m^3 .

$$h_1 = h \cdot \frac{\gamma}{18} \quad (2-5)$$



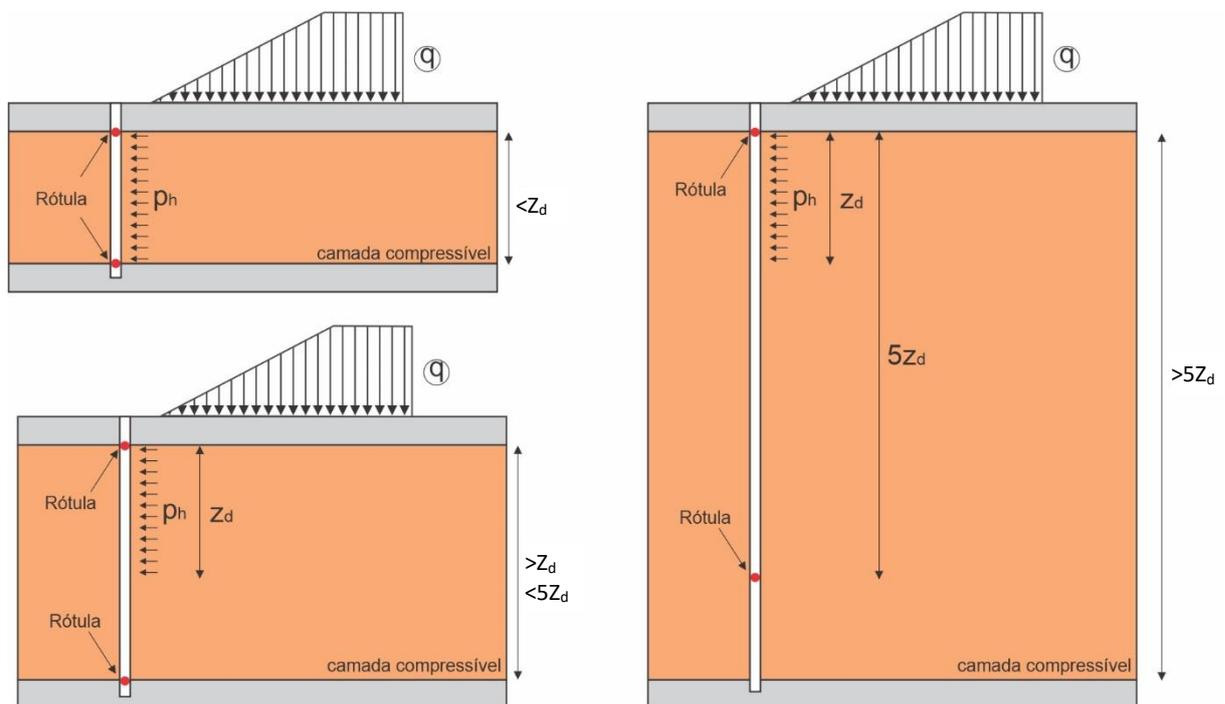
Fonte: Adaptado de Alonso (2010).

Segundo Alonso (2019), para a estimativa dos momentos fletores na estaca segundo o método de De Beer e Wallays (1972), deve-se restringir a atuação da tensão horizontal (p_h), a uma profundidade z_d , definida como a profundidade em que a tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}), ou seja, antes da construção do aterro, seja igual à sobrecarga (q), gerada pelo próprio aterro. Deve-se, ainda, admitir uma condição de apoio bi rotulada da estaca, em que, para camadas de solo compressível com

espessura menor que 5 vezes z_d , as rótulas devem ser consideradas como no início e no fim dessa camada. Para cenários em que a camada de argila mole seja maior que 5 vezes z_d , deve-se considerar uma rótula no início da camada (na extremidade mais próxima à superfície) e outra a uma profundidade de 5 vezes z_d em relação à primeira rótula. A Figura 2-4 ilustra o descrito acima.

De Beer e Wallays (1972) apud Velloso e Lopes (2010) alertam que o método por eles proposto é aproximado e deve ser adotado para estimar o momento fletor máximo. Os autores ressaltam ainda que a variação do momento fletor ao longo do comprimento da estaca não pode ser obtida por meio dessa metodologia.

Figura 2-4 – Condições de apoio no método de De Beer e Wallays.



Fonte: Adaptado de Alonso (2010).

2.1.5 Outros pesquisadores

Outros pesquisadores também apresentaram contribuições e observações acerca do tema, entre os quais, destacam-se De Beer e colaboradores; Aoki; Poulos; Bigot et al.; Velloso e Grillo; Ratton; Stewart, Jewell e Randolph; e, por fim, Schmiedel. De acordo com Velloso e Lopes (2010), a despeito de grande parte dos pesquisadores formularem suas proposições com base em resultados de

instrumentações reportadas em bibliografias, os resultados encontrados pelos diversos métodos disponíveis na literatura não são próximos entre si.

2.2 ESTIMATIVA E VALORES TÍPICOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Nesta seção serão apresentados algumas estimativas e valores típicos dos seguintes de parâmetros geotécnicos de interesse a pesquisa: coeficiente de compressão (C_c), módulo de deformabilidade (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito (ϕ') e resistência não drenada (S_u).

2.2.1 Coeficiente de compressão

O coeficiente de compressão (C_c) de uma argila compressível pode ser correlacionado com a umidade (w) dessa argila. Almeida et al (2008) apresenta correlações entre C_c e w obtidas por diversos autores, conforme Tabela 2-1.

Tabela 2-1 - Correlações entre o índice de compressão (C_c) e o teor de umidade (w).

Referência	Correlação	Descrição
Almeida et al (2008)	$C_c = 0,013 w$	Argilas do Rio de Janeiro
Koppula (1981) Apud Almeida et al (2008)	$C_c = 0,01w$	Argilas de baixa sensibilidade ($St < 1,5$) e normalmente adensadas de Chicago e Alberta
Bowles (1979) Apud Almeida et al (2008)	$C_c = 0,0115 w$	Argilas e siltes orgânicos
(Nagaraj & Miura, 2001) Apud Almeida et al (2008)	$C_c = 0,0103 w$	Amostras reconstituídas de argilas com (L_L) entre 36 a 160%

Fonte: dados retirados de Almeida et al (2008)

2.2.2 Módulo de deformabilidade

Bowles (1997) apresenta valores típicos do módulo de deformabilidade não drenado (E) para alguns tipos de solos, os quais são mostrados na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Valores típicos do módulo de deformabilidade não drenado (E) para alguns materiais.

Tipo de Solo	Descrição	E (MPa)
Argila	Muito Mole	2 a 15
	Mole	5 a 25
	Média	15 a 20
	Rija	50 a 100
	Arenosa	25 a 250
Areia	Siltosa	5 a 20
	Fofa	10 a 25
	Compacta	50 a 81
Areia e Cascalho	Fofo	50 a 150
	Compacto	100 a 200
Silte		2 a 20

Fonte: Elaborado com dados de Bowles (1997).

Os módulos de deformabilidade drenado (E') e não drenado (E) podem ser relacionados por meio do coeficiente de Poisson drenado (ν'), considerando que o módulo de cisalhamento (G) é igual em ambas as condições de drenagem e que ν (não drenado) é igual a 0,5.

Com isso, a depender do valor de (ν') utilizado, o módulo de deformabilidade drenado (E') tende a ser aproximadamente 30% menor que o (E) (Danziger e Lopes, 2021).

Baldi et. al (1982) apud Schnaid e Odebrecht (2017) apresentam para solos arenosos uma correlação para estimativa inicial do módulo de elasticidade para 25% da tensão desviadora máxima (E_{25}), em função do q_c , como Equação (2-6):

$$E'_{25} = 1,5q_c \quad (2-6)$$

Goh et al (1997) cita Briaud (1992) ao apresentar correlações do módulo de elasticidade inicial (E_i) em função de q_c . É apresentado, para argila, a seguinte correlação:

$$E_i = 2,5q_c \quad (2-7)$$

Já para areias, é proposto:

$$E_i = 1,15q_c \quad (2-8)$$

2.2.3 Coeficiente de Poisson

Budhu (2013) apresenta valores típicos de coeficiente de Poisson drenado (ν') para areias e argilas.

Tabela 2-3 – Valores típicos de coeficiente de Poisson drenado (ν').

Tipo de Solo	Descrição	ν'
Argila	Mole	0,35-0,40
	Média	0,30-0,35
	Rija	0,20-0,30
Areia	Fofa	0,15-0,25
	Média	0,25-0,30
	Compacta	0,25-0,35

Fonte: Budhu (2013)

Ressalta-se, no entanto, que os valores apresentados acima são apenas uma referência, já que ν' também é função do nível de deformação ao qual a amostra está submetida. Ademais, uma vez que no estado crítico não há variação do volume da amostra, pode-se inferir que à medida em que o material se aproxima do estado crítico, o valor de ν' tende a 0,50, valor para o qual a deformação volumétrica (ε_v) é zero.

2.2.4 Ângulo de atrito

Budhu (2013) apresenta valores típicos para o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{ec}) e de pico (ϕ'_p) para alguns tipos de solo, os quais foram replicados na Tabela 2-4.

Tabela 2-4 – Valores típicos de ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{ec}) e de pico (ϕ'_p).

Tipo de solo	ϕ'_{ec}	ϕ'_p
Pedregulho	30° a 35°	30° a 50°
Mistura de pedregulho e areia com solos de granulometria fina	28° a 33°	30° a 40°
Areia	27° a 37°	32° a 50°
Silte ou Areia siltosa	24° a 32°	27° a 35°
Argilas	15° a 30°	20° a 30°

Fonte: Budhu (2013)

2.2.5 Resistência não drenada

A resistência não drenada S_u pode ser estimada a partir do modelo SHANSEP segundo a equação (Ladd and Foott, 1974):

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = S \cdot OCR^m \quad (2-9)$$

em que S e m são constantes empíricas. De acordo com Ladd and DeGroot (2003) apud Chanmee et al (2017) sugerem m igual a aproximadamente 0,8 para a maioria dos solos e S igual a 0,22 para argilas inorgânicas e igual a 0,25 para materiais orgânicos, com exceção de turfas.

Além disso, S_u pode ser estimado com base nos resultados do CPT (ou CPTu), como segue:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{N_{kt}} \quad (2-10)$$

com N_{kt} sendo o fator de capacidade de carga normalmente variam entre 12 e 15 (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O valor de S_u pode ser ainda estimado a partir de σ'_{vm} com base na correlação de Mesri (1975) apud Schnaid e Odebrecht (2012):

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma'_{vm} \quad (2-11)$$

2.3 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SEDIMENTOS DA REGIÃO DE AMSTERDÃ, NLD

Nesta seção será apresentada uma revisão dos parâmetros geotécnicos da região de Amsterdã, Holanda, local em que foram desenvolvidos os dois estudos de casos aqui abordados. Serão sintetizados, sobretudo, os parâmetros relacionados às camadas compressíveis de argila e turfas formadas no Holoceno, as quais compõem os primeiros metros do subsolo de Amsterdã.

2.3.1 Aspectos gerais

O subsolo de Amsterdã consiste em uma camada de aproximadamente 12 m de espessura de sedimentos holocênicos (majoritariamente turfas e argilas) depositados sobre uma base pleistocênica. (Korff, 2009). O perfil típico do subsolo de Amsterdã e a classificação do comportamento típico dos materiais, de acordo com o ábaco de Robertson (1990), é apresentado na Figura 2-5.

Desconsideradas as camadas depositadas por ações antrópicas, o perfil típico do subsolo de Amsterdã se inicia com uma camada de turfa (Hollandveen Member) com espessura por volta de 5m com resistência do cone q_c entre 0,5 MPa (De Wit e Lengkeek, 2002) e 1 MPa (Koster, 2015) e classificado a partir do CPT no ábaco acima como “turfa orgânica” (região 2).

Em seguida, é observada uma camada de cerca de 5 m de espessura (Wormer Member) composta argila orgânica (mais acima) com q_c inferior a 1 MPa e por areia fina a média (mais abaixo) com q_c de até 5 MPa.

Abaixo, tem-se uma camada de argila orgânica (Velsen Bed) com lentes arenosas e muitas vezes coberto por uma camada de turfa. (Koster, 2015). Nessa região, os valores de q_c variam entre 0,5 e 1 MPa (De Wit e Lengkeek, 2002).

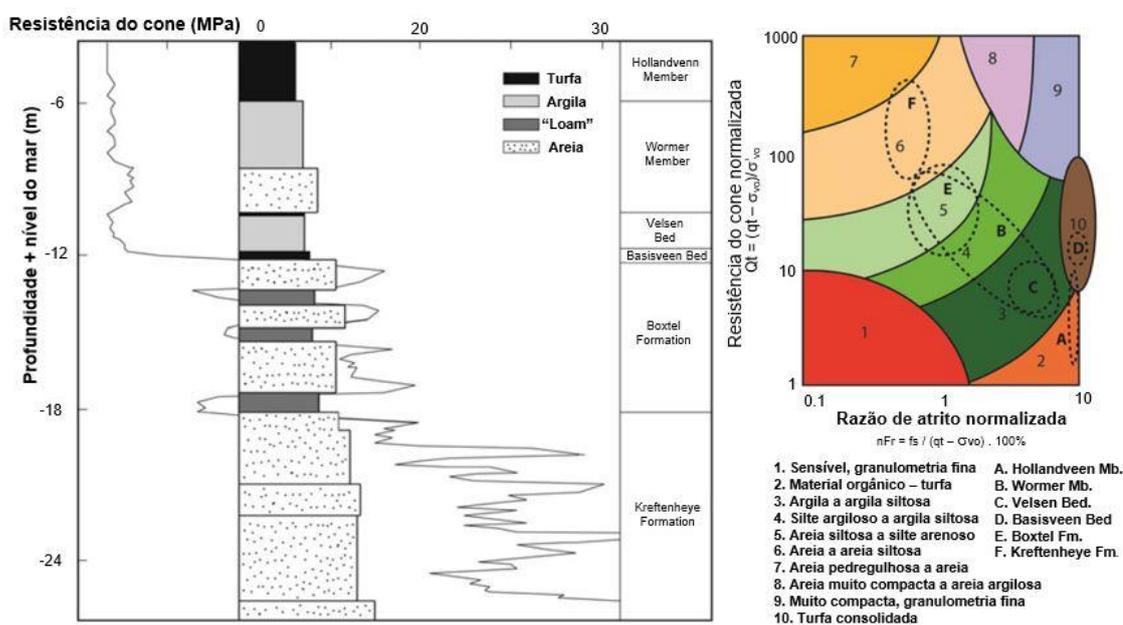
A última camada de sedimentos holocênicos é uma turfa com cerca de 20 cm de espessura (Basisveen Bed). Esse material apresenta q_c entre 1 e 2 MPa e é classificado como turfa consolidada (região 10).

Outros autores, entretanto, encontraram valores de q_c inferiores ao intervalo típico (entre 0,5 e 2,0 MPa) verificado para os sedimentos compressíveis holocênicos holandeses (argilas orgânicas e turfas). Haan e Kruse (2006) obtiveram

valores de q_c entre 100 e 300 kPa argilas orgânicas e turfas holocênicas até a profundidade de 12 m. Todavia, devido à presença de matéria orgânica (raízes, madeira, entre outros) nas camadas de turfa, alguns valores de q_c acima de 1,0 MPa foram também observados.

Já os sedimentos pleistocênicos se iniciam no subsolo holandês por volta de 12 m de profundidade, sendo a primeira camada composta por uma camada de areia fina a média imersa em lentes argilosas (Boxtel Formation). Os valores de q_c nessa camada variam entre 10 e 20 MPa, podendo chegar a 5 MPa nas lentes argilosas. A camada mais inferior consiste em um depósito arenoso de grãos médios a grossos (Kreftenheye Formation) com q_c de até 30 MPa.

Figura 2-5 – (a) Perfil típico do subsolo de Amsterdã. (b) Classificação dos materiais de acordo com o ábaco de Robertson (1990).



Fonte: Traduzido de Koster (2015)

2.3.2 Caracterização

Haan e Kruse (2007) apresentam as faixas de valores da massa específica (ρ) dos sedimentos dos sedimentos holandeses a partir de 350 amostras retiradas nas proximidades de Rijpwetering, a sudoeste de Amsterdã, conforme Tabela 2-5. Segundo esses autores, turfas holandesas com massa específica (ρ) próxima a 1,0

possuem alto teor de matéria orgânica. Para Haan e Kruse (2007), embora haja outros sistemas de caracterização das turfas e argilas orgânicas, esses materiais podem ser bem caracterizados pela massa específica (ρ), como mostrado Tabela 2-5.

De acordo com os supracitados autores, os limites de Atterberg não são comumente usados na Holanda para caracterização dos solos, sobretudo por não ser comum sua determinação nas turfas devido à presença de fibras. A Figura 2-6 apresenta alguns dados acerca da plasticidade dos sedimentos orgânicos holandeses, na qual se observa que os dados se localizam ligeiramente acima da linha A na carta de plasticidade de Casagrande. Isso diverge da tendência observada comumente em materiais orgânicos, os quais tendem a se localizarem abaixo da linha A, como por exemplo as linhas tracejadas da Figura 2-6, que representam os dados de Skempton e Perley para turfas britânicas.

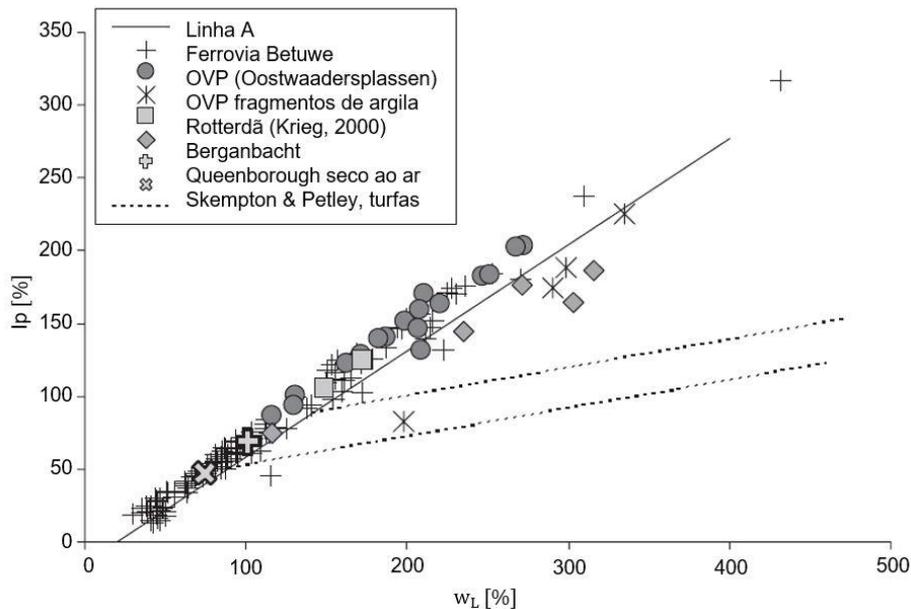
A partir de dados do projeto de duas ferrovias (Betuwe railway e HSL railway, ambas ao sul de Amsterdã) apresentados por Haan e Kruse (2007), nota-se uma relação entre o limite de liquidez e a perda na ignição (N) a temperaturas da ordem de 500 °C, conforme apresentado na Figura 2-7a. Há também uma relação direta entre o limite de liquidez (L_L) e o teor de umidade (w), (Figura 2-7b). Ambas as correlações apresentadas condizem com os dados de Skempton e Perley para turfas britânicas.

Tabela 2-5 – Valores de massa específica aparente para os sedimentos holandeses.

Descrição	nr	Massa específica aparente ρ (t/m^3)	
		Média	Intervalo
Turfa, baixa presença de minerais	98	1.06	0.95 - 1.13
Turfa levemente argilosa	21	1.11	1.02 - 1.17
Turfa muito argilosa	16	1.18	1.09 - 1.25
Argila altamente orgânica	13	1.27	1.20 - 1.35
Argila moderadamente orgânica	30	1.37	1.26 - 1.51
Argila levemente orgânica	60	1.45	1.30 - 1.60
Argila levemente a altamente siltosa	89	1.51	1.40 - 1.60

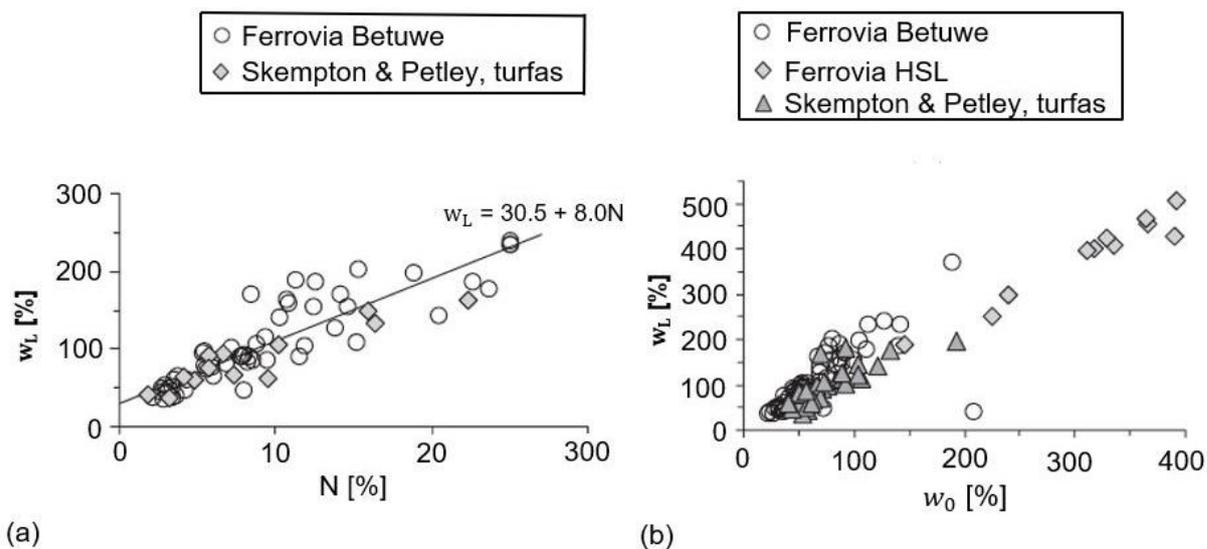
Fonte: Traduzido de Haan e Kruse (2007).

Figura 2-6 – Relação entre o índice de plasticidade (I_p) e o limite de liquidez (w_L) de alguns sedimentos holandeses.



Fonte: Traduzido de Haan e Kruse (2007).

Figura 2-7 – Gráficos do limite de liquidez (w_L) em função a) da perda na ignição (N) e b) do teor de umidade (w_0).



Fonte: Traduzido de Haan e Kruse (2007).

2.3.3 Compressibilidade

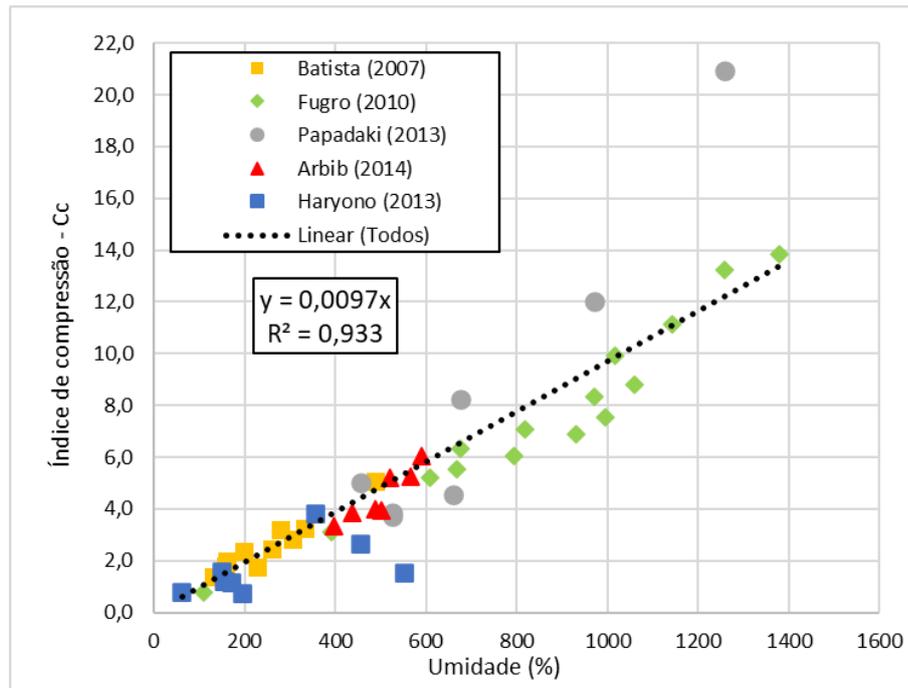
A partir dos dados publicados por alguns autores sobre a compressibilidade dos sedimentos holocênicos de Amsterdã e cidades próximas, pode-se correlacionar o índice de compressão (C_c) com o teor de umidade (w) tanto para as turfas (Figura 2-8) como para as argilas (Figura 2-9).

Para as turfas, foi ajustada uma reta passando pela origem e a equação encontrada foi bastante próxima àquelas apresentadas na Tabela 2-1. Já para as argilas, uma reta que não intercepta a origem se mostrou mais adequada, por se ajustar melhor a valores de w próximos a 50%, que são os valores apresentados pelas argilas de ambos os estudos de caso holandeses utilizados nesta Dissertação, como será apresentado no item 2.7.

Nas publicações em que a umidade não foi informada, foi realizada a estimativa desse parâmetro a partir do índice de vazios inicial (e_0) de cada amostra com a adoção de γ_s igual a 26,5kN/m³. Os autores das publicações utilizadas para elaboração das correlações são apresentados nas legendas das supracitadas imagens.

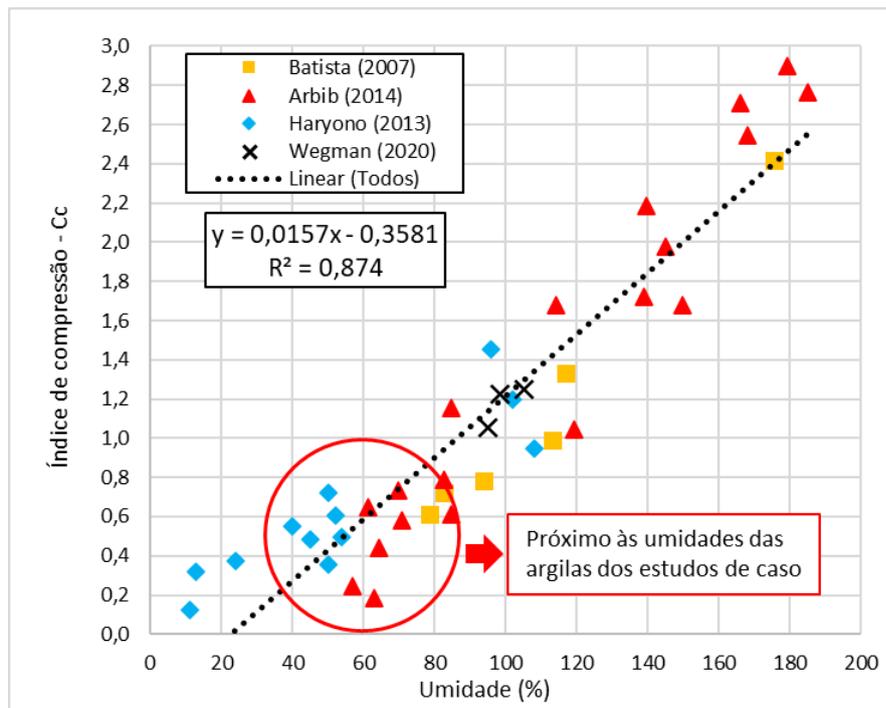
Ademais, são apresentadas as relações entre C_c e C_r e as cifras da razão de compressão (CR) para as turfas (Tabela 2-6) e para as argilas (Tabela 2-7).

Figura 2-8 – Correlação entre o índice de compressão (C_c) e a umidade (w) para as turfas holocênicas holandesas.



Fonte: Elaborado com os dados dos autores citados na imagem.

Figura 2-9 - Correlação entre o índice de compressão (C_c) e a umidade (w) para as argilas holocênicas holandesas.



Fonte: Elaborado com os dados dos autores citados na imagem.

Tabela 2-6 – Relação C_r/C_c e CR para as turfas holocênicas holandesas.

Fonte	Num. dados	Cr/Cc	CR = Cc/(1+e ₀)
Batista (2007)	10	0,20	0,41
Papadaki (2013)	7	0,20	0,80
Fugro (2010)	15	0,12	0,48
Arbib (2014)	7	0,09	0,66
Haryono (2013)	8	0,16 ^[A]	0,27

^[A] C_r disponível em apenas 4 amostras

Legenda: Cr: coeficiente de recompressão;

Cc: coeficiente de compressão; e

CR: razão de compressão.

Fonte: Elaborado com os dados dos autores citados na tabela.

Tabela 2-7 - Relação $(C_r)/(C_c)$ e (CR) para as argilas holocênicas holandesas.

Fonte	Num. dados	Cr/Cc	CR = Cc/(1+e ₀)
Batista (2007)	6	0,41	0,28
Wegman (2020)	3	0,10	0,32
Arbib (2014)	19	0,13	0,37
Haryono (2013)	12	0,12	0,26

Legenda: Cr: coeficiente de recompressão;

Cc: coeficiente de compressão;

CR: razão de compressão.

Fonte: Elaborado com os dados dos autores citados na tabela.

2.3.4 História de tensões

Sobre a história de tensões dos sedimentos holocênicos holandeses, Haan e Kruse (2007) citam que a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) para os solos compressíveis holandeses pode ser estimada a partir do q_c do ensaio CPT por meio das seguintes correlações:

$$\sigma'_{vm} = \frac{q_c}{7,5}, \text{ para } z_{(NAL)} < 5,5m \quad (2-12)$$

$$\sigma'_{vm} = \frac{q_c}{6,5}, \text{ para } z_{(NAL)} > 5,5m \quad (2-13)$$

Koning et al (2019) aplica o modelo SHANSEP (Ladd and Foott, 1974) nos resultados do ensaio CPTu para estimativa da história de tensões de argilas e turfas holandesas. Segundo essa metodologia, o OCR pode ser estimado por: (Mayne, 1986 apud Chanmee et al, 2017):

$$OCR = \left[\left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \right) \cdot \frac{1}{\sigma'_{v0} \cdot S} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (2-14)$$

em que m e S são constantes do modelo SHANSEP e N_{kt} é o fator de capacidade de carga do CPT (ou CPTu). Zwanenburg e Erkens (2019), Koning et al (2019) e Iereidis (2019) publicam valores de m , S e N_{kt} para as argilas e turfas holandesas (Tabela 2-8).

Tabela 2-8 – Valores de m e S e N_{kt} para os sedimentos holandeses.

Fonte	Material	m	S	N_{kt}
Koning et al (2019)	Argila	0,88	0,32	16,1
Iereidis (2019)	Argila	0,76-0,84	0,37	16,9
Koning et al (2019)	Turfa	0,85	0,39	15,2
Iereidis (2019)	Turfa	0,73	0,27	18,5
Zwanenburg e Erkens (2019)	Turfa	0,96	0,47	15,3 ^[A]

^[A] Valor também válido para argilas.

Fonte: Elaborado com dados dos autores citados.

Os valores de N_{kt} apresentados na tabela acima são condizentes com os valores comumente encontrados nas argilas brasileiras. De acordo com Schnaid e Odebrecht (2017), as argilas nacionais apresentam N_{kt} entre 12 e 15, com ocorrências na faixa entre 10 e 20.

Ademais, com base nos dados acerca das turfas holandesas foi possível correlacionar a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) com o índice de vazios (e) das amostras, conforme Figura 2-10. Já para as argilas (Figura 2-11) não foi observada,

com base nos dados analisados, uma tendência de variação entre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e o índice de vazios (e_0) que permitisse a obtenção de uma correlação. Foi verificado que para valores de e_0 entre 2 e 3, σ'_{vm} apresentou uma variação entre 35 e 60 kPa.

Figura 2-10 – Correlação entre (σ'_{vm}) e (e_0) para as turfas holocênicas holandesas.

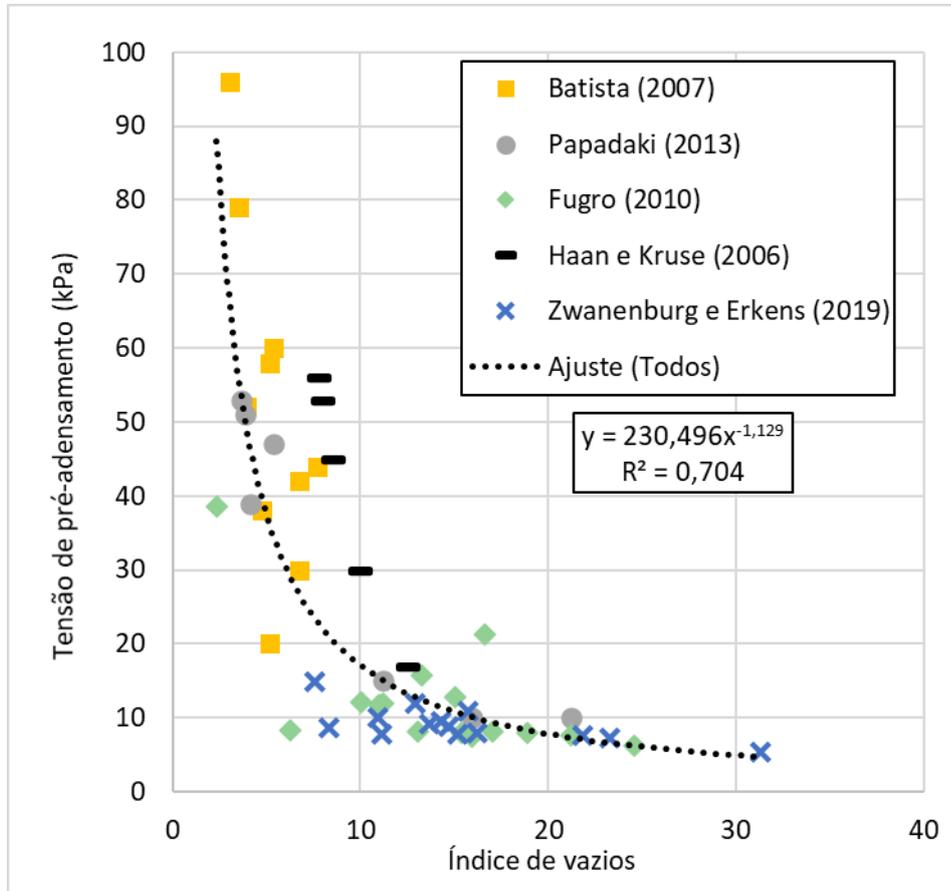
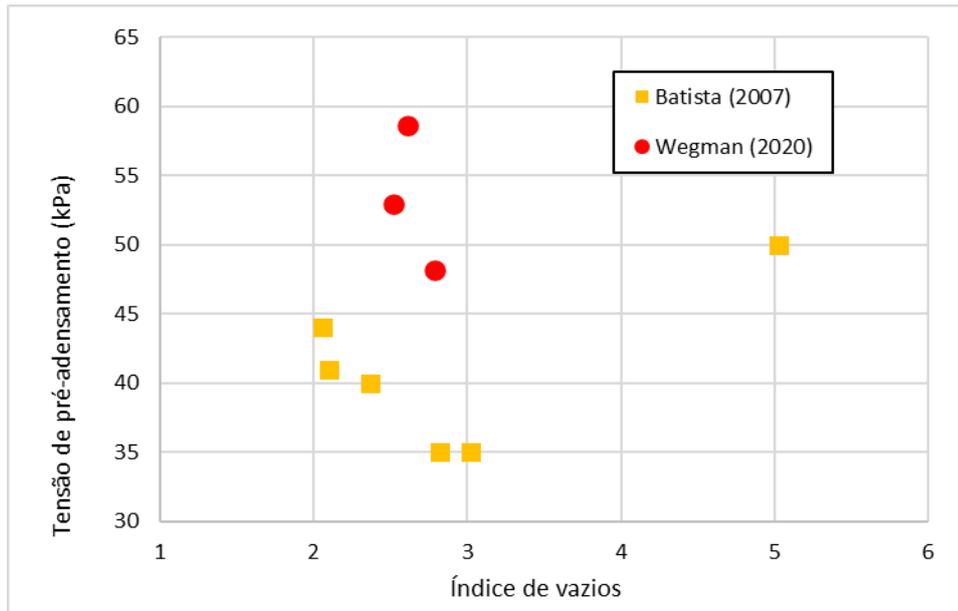


Figura 2-11 - Correlação entre (σ'_{vm}) e (e_0) para as argilas holocênicas holandesas.

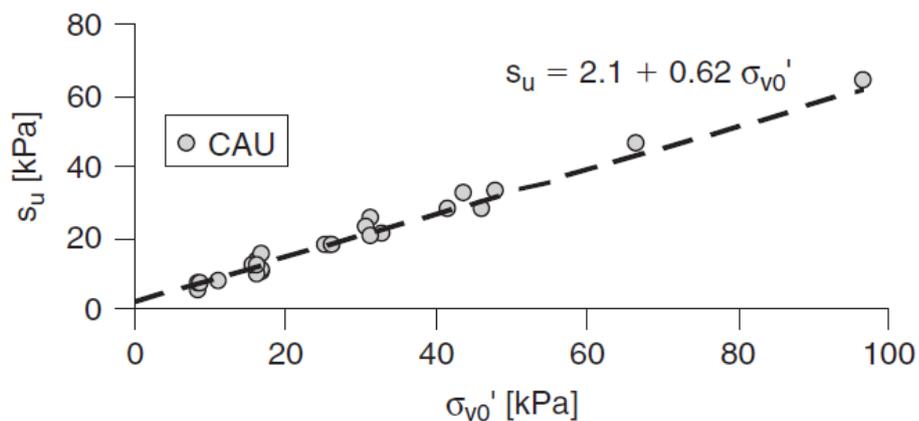


Fonte: Elaborado com os dados dos autores citados na legenda.

2.3.5 Resistência não drenada

Haan e Kruse (2007) obtiveram uma correlação entre o S_u obtido em ensaios triaxiais não drenados e adensados anisotropicamente (CAU) e a tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) para turfas na ilha de Marken, ao norte de Amsterdã, conforme Figura 2-12.

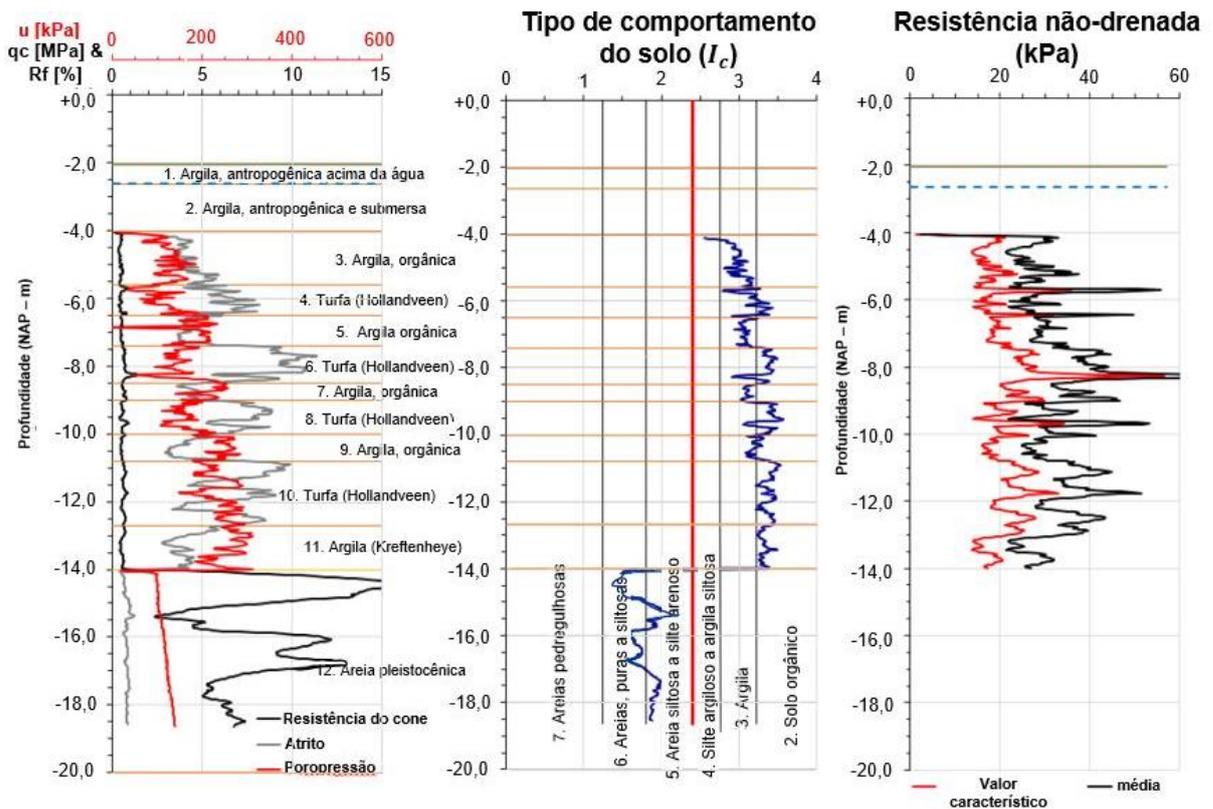
Figura 2-12 – Correlação entre S_u e σ'_{v0} para turfas ao norte de Amsterdã.



Fonte: Haan e Kruse (2007).

Koning et. al (2019) também estimaram os valores de S_u a partir do CPTu em um local ao Sul de Amsterdã (entre as cidades de Krimpen aan den IJssel e Gouderakao) aplicando o valor de N_{kt} obtido pelos próprios autores (Tabela 2-8) na Equação (2-10). O perfil obtido é apresentado na Figura 2-13, no qual se observa valores de q_c da ordem de 500 kPa até a profundidade de 14 m (NAL). Os valores médios de S_u variaram entre 20 kPa (no início e fim da camada compressível) e 40 kPa (no centro da camada compressível).

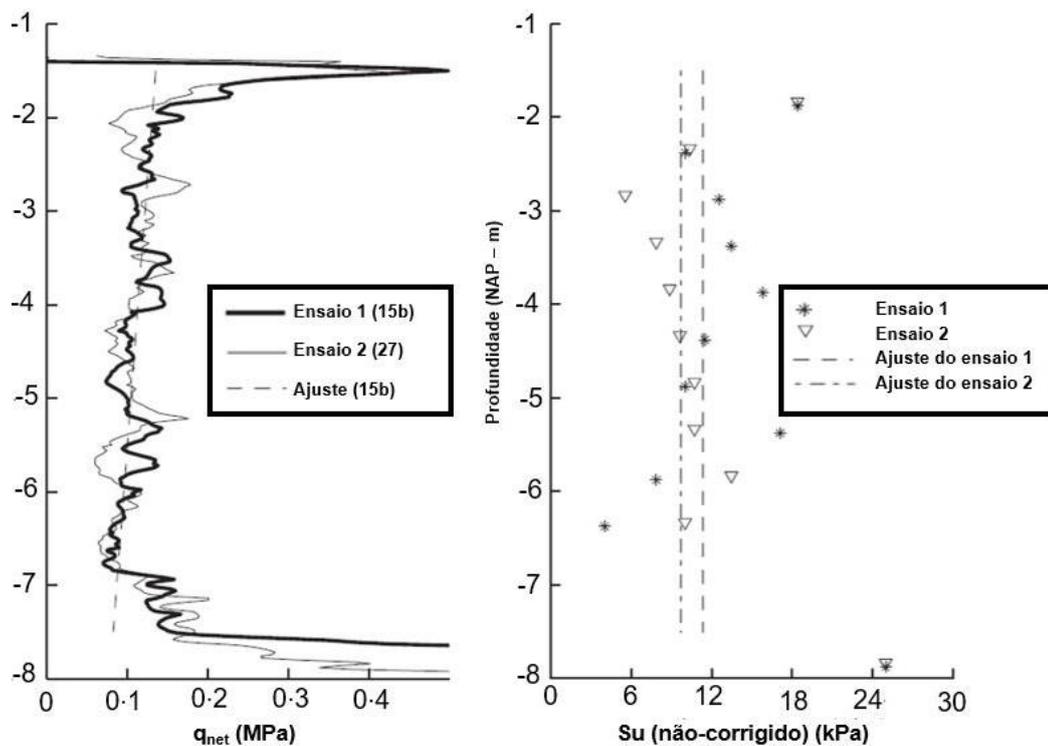
Figura 2-13 – Perfil obtido no CPTu, comportamento do solo e estimativa de (S_u).



Fonte: Traduzido de Koning et al (2019).

Zwanenburg e Erkens (2019) encontraram valores de S_u a partir de vane test e compararam com os resultados obtidos no CPTu em Uitdam (a nordeste de Amsterdã), em um perfil composto por turfa até aproximadamente -5 m (NAL) seguido de uma camada de 2 m de argila orgânica. Segundo os autores, não houve distinção entre o comportamento das turfas e argilas, no que tange aos resultados do CPTu. Os valores de q_{net} do perfil estudado pelos autores mostraram uma tendência de decrescimento com a profundidade, com média em torno de 100 kPa (Figura 2-14).

Figura 2-14 – Perfil de q_{net} obtido no CPTu e S_u a partir de vane test.



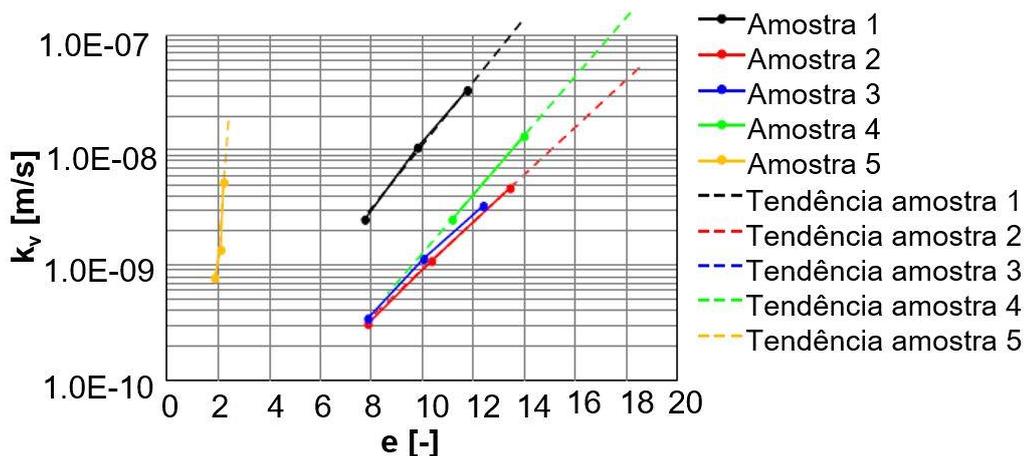
Fonte: Traduzido de Zwanenburg e Erkens (2019).

2.3.6 Parâmetros hidráulicos

Korff (2012) apresenta valores da condutividade hidráulica média (k_v) das camadas de turfa (Hollandveen e Basisveen) igual a $1E-8$ m/s e para as camadas de argila marinha igual a $1E-9$ m/s.

Hoefsloot (2015) encontrou as relações de k_v e o índice de vazios (e) para turfás holocênicas de Bloemendalerpolder mostradas na Figura 2-15, na qual as condutividades variam majoritariamente entre $1E-8$ e $1E-9$ m/s

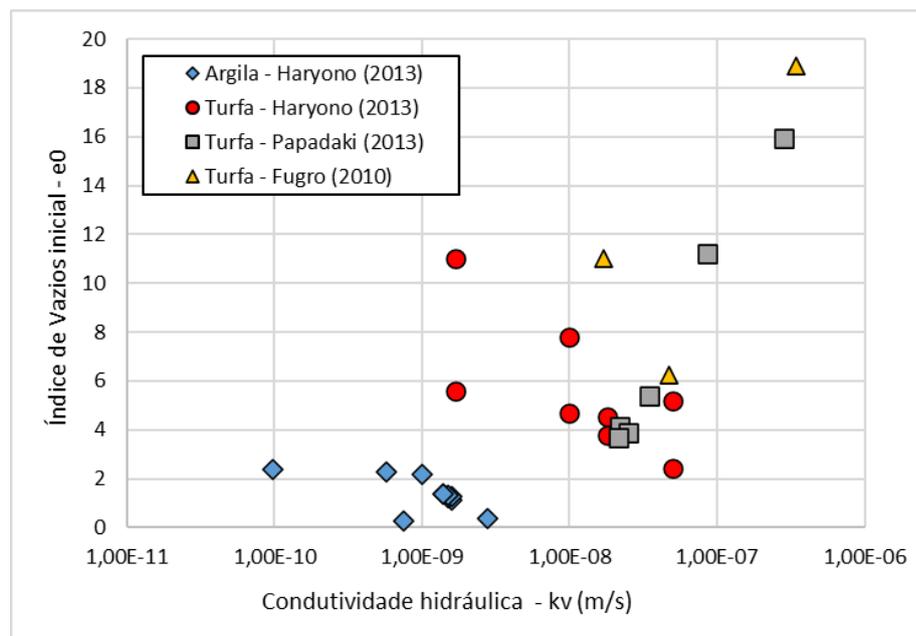
Figura 2-15 – (k_v) obtida no ensaio de adensamento de carga incremental em função do índice de vazios (e) para turfas holandesas.



Fonte: Traduzido de Hoefsloot (2015).

Outrossim, a partir de dados publicados por Haryono (2013), Papadaki (2013) e Fugro (2010) pode-se plotar o gráfico da Figura 2-16, no qual pode-se notar os valores de k_v da ordem de $1E-9$ m/s para a argila e entre $1E-8$ e $1E-7$ (majoritariamente) para as turfas.

Figura 2-16 - (k_v) em função (e_0).



Fonte: Elaborado por este autor com os dados dos autores citados na legenda.

2.3.7 Síntese dos parâmetros mais importantes utilizados nesta Dissertação

Destacam-se aqui as principais aplicações dos parâmetros obtidos para os sedimentos de Amsterdã, os quais foram utilizados para complementar os dados de entrada para os modelos numéricos desenvolvidos, a saber:

- a) As correlações, indicadas na Figura 2-8 (turfa) e na Figura 2-9 (argilas), foram utilizadas para a determinação dos valores de C_c e, conseqüentemente, de λ (inclinação do trecho normalmente adensado do modelo Cam-Clay modificado) para as camadas de argila e turfa;
- b) A relação C_d/C_r apresentada na Tabela 2-6 (turfas) e na Tabela 2-7 (argilas) foram utilizadas para a obtenção de κ (inclinação do trecho sobreadensado do modelo Cam-Clay modificado) para as camadas de argila e turfa;
- c) Os valores de OCR das camadas de argila e turfa foram estimados a partir das correlações apresentadas no item 2.3.4; e
- d) Os valores de condutividade hidráulica (k) obtidos, os quais foram da ordem de $1E-9$ m/s para a argila e variaram majoritariamente entre $1E-8$ e $1E-7$ para as turfas, foram adotados na modelagem numérica.

Os valores utilizados nos modelos numéricos do Caso 1 e 2, bem como a abordagem adotada para as estimativas, são pormenorizados nos itens 3.1.1.1 e 3.2.1.1, respectivamente.

2.4 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica é uma representação idealizada de um fenômeno físico real. Os modelos numéricos têm a finalidade de, a partir de uma série de simplificações e hipóteses, auxiliar na compreensão e previsão do comportamento de processos.

O método dos elementos finitos permite a análise de modelos matemáticos de problemas físicos em meios contínuos por meio de equações diferenciais ou integrais e a partir da divisão desse meio em um número finito de pequenas regiões, as quais são denominadas de elementos finitos.

Entre os objetivos principais de um modelo numérico, podem-se destacar:

- a) previsão quantitativa dos valores de campo;

- b) comparação entre alternativas; e
- c) entendimento dos fenômenos.

A previsão quantitativa dos valores de campo, no âmbito da engenharia, está relacionada ao comportamento de uma determinada estrutura submetida a algum tipo de carregamento. Por exemplo, essa previsão permite que haja uma estimativa dos esforços aos quais essa estrutura será solicitada, aos deslocamentos que ela irá apresentar.

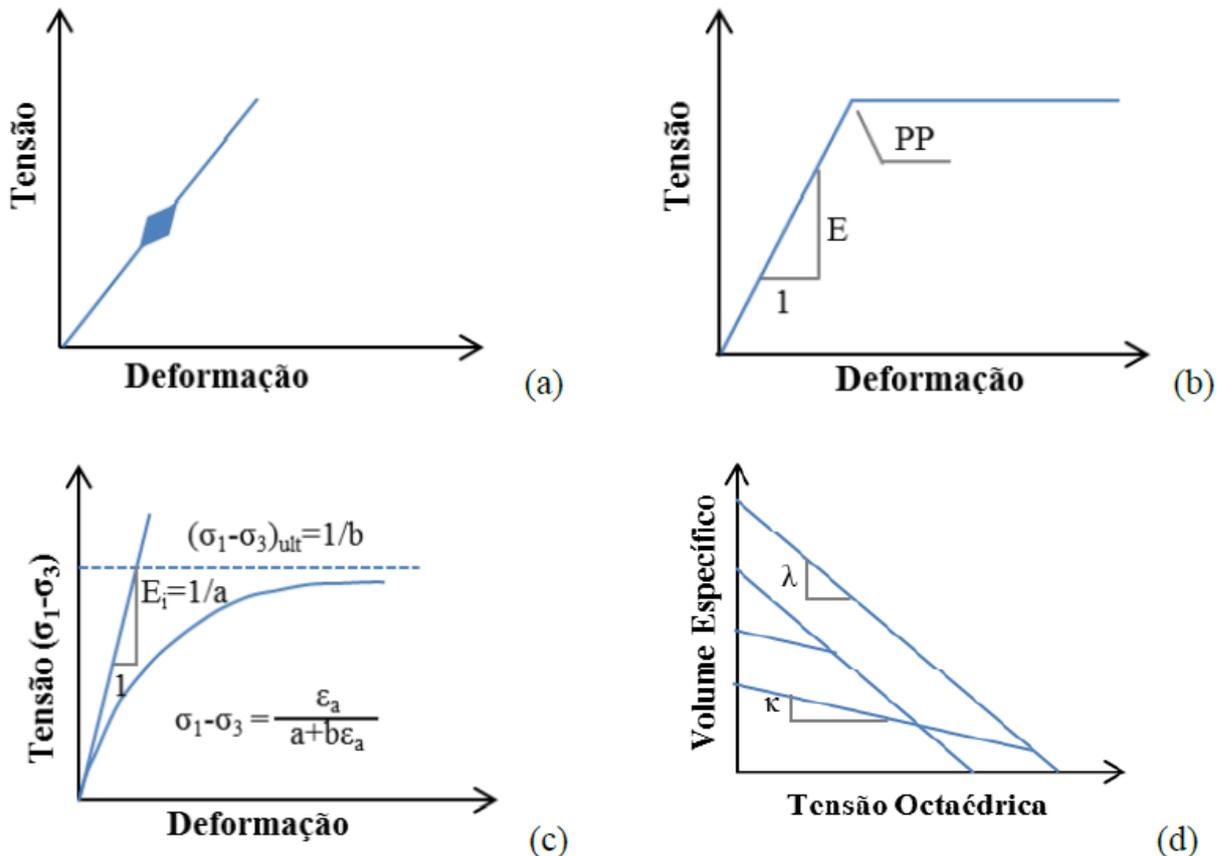
No que se refere à comparação entre alternativas, modelos numéricos permitem que sejam realizadas análises entre diferentes geometrias, materiais, métodos construtivos, entre outros. Pode-se exemplificar o uso de modelos numéricos a fim de se comparar alternativas como retaludamento, cortina atirantada ou solo grampeado na estabilização de um talude natural e escolher a alternativa mais viável do ponto de vista técnico e econômico para essa finalidade.

O entendimento dos fenômenos, pode ser entendido como a aplicação do modelo numérico com a finalidade buscar explicações sobre comportamentos inesperados em campo. Pode-se, por exemplo, lançar mão de uma retroanálise para buscar maiores compreensões acerca das causas de uma ruptura. Além disso, pode-se recorrer à modelagem para realizar previsões comportamentais de alternativas construtivas, sobre as quais se têm dúvidas acerca de sua viabilidade técnica e econômica.

2.4.1 Modelos constitutivos dos solos

Modelos constitutivos são formulações matemáticas com a finalidade de representar o comportamento dos materiais do ponto de vista reológico. Esses modelos são definidos a partir de parâmetros introduzidos em sua equação constitutiva, os quais devem ser identificáveis mediante a realização de ensaios de campo ou laboratório. Um modelo constitutivo será tanto mais completo quanto maior for sua capacidade em determinar o comportamento tensão-deformação de um material mediante diferentes tipos de carregamento. Alguns exemplos de modelos são ilustrados na Figura 2-17.

Figura 2-17 - Comportamento tensão deformação de alguns modelos constitutivos (a) Linear-elástico, (b) Elastoplástico linear, (c) Hiperbólico, (d) Cam-clay.



Fonte: Rezende (2013)

Um dos modelos constitutivos mais simples é o modelo linear-elástico (Figura 2-17-a), no qual existe uma relação de proporcionalidade linear entre as tensões e as deformações para qualquer nível de carregamento (ou descarregamento). O comportamento desse modelo pode ser descrito a partir de generalizações da Lei de Hooke.

O modelo elastoplástico linear (Figura 2-17-b) é um modelo no qual as deformações podem ser descritas pela Lei de Hooke até certo nível de carregamento, denominado como ponto de ruptura. A partir desse ponto, a curva tensão-deformação passa a ser horizontal, ou seja, as deformações ocorrem continuamente sem que haja incrementos no nível de tensão.

O modelo hiperbólico é um modelo sofisticado, no qual deformação e tensão possuem uma relação não linear. Conforme pode ser observado na Figura 2-17-c, a rigidez do material é tanto maior quanto menor for o nível de tensão. Dessa forma, o

aumento do nível de carregamento implica o decréscimo da inclinação da reta tangente à curva tensão-deformação.

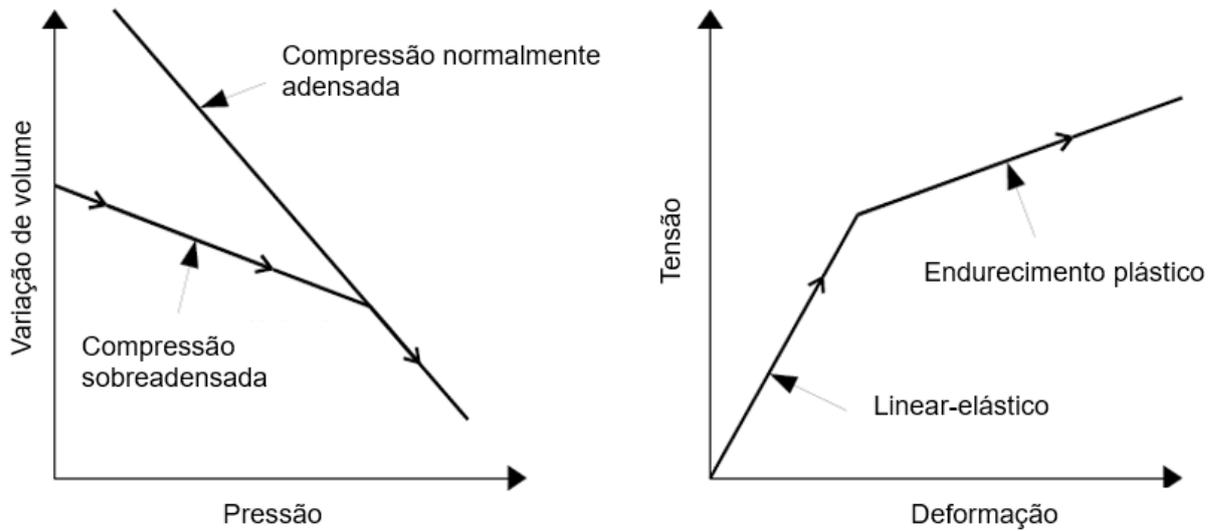
O modelo não linear ilustrado na Figura 2-17-d é o Cam-clay (ou Cam-clay modificado), o qual é um modelo de endurecimento (*hardening*) para descrever o comportamento de solos argilosos. Essa formulação contempla o estado crítico dos materiais, que é a condição na qual o material apresenta deformações sem apresentar variações volumétricas.

O modelo Cam-clay modificado será pormenorizado a seguir, com enfoque nos parâmetros necessários para o desenvolvimento de um modelo numérico no programa Sigma/W, adotado para as análises de dois estudos de casos da presente pesquisa.

2.4.2 Modelo Cam-clay modificado

O modelo Cam-clay modificado é um modelo de estado crítico que contempla uma relação elastoplástica de endurecimento. O termo “endurecimento” (em inglês, “*hardening*”) indica que a amostra não apresenta, ao alcançar a plastificação, um patamar de escoamento, no qual as deformações ocorrem indefinidamente sob carregamento constante. Nesse modelo, ao alcançar a plastificação, a amostra ainda guarda uma proporcionalidade entre as deformações e o carregamento, embora essas deformações, as quais são não recuperáveis, sejam maiores que as apresentadas no regime elástico. Pode-se desenvolver uma analogia entre essa relação de endurecimento e a variação de volume de uma amostra que, inicialmente, localiza-se na linha de sobreadensamento, também conhecida como de recompressão, (Figura 2-18-a) e, ao ser carregada, alcança a compressão virgem, ou seja, normalmente adensada. Essa analogia consiste em relacionar o trecho recompressão (sobreadensado) ao comportamento linear elástico (Figura 2-18-b) e o trecho normalmente adensado à porção plástica do comportamento elastoplástico com endurecimento (Geo-Slope, 2017).

Figura 2-18 – Analogia entre a variação de volume de uma amostra inicialmente sobreadensada e o comportamento elastoplástico com endurecimento.

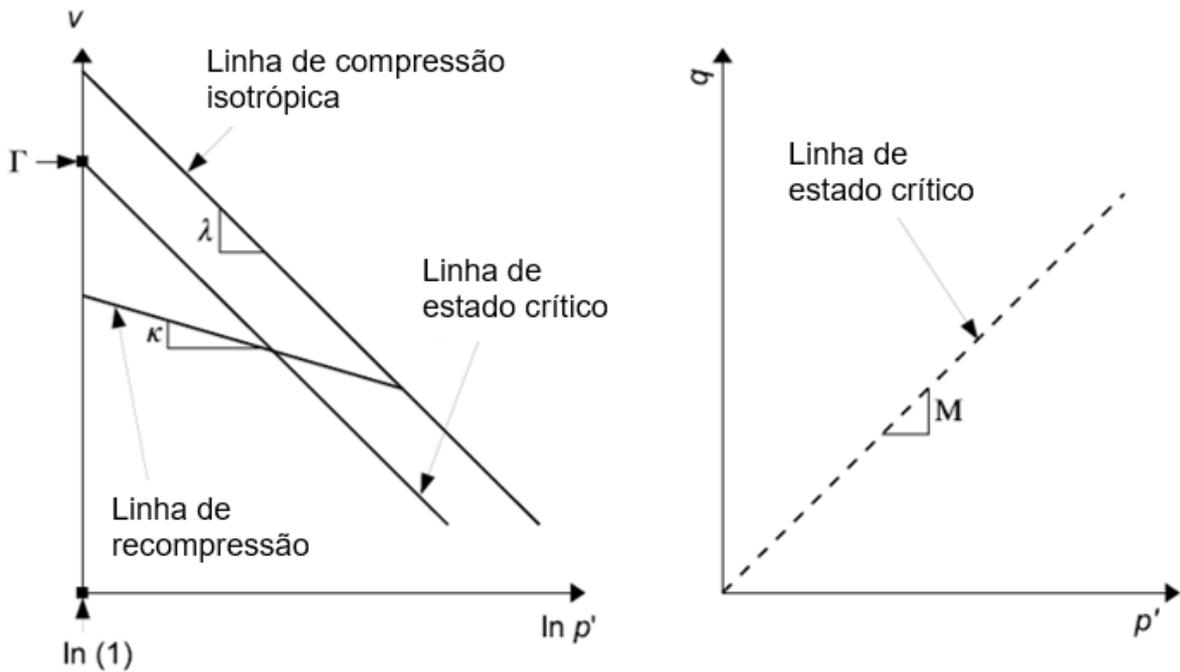


Fonte: Geo-Slope (2017)

Os parâmetros necessários para a adoção do modelo Cam-clay modificado, os quais estão representados na Figura 2-19, são os seguintes (Geo-Slope, 2017):

- a) M , inclinação da linha de estado crítico no espaço p' versus q ;
- b) Γ , volume específico no estado crítico quando p' vale 1kPa;
- c) v , volume específico;
- d) κ , inclinação da linha de recompressão no espaço v versus p' ; e
- e) λ , inclinação da linha compressão isotrópica no espaço v versus p' .

Figura 2-19 – Parâmetros do modelo Cam-clay



Fonte: Traduzido de Geo-Slope (2017)

As grandezas p' e q guardam uma analogia com os parâmetros s' e t , respectivamente. A tensão p' é a tensão normal média, também conhecida como tensão octaédrica (Ortigão, 2007). As expressões que definem p' e q em função das tensões efetivas σ'_x , σ'_y e σ'_z e da tensão de cisalhamento (τ_{xy}) atuantes, orientadas em relação a um sistema de eixos ortogonais entre si x , y e z qualquer são:

$$p' = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} \quad (2-15)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_y)^2}{2} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (2-16)$$

O parâmetro M é dado em função do ângulo de atrito efetivo (ϕ') da amostra, como segue:

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} \quad (2-17)$$

Por definição, o volume específico v é dado em função do índice de vazios e , como segue (Geo-Slope, 2017):

$$v = 1 + e \quad (2-18)$$

Os parâmetros λ e κ possuem relação direta com o índice de compressão C_c e de recompressão C_r , respectivamente, como segue (Geo-Slope, 2017):

$$\lambda = \frac{C_c}{2,303} \quad (2-19)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{2,303} \quad (2-20)$$

A diferença básica entre o modelo Cam-clay e o modelo Cam-clay modificado está no formato da curva de plastificação adotada, conforme ilustrado na

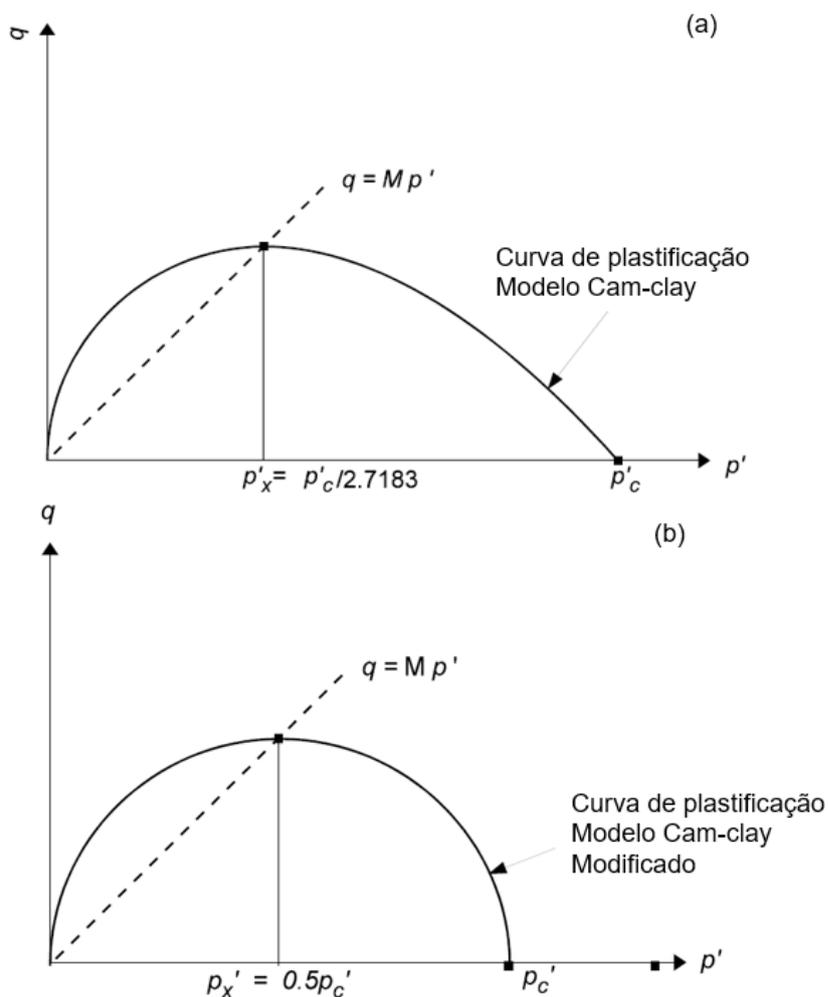
Somente o modelo Cam-clay modificado está disponível nas versões mais recentes do Sigma/W. De acordo manual desse software (Geo-Slope, 2017), o modelo Cam-clay era mantido em versões anteriores do software por razões históricas. No entanto, uma vez que esse modelo constitutivo não tem sido mais utilizado na prática, ele foi removido das versões mais atuais do sistema.

Figura 2-20. Nessa imagem, p'_c e p'_x são, respectivamente, a tensão de pré-adensamento (octaédrica) e a tensão octaédrica na intersecção entre a linha de estado crítico, de inclinação M , e a curva de plastificação (Atkinson e Bransby, 1978). A equação que rege a curva de plastificação do modelo Cam-clay modificado é dada por:

$$q^2 = M^2 \cdot p' \cdot p'_c - (M \cdot p')^2 \quad (2-21)$$

Somente o modelo Cam-clay modificado está disponível nas versões mais recentes do Sigma/W. De acordo manual desse software (Geo-Slope, 2017), o modelo Cam-clay era mantido em versões anteriores do software por razões históricas. No entanto, uma vez que esse modelo constitutivo não tem sido mais utilizado na prática, ele foi removido das versões mais atuais do sistema.

Figura 2-20 – Curvas de plastificação – (a) Cam-clay (b) Cam-clay modificado.



Fonte: Traduzido de Geo-Slope (2017)

2.4.3 Modelagem numérica com o programa Sigma/W

O Sigma/W é um programa de elementos finitos que pode ser adotado para realizar análises tensão deformação simples ou complexas em maciços de terra. Esse sistema foi desenvolvido para ser aplicado em análises no âmbito da mineração e da engenharia civil e geotécnica. O Sigma/W pode ser utilizado em junto com outros sistemas da plataforma GeoStudio de forma a realizar análises mais sofisticadas. São exemplos de análises acopladas a outros sistemas a modelagem de geração e dissipação de poropressão em estudos de adensamento (acoplamento com o Seep/W) ou análises dinâmicas de terremotos (em conjunto com o Quake/W).

De acordo o seu manual (Geo-Slope, 2017), o software Sigma/W é capaz de resolver diferentes tipos de análises bidimensionais. O tipo de análise a ser utilizada depende, sobretudo, dos objetivos dos estudos numéricos. Os tipos de análises de interesse a este trabalho são:

- a) análise tipo “tensões in situ”: é utilizado para estabelecer as tensões iniciais (geostáticas). Muitos dos estudos numéricos necessitam que seja feito esse tipo de análise para então prosseguir com outros tipos de análises. As tensões iniciais verticais são estabelecidas a partir da aplicação do peso próprio do material. As tensões horizontais são controladas por meio do coeficiente de Poisson. Nesse tipo de análise, as propriedades de rigidez (por exemplo, Módulo de Deformabilidade) dos materiais não têm efeito sobre o estado de tensões inicial;
- b) análise tipo “tensão-deformação”: esse tipo de análise é usado quando se deseja aplicar cargas e obter como resultado mudanças de tensão e deslocamentos. São exemplos de casos em que esse tipo de análise pode ser utilizado a simulação da construção de um aterro e da execução de uma escavação; e
- c) análise tipo “acoplado tensão-poropressão”: esse tipo de análise considera que tanto a relação tensão-deformação, quanto a de dissipação de poropressão sejam computadas simultaneamente. Esse tipo de análise é indicado para condições em que se deseje analisar como a variação da poropressão influencia nos resultados, como tensões e deslocamentos. A simulação de obras de aterros sobre solos moles saturados é um exemplo de situação em que esse tipo de análise se aplica, já que, nesses casos, não só se deseja obter os estados de tensão e deformação finais, mas também como esses estados se comportam ao longo do tempo.

2.5 TENSÕES INDUZIDAS POR UM ATERRO PELA TEORIA DA ELASTICIDADE

Serão apresentadas a seguir as soluções de Osterberg e de Gray para a determinação do acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) devido à carga de um aterro. A

utilização da solução de Osterberg em conjunto com a Eq. (2-1) vai de encontro com os procedimentos encontrados em Velloso et. al (2001) para estimar os momentos fletores pela metodologia de Tschebotarioff. Já a solução de Gray fornece diretamente o acréscimo de tensão horizontal ($\Delta\sigma_x$) devido a um aterro, o que permitirá a proposição de uma modificação do método original de Tschebotarioff, como será detalhado no item 3.1.2.

2.5.1 Solução de Osterberg

O aumento de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) na profundidade z gerado por um aterro da altura H , como mostrado na Figura 2-21, em um espaço semi-infinito e considerando o solo como homogêneo pode ser expresso por (Osterberg, 1957):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_o}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} \alpha_2 \right] \quad (2-22)$$

em que, B_1 , B_2 , α_1 e α_2 são definidos na Figura 2-21 e q_o é dado por:

$$q_o = \gamma \cdot H \quad (2-23)$$

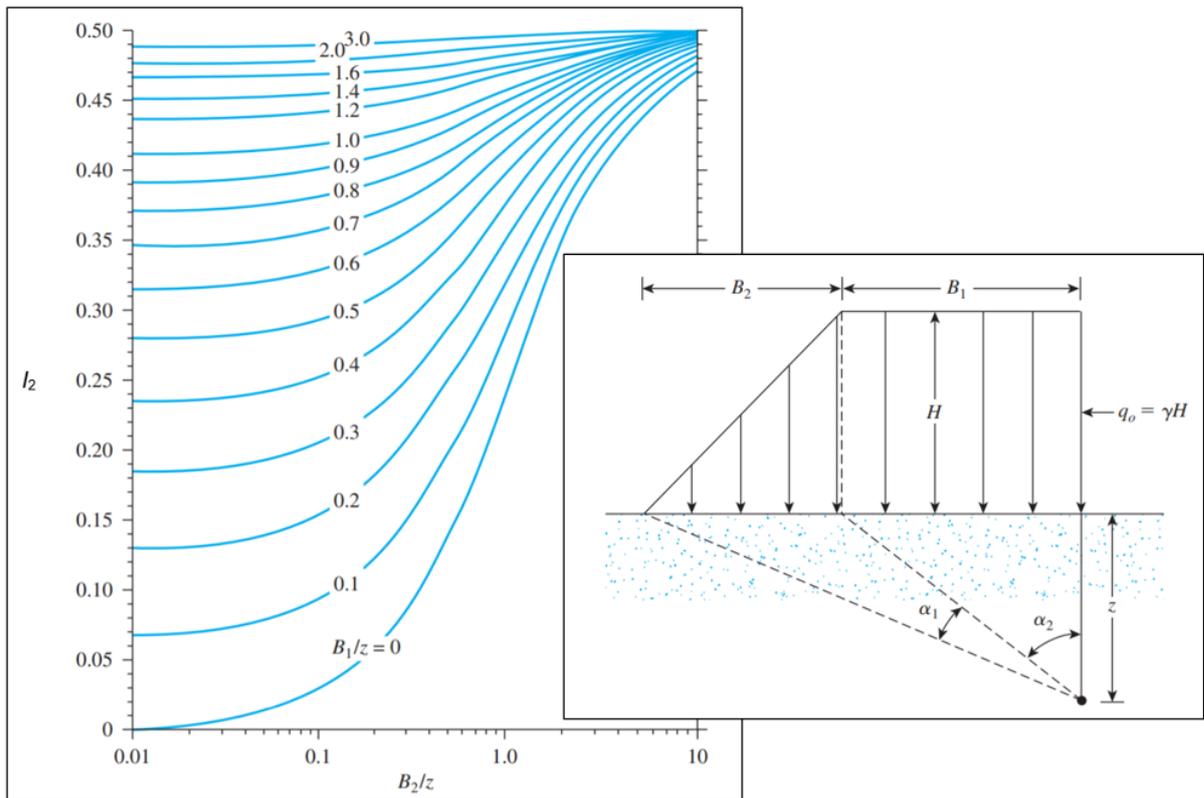
com γ igual ao peso específico do material do aterro e H igual à altura do aterro.

Alternativamente à Equação (2-22) pode-se utilizar a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_z = q_o \cdot I_2 \quad (2-24)$$

com I_2 sendo uma função de B_1/z e B_2/z a ser obtida pelo gráfico de Osterberg (1957) (Figura 2-21).

Figura 2-21 – Gráfico de Osterberg para a determinação de tensões junto ao pé de aterro.



Fonte: Adaptado de Das (2017)

2.5.2 Solução de Gray

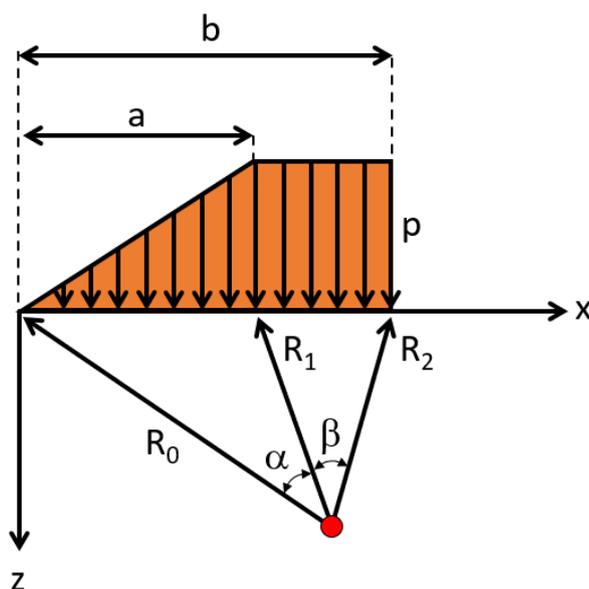
Gray (1936) apresenta soluções para o acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) e horizontal ($\Delta\sigma_x$) devido à carga em formato de aterro, como segue:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\rho}{\pi} \left[\beta + \frac{x \cdot \alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x - b) \right] \quad (2-25)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{\rho}{\pi} \left[\beta + \frac{x \cdot \alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} (x - b) + \frac{2z}{a} \ln \left(\frac{R_1}{R_0} \right) \right] \quad (2-26)$$

As grandezas envolvidas nas equações acima estão definidas na Figura 2-22.

Figura 2-22 – Variáveis envolvidas na solução de Gray (1936).



Fonte: Redesenhado a partir de Poulos e Davis (1991).

2.5.3 Estudos complementares sobre as tensões induzidas por um aterro

Estudos complementares foram realizados por este autor a fim de aprofundar nas soluções pela Teoria da Elasticidade supracitadas e compará-las com os resultados obtidos por modelagem numérica. Esses estudos são apresentados em Anexos, ao fim desta Dissertação.

Inicialmente, a análise da Equação (2-26) da solução de Gray (1936) sugere que, para um aterro que se estenda infinitamente na direção “x” (Figura 2-22), a tensão horizontal ($\Delta\sigma_x$) perpendicular à direção “x” não varia com o coeficiente de Poisson (ν). Esse fato foi verificado por este autor em um estudo realizado à parte, a partir da solução de Gray para $\Delta\sigma_x$ devido a uma carga pontual, que é uma solução que depende do Coeficiente de Poisson (ν). Foi observado, por meio de uma integração numérica, que, ao sobrepor os efeitos de “infinitas” cargas pontuais alinhadas em uma determinada direção em superfície, o perfil de $\Delta\sigma_x$ na direção perpendicular independe de ν . Os detalhes desse estudo são apresentados no ANEXO A.

É apresentado no ANEXO B um estudo comparativo entre a solução de Osterberg (1957) e Gray (1936). Essa comparação mostra que as soluções são idênticas no que se refere ao acréscimo de tensões verticais $\Delta\sigma_z$ em um meio semi

infinito homogêneo. Ademais, são apresentadas comparações entre os valores do acréscimo de tensão horizontal $\Delta\sigma_x$ obtido pela solução de Gray e do produto entre $\Delta\sigma_z$ e o coeficiente de empuxo (K), conforme proposta de Tschebotarioff (Eq. (2-1)).

Finalmente, foi desenvolvido um estudo comparativo entre a solução de Osterberg (1957) e resultados de modelo numérico no Sigma/W para o acréscimo de tensão vertical sobre o centro de um aterro. Nesse estudo, foi analisada a influência do coeficiente de Poisson (ν) no perfil de $\Delta\sigma_x$ obtido por modelagem. O resultado mostrou que, ao modelar a sobrecarga do aterro como um material elástico, os resultados do modelo se aproximam da solução de Osterberg quando ν se aproxima de 0,5. Ademais, quando se modela o aterro como uma condição de contorno de sobrecarga, o perfil de $\Delta\sigma_z$ a partir do Sigma/W e da Teoria da Elasticidade são praticamente coincidentes, sendo o resultado invariante em relação a ν . Esses estudos são apresentados no Anexo C.

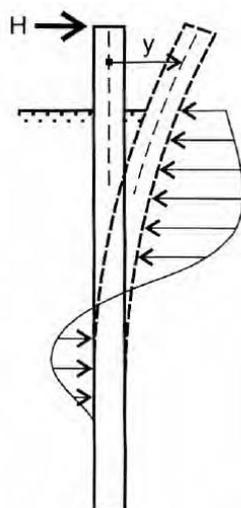
2.6 REAÇÃO DE SOLOS COMPRESSÍVEIS SOB CARREGAMENTOS TRANSVERSAIS

Em uma estaca carregada horizontalmente, o solo irá reagir aos deslocamentos desse elemento. Há, portanto, o surgimento de tensões de compressão nos trechos em que a estaca se desloca contra o solo. Já nos trechos em que ela se afasta do solo, permanecem as tensões iniciais (geostáticas), haja vista a incapacidade do solo em suportar os esforços de tração. Em alguns casos, no entanto, ocorrem tensões de empuxo ativo nos trechos mais distantes da aplicação da carga, os quais surgem de uma tendência de a estaca desenvolver movimentos de rotação (Danziger e Lopes, 2021). A Figura 2-23 ilustra a reação do solo em uma estaca submetida a uma carga horizontal H na superfície.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a maneira com que o solo reage às ações de estacas solicitadas transversalmente é complexa. Isso ocorre pelo fato de essa reação depender de diversos fatores, tais como: o tipo de solo, o nível de carregamento, o tipo de sollicitação (estático ou cíclico) e as dimensões da estaca. Considera-se, na prática, que a reação do solo ao deslocamento horizontal da estaca nele imersa seja dado por uma tensão normal p , a qual atua em uma faixa de

largura B (igual ao diâmetro ou largura da estaca) e na direção perpendicular ao deslocamento horizontal.

Figura 2-23 – Estaca submetida a uma força transversal H aplicada no topo.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

O coeficiente de reação horizontal do solo pode ser considerado invariável ou não frente ao nível de carregamento. No primeiro caso, o valor da relação entre a tensão horizontal (p) e o deslocamento horizontal (y) é constante, e o coeficiente de reação horizontal é dado por k_h , grandeza a qual pode variar ou não com a profundidade. No segundo caso, a reação horizontal do solo é dada por meio de “curvas p - y ”, as quais representam o comportamento não linear entre tensão e deslocamento.

2.6.1 Comportamento linear

Por meio da hipótese de Winkler, tem-se: (Danziger e Lopes, 2021).

$$p = k_h \cdot y \quad (2-27)$$

em que p (dimensão FL^{-2}) é a tensão horizontal, y (dimensão L) é o deslocamento horizontal e k_h (dimensão FL^{-3}) é o coeficiente de reação horizontal, o qual pode variar com a profundidade, sendo expresso por:

$$k_h = m_h \cdot z \quad (2-28)$$

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{B} \quad (2-29)$$

$$n_h = m_h \cdot B \quad (2-30)$$

sendo m_h (dimensão FL^{-4}) a taxa de crescimento com a profundidade e n_h (dimensão FL^{-3}) a taxa de crescimento com a profundidade, englobando a dimensão B da estaca.

Danziger e Lopes (2021) apresentam valores de n_h e m_h em solos compressíveis (Tabela 2-9).

Tabela 2-9 – Taxa de crescimento de reação horizontal com a profundidade em solos compressíveis.

Tipo de Solo	n_h (kN/m³)^[A]	m_h (kN/m⁴)^[B]
Solos orgânicos recentes (vasas, lodos, turfa etc.)	1 a 10	15
Argila orgânica, sedimentos recentes	10 a 60	80
Argila siltosa mole, sedimentos consolidados (normalmente adensados)	30 a 80	150

^[A] Davisson (1970) apud Danziger e Lopes (2021)

^[B] Miche (1930) apud Danziger e Lopes (2021)

Fonte: Dados retirados de Danziger e Lopes (2021).

2.6.2 Comportamento não linear

O comportamento de estacas submetidas a forças transversais pode ser simulado por meio de molas não lineares, as quais são representadas por meio de “curvas p-y”. Segundo Reese e Impe (2011), para a determinação da curva p-y em um ponto de um solo compressível saturado sob carregamento estático, inicialmente determina-se o valor da resistência última do solo (p_{ult}) a partir do menor valor entre as Eq. (2-31) e (2-32):

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma'}{S_u} \cdot z + \frac{J}{B} \cdot z \right] \cdot S_u \cdot B \quad (2-31)$$

$$p_{ult} = 9 \cdot S_u \cdot B \quad (2-32)$$

em que γ' é o peso específico submerso, z é a profundidade, B é a largura ou diâmetro da estaca, S_u é a resistência não drenada do solo e J é um parâmetro a ser obtido experimentalmente, sendo 0,5 um valor típico em argilas moles.

Posteriormente, estima-se y_{50} , que representa a deflexão a 50% da resistência última do solo. O valor de y_{50} é dado por:

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot B \quad (2-33)$$

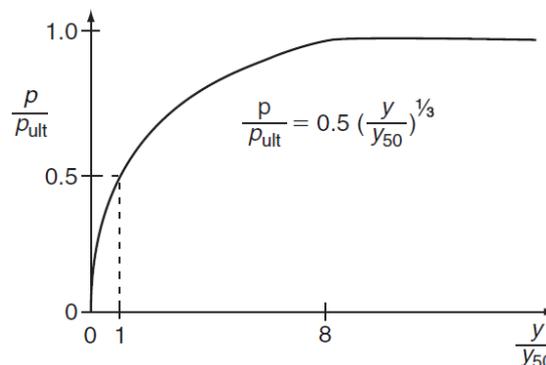
em que ε_{50} é a deformação corresponde à metade da tensão máxima de uma curva tensão-deformação obtida em laboratório, podendo ser estimada em 2% para argilas moles com S_u inferior a 48 kPa (Reese e Impe, 2011).

De posse desses dados, a curva p - y é calculada por meio da expressão abaixo:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2-34)$$

em que p valor de permanecerá constante para valores de y maiores que 8 vezes y_{50} .

Figura 2-24 – Curvas p - y típicas de argilas moles sob carregamento estático.



Fonte: Reese e Impe (2011)

2.7 ESTUDOS DE DOIS CASOS DISPONÍVEIS NA LITERATURA

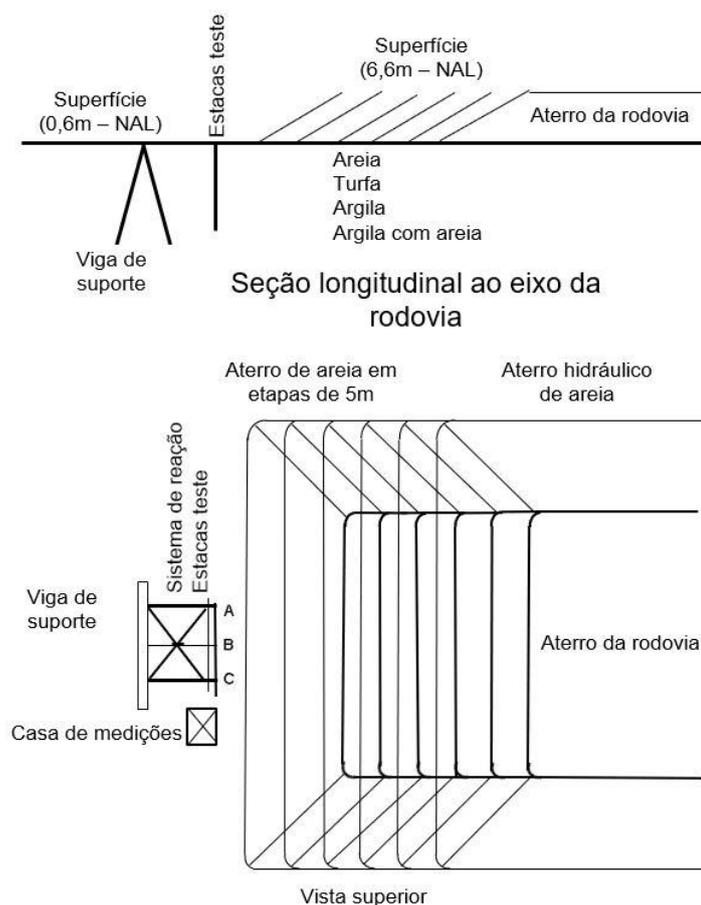
2.7.1 Caso 1: Linha de 3 estacas paralelas ao perfil longitudinal de um aterro em Amsterdã

O trabalho publicado por Heyman e Boersma (1961) foi desenvolvido em Amsterdã e consistiu na cravação de uma linha 3 estacas instrumentadas de 12,5 m de comprimento, distanciadas entre si em 5 m. Foram utilizados dois perfis metálicos em formato de U, os quais foram soldados de modo a criar uma seção transversal vazada de formato quadrado com 30 cm de lado com 6 mm de espessura. Foi construído um aterro de 7 m de altura inicialmente a uma distância de 30 m dessa linha de estacas. Não é citado explicitamente no trabalho de Heyman e Boersma (1961) a inclinação do talude desse aterro. No entanto, a partir de medida em escala da ilustração do aterro em planta (Figura 2-25), pode-se estimar que o talude do aterro ao atingir 7 m de altura possui 12,5 m de largura, ou seja, inclinação de aproximadamente foi 1:1,8 (V:H).

Posteriormente, adicionou-se material a esse aterro de tal forma que a distância entre ele e a linha de estacas reduzisse, em cada etapa, em 5 m. Esse procedimento foi realizado 5 vezes, até que a distância entre o aterro e as estacas fosse 5 m.

As medidas do momento fletor nas estacas foram obtidas por meio da instalação de 4 extensômetros (*Strain Gauges*) em cada metade do perfil metálico em U antes da soldagem, perfazendo 8 pontos de medição por estaca. A Figura 2-26 ilustra a fixação dos extensômetros em perfis metálicos antes da soldagem.

Figura 2-25 – Vista lateral e planta esquemática do experimento.



Fonte: Redesenhado e traduzido de Heyman e Boersma (1961).

Figura 2-26 – Instalação dos extensômetros nos perfis metálicos.

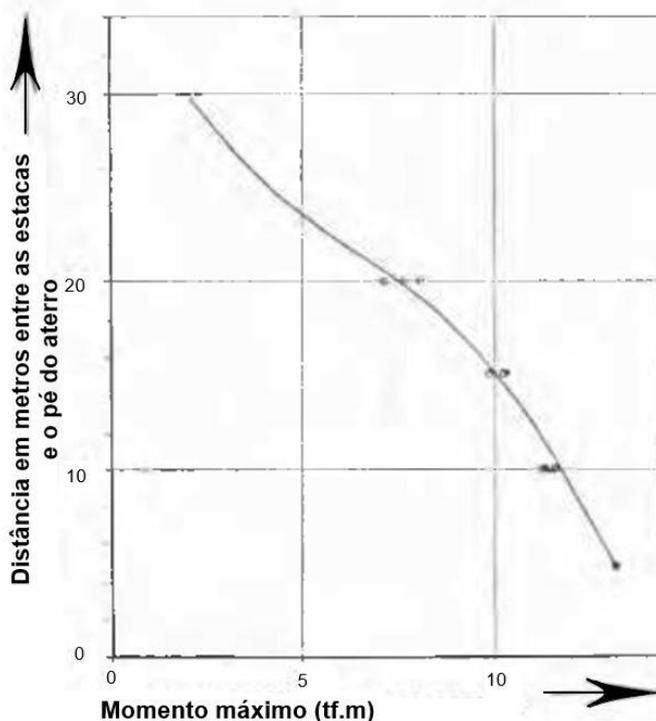


Fonte: Heyman e Boersma (1961).

De acordo com Heyman e Boersma (1961), os momentos máximos ocorreram na profundidade de 2,50 m, aproximadamente entre a camada superior de areia e a camada de turfa. Para restringir o deslocamento das estacas na direção do empuxo horizontal gerado pela carga assimétrica do aterro, os topos dessas estacas foram apoiados a uma viga rígida de concreto, a qual era suportada por um conjunto de 8 estacas.

Esses autores concluíram que precauções adicionais devem ser tomadas em estacas locadas a menos de 25 m de aterros de altura elevada, já que a partir dessa distância, os momentos fletores máximos medidos nas estacas são da ordem de 50 kN.m. Foi observado que há uma pequena discrepância entre os valores apresentados no texto e no gráfico quanto aos momentos fletores máximos na estaca: No texto original de Heyman e Boersma (1961), cita-se que para a distância de 10 m entre a estaca e o aterro, o momento máximo medido foi 14 tf.m (140 kN.m). Já no gráfico da Figura 2-27, o momento para a mesma distância é aproximadamente 12 tf.m (120 kN.m). Para as distâncias maiores que 10 m, os valores apresentados no texto e no gráfico são coincidentes. Foi considerado nesta Pesquisa o valor apresentado no texto.

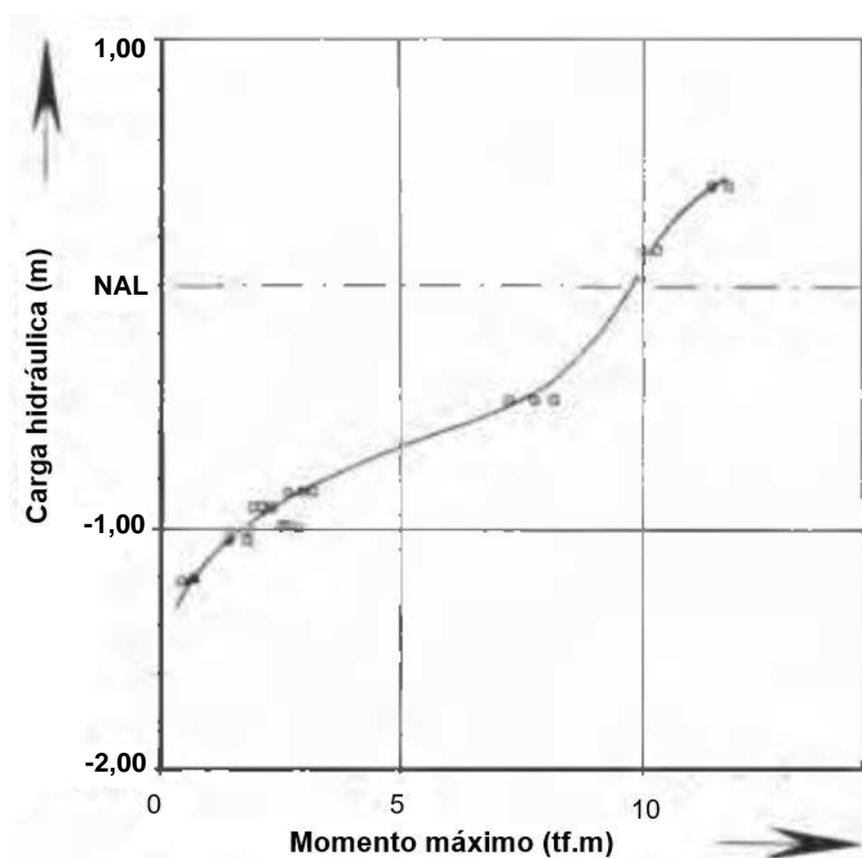
Figura 2-27 - Momento fletor nas estacas em função da distância do aterro.



Fonte: Traduzido de Heyman e Boersma (1961).

Esses autores apresentam na Figura 2-28 as medidas de momento fletor máximo em função do excesso de poropressão, os quais foram medidos por meio da instalação de piezômetros elétricos próximos às estacas, imediatamente abaixo da camada de turfa. Heyman e Boersma (1961) citam que a 15 m de distância entre as estacas e o aterro, quando o momento fletor máximo é da ordem de 10 tf.m, o excesso de poropressão é, em carga hidráulica, 1,40 m (0,20 acima do NAL), o que equivale a, aproximadamente, 14 kPa.

Figura 2-28 – Variação entre os momentos fletores máximos e o excesso de poropressão na camada de argila mole abaixo da camada de turfa nas proximidades das estacas.

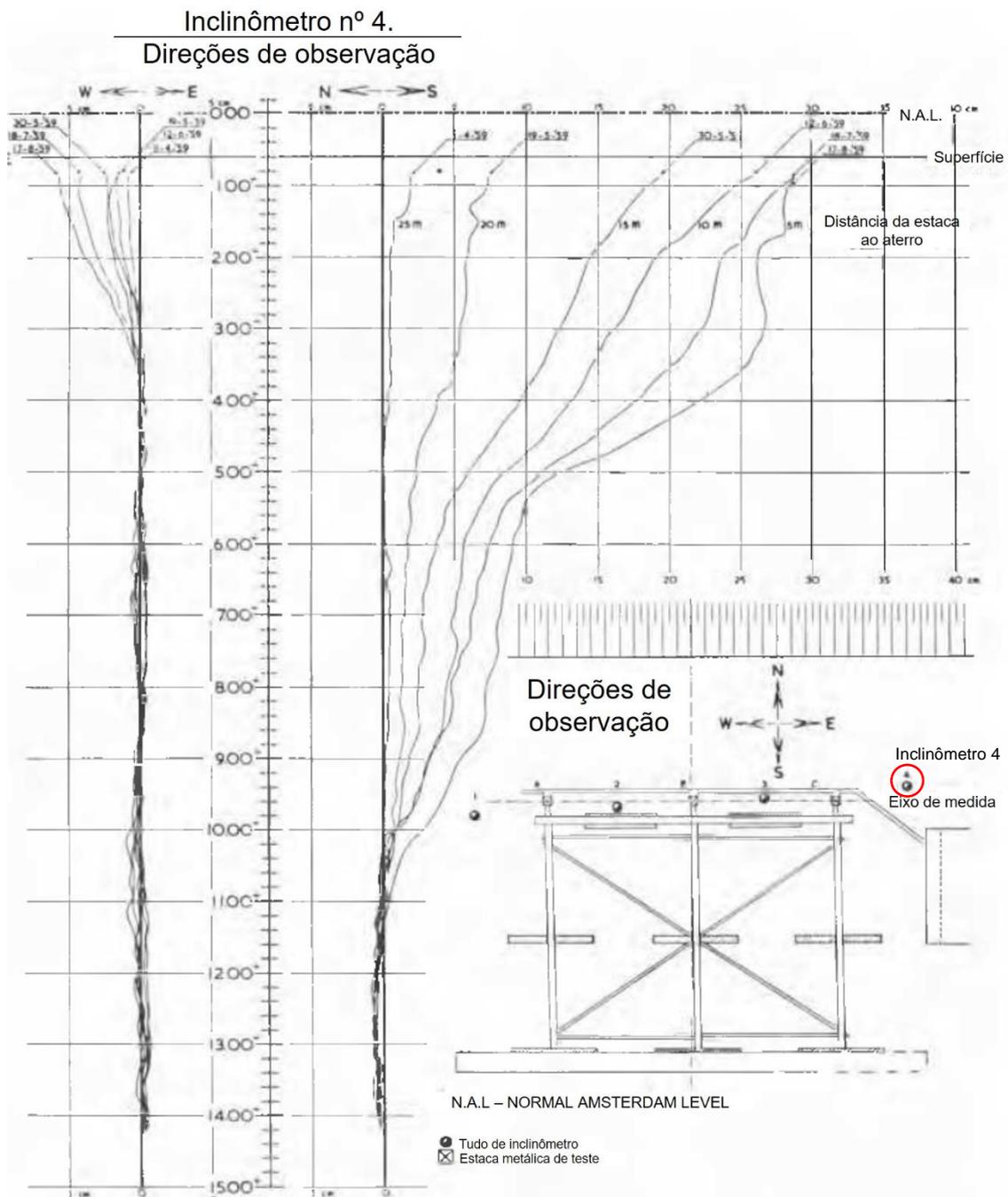


Fonte: Heyman e Boersma (1961).

São também apresentados os deslocamentos horizontais medidos no inclinômetro 4, instalado no local dos estudos, conforme a Figura 2-29. É citado no trabalho de Heyman e Boersma (1961) que esses deslocamentos foram medidos após cada extensão do aterro (aproximação de 5 m em direção à linha de estacas). Não são apresentados, no entanto, os deslocamentos referentes à etapa inicial (aterro a 30 m das estacas). É apresentado também um perfil intermediário às

etapas nas quais o aterro dista 10 m e 5 m das estacas e não é citado sobre qual condição esse perfil representa. Além disso, os autores não deixam claro se as medidas foram realizadas imediatamente após a construção do aterro ou após a dissipação do excesso de poropressão.

Figura 2-29 – Deslocamentos horizontais medidos no inclinômetro 4.



Fonte: Traduzido e adaptado de Heyman e Boersma (1961).

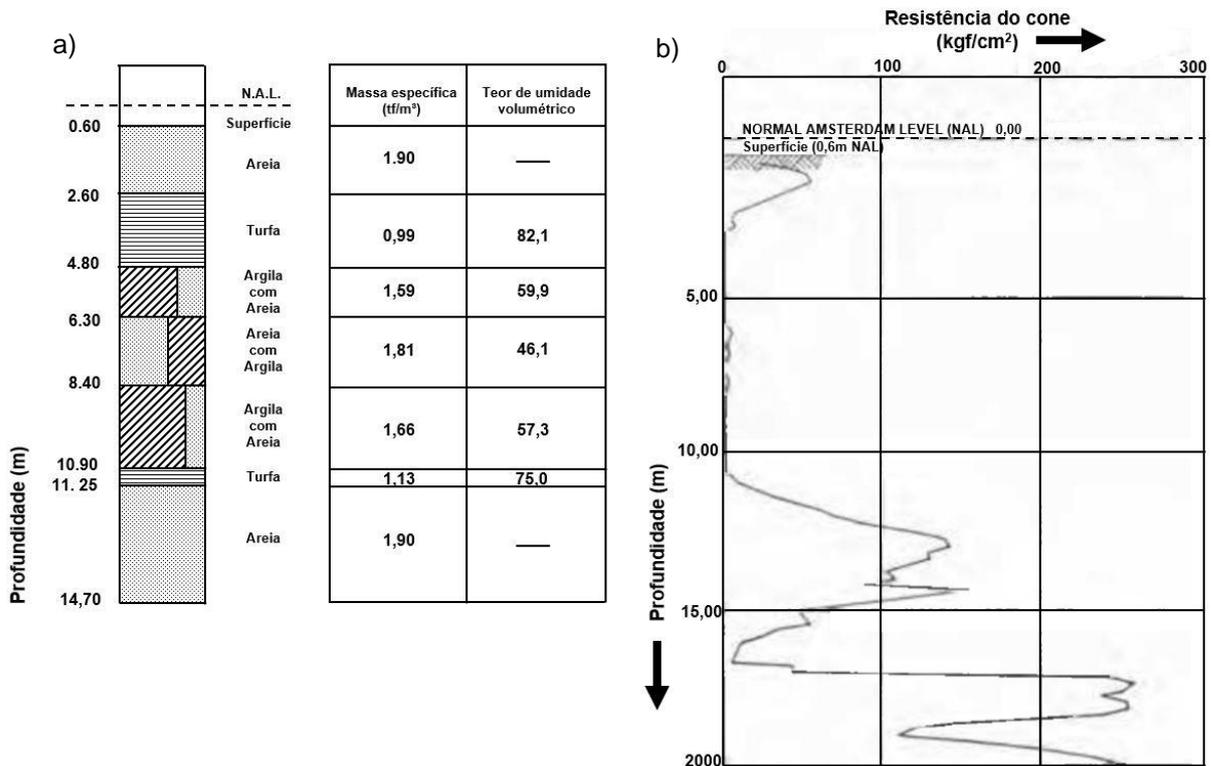
A estratigrafia do subsolo (Figura 2-30a) no qual foram introduzidas as estacas consiste em uma camada inicial de 2 m de espessura de aterro arenoso,

seguido de uma camada de aproximadamente 2,20 m de turfa. Abaixo, é verificada uma camada de aproximadamente 6 m que varia entre argila arenosa e areia argilosa. Logo abaixo, há uma camada de turfa de pequena espessura (0,35 m), seguido de uma camada arenosa, a partir da profundidade 11,25 m (NAL). Esse perfil apresentado é condizente com o perfil típico de Amsterdã apresentado na Figura 2-5. Observa-se, no entanto, a existência de uma camada antrópica de 2 m de areia no perfil descrito por Heyman e Boersma (1961). Ao desconsiderar essa camada antrópica, pode-se citar como semelhanças entre o perfil do local do Caso 1 e aquele apresentado na Figura 2-5:

- a) existência de uma camada superficial de turfa (Hollandveen Member) com espessura por volta de 5 m;
- b) em seguida, é observada uma camada de cerca de 5 m de espessura (Wormer Member) composta por argila (mais acima) e por areia fina a média com presença de argila (mais abaixo);
- c) abaixo, tem-se uma camada de argila (Velsen Bed) com lentes arenosas;
- d) posteriormente, observa-se uma camada de turfa com cerca de 20 cm de espessura (Basisveen Bed). Essa camada é a última de sedimentos holocênicos; e
- e) por volta de 12m de profundidade, tem-se o início dos sedimentos pleistocênicos, sendo a primeira camada composta por uma areia fina a média (Boxtel Formation).

São também apresentados na Figura 2-30b resultados da resistência à penetração do cone (q_c) no perfil do CPT executado no local. Nota-se que (q_c) chega a aproximadamente 3 MPa na camada de aterro arenoso, tende a zero entre as profundidades de 2,60 m e 11,25 m (NAL) e alcança valores da ordem de 10 MPa entre a profundidade 11,25 m e 14,70 m (NAL).

Figura 2-30 - Estratigrafia do subsolo, densidade *in situ*, teor de umidade volumétrico e resultado do ensaio CPT.



Fonte: Redesenhado e traduzido de Heyman e Boersma (1961).

Os parâmetros geotécnicos das camadas do subsolo disponíveis na publicação de Heyman e Boersma (1961) estão resumidos na Tabela 2-10. As umidades (w) foram calculadas a partir Equação (2-35):

$$w = \frac{\rho_w \cdot \theta}{\rho_s(1 - \theta)} \quad (2-35)$$

em que (ρ_s) é a massa específica dos sólidos, adotada igual a 2,65 kg/cm³, (ρ_w) é a massa específica da água, adotada igual a 1,00 kg/cm³ e (θ) é o teor de umidade volumétrico do solo, o qual, na condição saturada (θ_{sat}) é numericamente igual à porosidade (n).

Tabela 2-10 – Parâmetros geotécnicos disponíveis na publicação.

Prof. (m)	Solo	γ (tf/m ³)	$\theta = \theta_{\text{sat}}$ (%)	e (-)	w (%)
0,60 a 2,60	Areia	1,9	-	-	-
2,60 a 4,80	Turfa	0,99	82	4,56	172
4,80 a 6,30	Argila Mole	1,59	59	1,44	54
6,30 a 8,40	Areia Argilosa	1,81	46	0,85	32
8,40 a 10,90	Argila Mole	1,66	57	1,33	50
10,90 a 11,25	Turfa	1,13	75	3,00	113
11,25 a 14,70	Areia	1,9	-	-	-

Legenda: γ : Peso específico;

θ : Teor de umidade volumétrico

θ_{sat} : Teor de umidade volumétrico na condição saturada;

e : Índice de vazios; e

w : Umidade.

Fonte: Elaborada a partir dos dados de Heyman e Boersma (1961)

Heyman e Boersma (1961) não apresentam informações adicionais às existentes na Figura 2-30 quanto aos parâmetros geotécnicos dos materiais que compõem o subsolo do local. No entanto, o perfil apresentado guarda semelhanças com o perfil apresentado na Figura 2-34 por Heyman (1965), trabalho que também será explorado nesta Dissertação e que traz alguns dados complementares quanto à caracterização do subsolo, conforme será apresentado em item oportuno.

2.7.2 Caso 2: Linha de 2 estacas perpendicular ao perfil longitudinal de um aterro em Amsterdã

Devido ao processo de expansão da capital holandesa, um projeto de construção de um aterro de 1000 m de extensão com 4 m de altura deveria ser construído próximo a edificações assentes sob estacas de concreto. Os resultados do estudo de Heyman e Boersma (1961), em que se verificou ser considerável magnitude dos empuxos laterais geradas em estacas próximas a aterros, fez com que o *Department of Public Works of Amsterdam*, responsável pela obra do aterro, tomasse precauções para evitar que houvesse danos às fundações das edificações existentes.

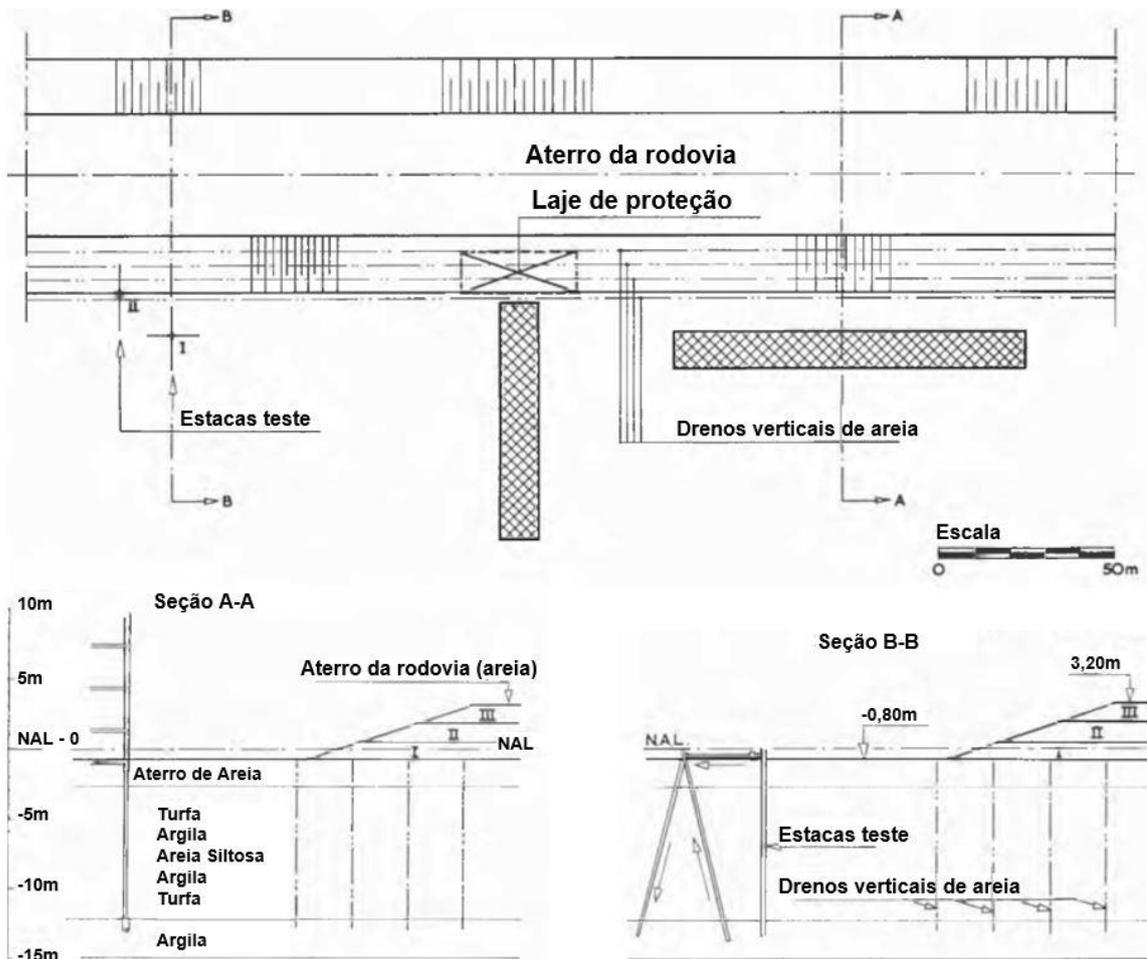
Assim, foi desenvolvido um estudo em escala real, ilustrado na Figura 2-31, sobre o qual Heyman (1965) discorre. Nessa pesquisa, foram instaladas duas estacas metálicas de 12,5 m de comprimento com seção transversal quadrada de 0,30 m e 6 mm de espessura.

Após a inserção das estacas, o aterro experimental foi construído em três etapas de 1,4 m de tal forma que uma das estacas (Estaca II) ficou posicionada exatamente no pé do talude do aterro e a outra (Estaca I) a 12 m desse. O deslocamento da extremidade superior das estacas foi impedido por um macaco hidráulico e os esforços (momento fletor e reação horizontal) foram medidos em ambas as estacas em cada etapa de alteamento.

Os momentos fletores foram medidos por meio de extensômetros elétricos fixados em 6 seções de ambas as estacas em um intervalo de 2,20 m a 6,70 m em relação ao topo. Os momentos fletores medidos nas estacas estão mostrados na Figura 2-32. Nessa imagem (I), (II) e (III) se referem às etapas de alteamento, as quais se referem a construção de 1,4 m de aterro. Para as duas primeiras etapas são apresentadas duas leituras: a linha com menores valores se refere à leitura logo após a aplicação da carga e outra, com maiores momentos, após 2 meses de dissipação dos excessos de poropressão. Segundo Heyman (1965), para as 2 primeiras etapas, após esse período de 2 meses, não houve aumento dos esforços medidos nas estacas. Para a última etapa foram apresentados apenas os valores do momento fletor logo após a aplicação da terceira etapa de alteamento. Os momentos máximos medidos logo após o término terceira (e última) etapa de 1,4 m de aterro nas estacas I e II são, respectivamente, 24,5 kN.m e 67,5 kN.m.

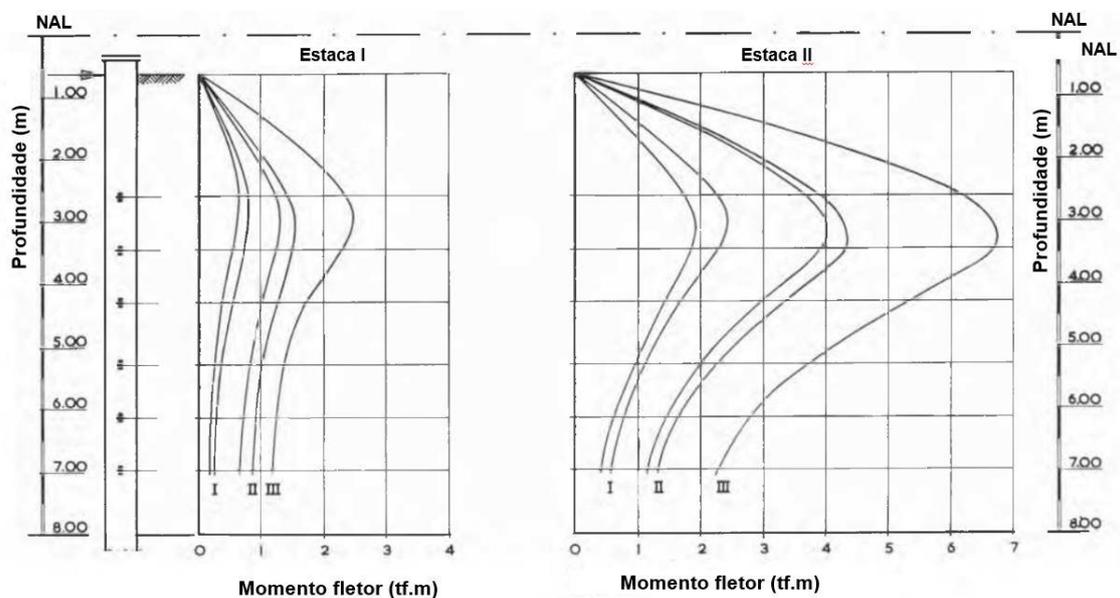
As reações horizontais no topo da estaca, as quais foram medidas por meio de dinamômetros elétricos acoplados ao macaco hidráulico, estão apresentadas na Figura 2-33. Verifica-se para a estaca mais distante do pé do aterro um crescimento linear da reação em função da sobrecarga gerada pelo aterro, sendo o valor medido na última etapa é da ordem de 18 kN. Para a estaca mais próxima do aterro (Estaca II) a reação máxima medida nessa estaca foi 44,5 kN.

Figura 2-31 – Planta e seções esquemáticas (a escala apresentada se refere à planta).



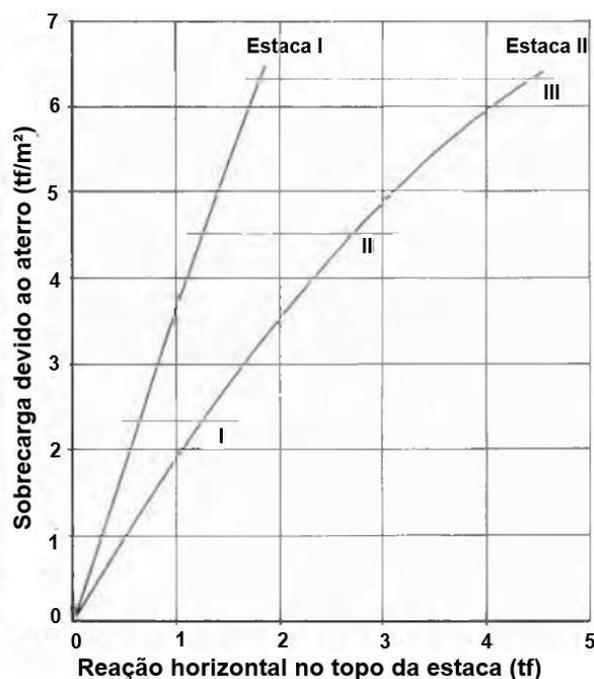
Fonte: Heyman (1965)

Figura 2-32 – Momentos fletores medidos nas estacas I e II.



Fonte: Heyman (1965)

Figura 2-33 – Reações horizontais medidas nas estacas I e II.

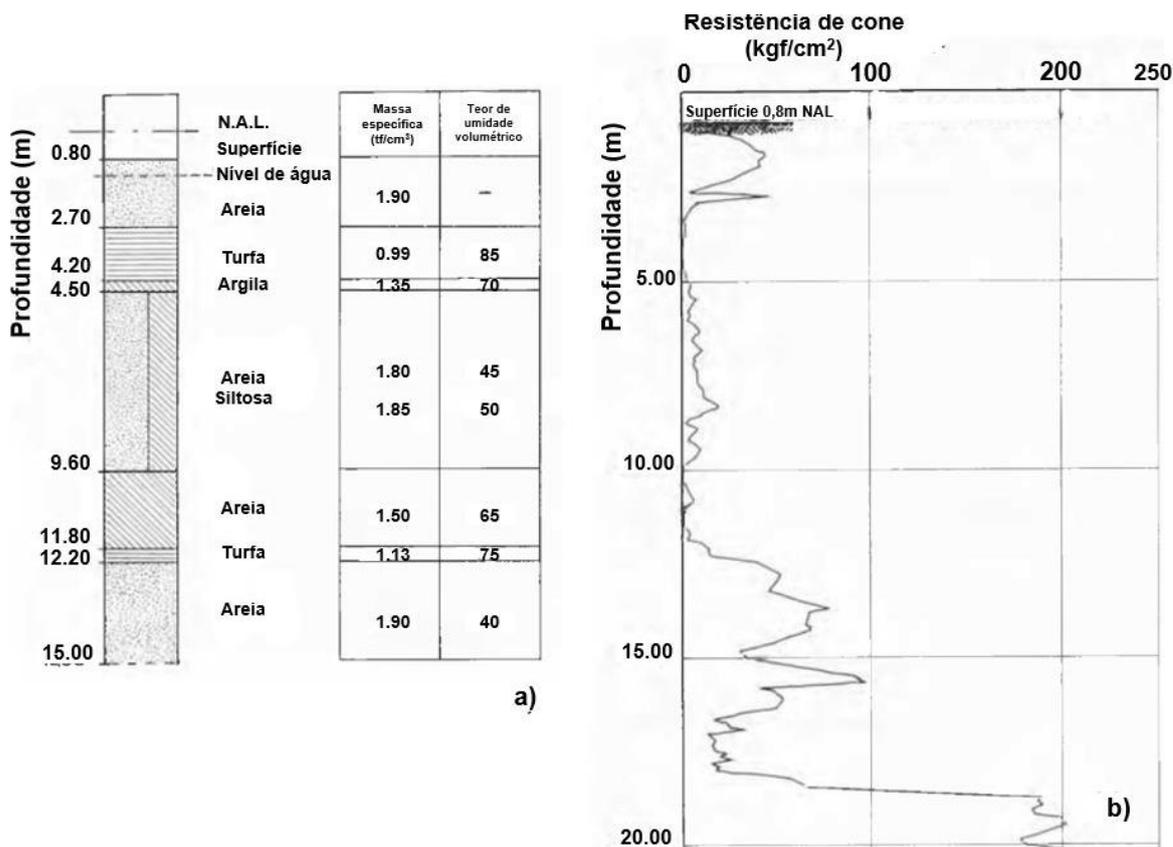


Fonte: Heyman (1965)

A estratigrafia do terreno, o peso específico in situ (γ_n) e o teor de umidade volumétrico (θ), são apresentados na Figura 2-34a. O nível d'água (NA), conforme explicitado na publicação, está a 1,25 m de profundidade. É também apresentado nessa um perfil do ensaio CPT realizado no local (Figura 2-34b). Percebe-se que entre as camadas superior e inferior de areia, ou seja, entre 2,70 m e 12,20 m, a resistência (q_c) desse ensaio é bastante baixa, já que não ultrapassa a cifra de 2 MPa. Na camada superior de areia, (q_c) não passa de 5 MPa, tendo como valor médio 2 a 3 MPa, aproximadamente. Já na camada inferior, (q_c) apresenta alguns picos até 10 MPa por volta de 15 m e vai até 20 MPa próximo a 20 m de profundidade. Todas as referências de nível no trabalho publicado por Heyman (1965) estão em relação ao *Normal Amsterdam Level* (NAL).

Conforme descrito em Heyman (1965), a camada superior de areia foi construída por ação antrópica. Isso causou a consolidação da camada de turfa a qual ocorre entre a profundidade de 2,70 m e 4,20 m. Abaixo dessa camada superior de areia, o perfil existente possui semelhanças com o perfil típico de Amsterdã apresentado na Figura 2-5, assim como ocorreu com o perfil referente ao Caso 1 (item 2.7.1).

Figura 2-34 – Estratigrafia do subsolo, densidade *in situ*, teor de umidade volumétrico e resultado do ensaio CPT.



Fonte: Heyman (1965).

Acerca dos parâmetros geotécnicos das camadas do subsolo, Heyman (1965) ainda cita no texto que o ângulo atrito (ϕ') é igual a 30 ° na camada de areia argilosa e varia entre 22 ° e 25 ° nas camadas de argila. Também não são apresentados valores de (ϕ') para as camadas de areia. Heyman (1965) ainda cita que a coesão (c') da camada de argila entre 4,20 m e 4,50 m de profundidade não excede 10 kPa e que nas demais camadas (c') varia entre 10 e 30 kPa.

O teor de umidade volumétrico (θ) varia entre 45 % nas camadas de areia argilosa e 85 % na camada de turfa mais próxima da superfície. A Tabela 2-11 resume os parâmetros geotécnicos apresentados por Heyman (1965). As umidades (w) foram calculadas a partir Equação (2-35), com (ρ_s) igual a 2,65 kg/cm³,

Tabela 2-11 – Parâmetros geotécnicos das camadas do subsolo.

Prof.	Solo	γ	$\theta = \theta_{\text{sat}}$	e	w	ϕ'	c'
(m)		(tf/m³)	(%)		(%)	(graus)	(kPa)
0,80 a 2,70	Areia	1,90	-	-	-	-	10 a 30
2,70 a 4,20	Turfa	0,99	85	5,67	214	-	10 a 30
4,20 a 4,50	Argila	1,35	70	2,33	88	22 a 25	< 10
4,50 a 9,60	Areia Siltosa	1,80 a 1,85	45 a 50	0,82 a 1,00	31 a 38	30	10 a 30
9,60 a 11,80	Argila	1,50	65	1,86	70	22 a 25	10 a 30
11,80 a 12,20	Turfa	1,13	75	3,00	113	-	10 a 30
12,20 a 15,20	Areia	1,90	40	0,67	25	-	10 a 30

Legenda: γ : Peso específico;

θ : Teor de umidade volumétrico

θ_{sat} : Teor de umidade volumétrico na condição saturada;

e: Índice de vazios; e

w: Umidade.

Fonte: Elaborada com dados de Heyman (1965)

3 ESTUDOS DE DOIS CASOS

Foram feitas modelagens numéricas no software de elementos finitos Sigma/W dos dois casos apresentados no item 2.7 a fim de comparar os resultados numéricos com os medidos de campo e os obtidos por metodologias semiempíricas.

3.1 CASO 1: LINHA DE 3 ESTACAS PARALELAS AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ

3.1.1 Análise numérica

No modelo numérico elaborado, foi considerado um perfil geotécnico semelhante ao apresentado por Heyman e Boersma (1961) na Figura 2-30. Nesse perfil o nível de água foi adotado na profundidade de 1,20 m e as referências de nível foram adotadas em relação ao *Normal Amsterdam Level* (NAL). A superfície do terreno é localizada a 0,60 m de profundidade em relação ao (NAL). A camada de turfa a aproximadamente 11 m de profundidade não foi considerada no perfil devido à sua espessura ser de apenas 35 cm e estar em uma região em que as cifras dos momentos fletores não foram relevantes. O perfil geotécnico adotado é apresentado na Figura 3-1.

As análises foram desenvolvidas no Sigma/W em um total de 19 etapas, sendo a primeira delas do tipo “in situ”, para estabelecer as tensões geostáticas. Nas etapas seguintes foram utilizadas análises transientes do tipo “acoplado tensão-poropressão”, nas quais são intercaladas duas etapas de alteamento do aterro e uma etapa de dissipação dos excessos de poropressão. A cada novo par de etapa de alteamento, o aterro se aproxima 5 m da linha de estacas, de maneira análoga com o que foi realizado em campo. Heyman e Boersma (1961) citam que o período de espera entre uma etapa de alteamento foi de aproximadamente 2 semanas, por isso considerou que as etapas de “dissipação” têm 14 dias de duração. A Tabela 3-1 resume as etapas utilizadas no modelo numérico.

Tabela 3-1 – Etapas do modelo numérico no Sigma/W – Caso 1.

Etapa	Tipo	Duração (dias)	Descrição
1	In situ	-	Tensões geostáticas
2 e 3	Acoplado tensão-poropressão	1 por etapa (2, no total)	Construção do aterro a 30m das estacas
4	Acoplado tensão-poropressão	14	Dissipação
5 e 6	Acoplado tensão-poropressão	1 por etapa (2, no total)	Construção do aterro a 25m das estacas
7	Acoplado tensão-poropressão	14	Dissipação
8 e 9	Acoplado tensão-poropressão	1 por etapa (2, no total)	Construção do aterro a 20m das estacas
10	Acoplado tensão-poropressão	14	Dissipação
11 e 12	Acoplado tensão-poropressão	1 por etapa (2, no total)	Construção do aterro a 15m das estacas
13	Acoplado tensão-poropressão	14	Dissipação
14 e 15	Acoplado tensão-poropressão	1 por etapa (2, no total)	Construção do aterro a 10m das estacas
16	Acoplado tensão-poropressão	14	Dissipação
17 e 18	Acoplado tensão-poropressão	1 por etapa (2, no total)	Construção do aterro a 5m das estacas
19	Acoplado tensão-poropressão	14	Dissipação

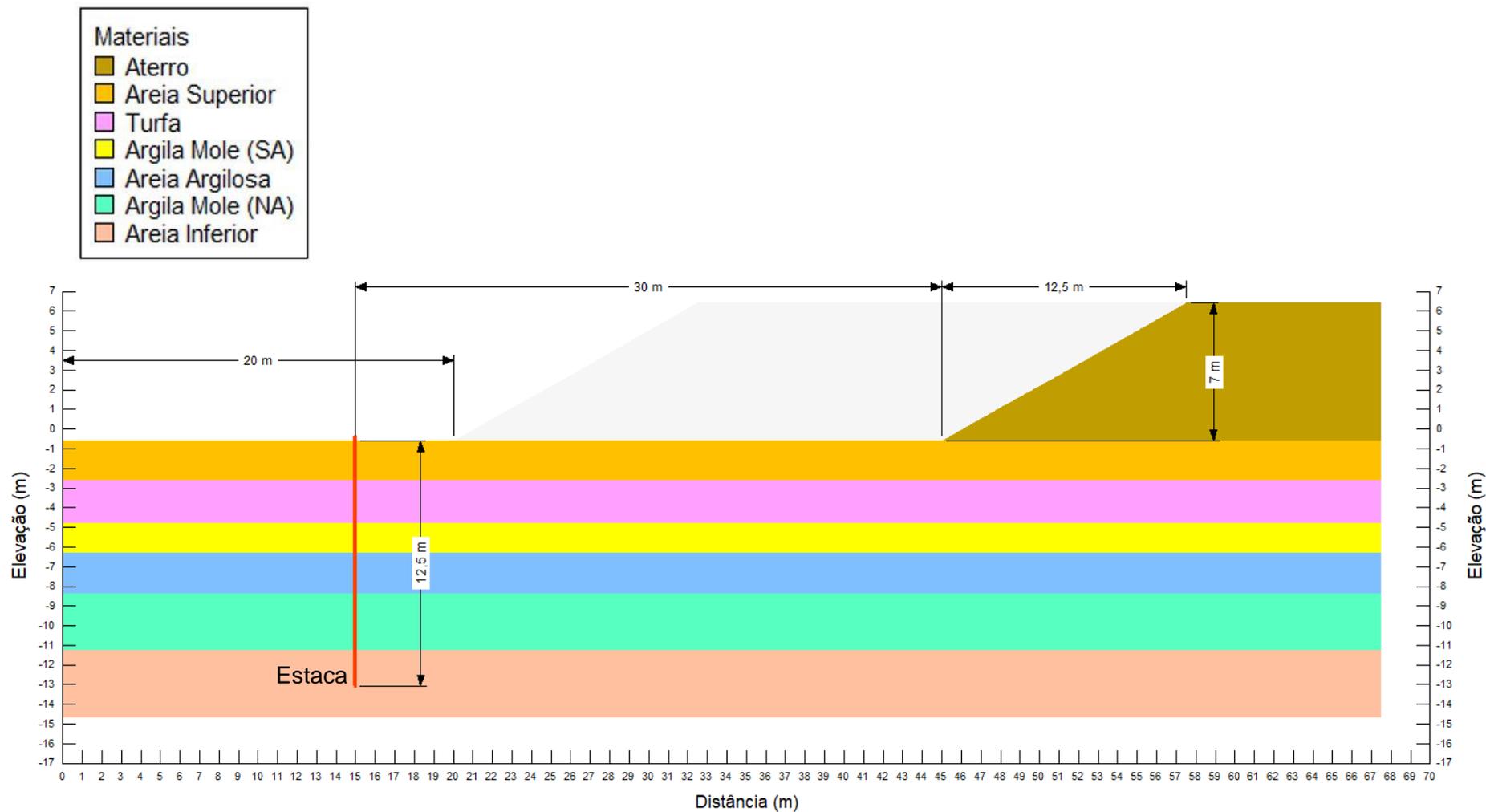
Fonte: Autor.

Os materiais argila mole e turfa foram modelados a partir do modelo Cam-clay modificado considerando as variações das poropressões ao longo do tempo. Os demais materiais presentes foram modelados a partir de parâmetros drenados. As camadas de areia superior, inferior e areia argilosa foram modeladas com o modelo elastoplástico linear. O aterro foi modelado com o modelo linear elástico.

É citado em Heyman e Boersma (1961) que foram inseridas em linha 3 estacas metálicas de 12,5 m de comprimento com seção transversal quadrada de 0,30 m e 6 mm de espessura, distantes entre si de 5 m. Devido a essa distância relativamente grande entre as estacas, adotou-se no modelo apenas uma dessas estacas. Essa consideração é ratificada pelas observações realizadas por Stewart (1992) apud Goh et al (1997), o qual, a partir de modelos em centrífuga, concluiu que espaçamentos de 4,9 vezes a largura da estaca seja o suficiente para minimizar os efeitos de interação entre estacas adjacentes.

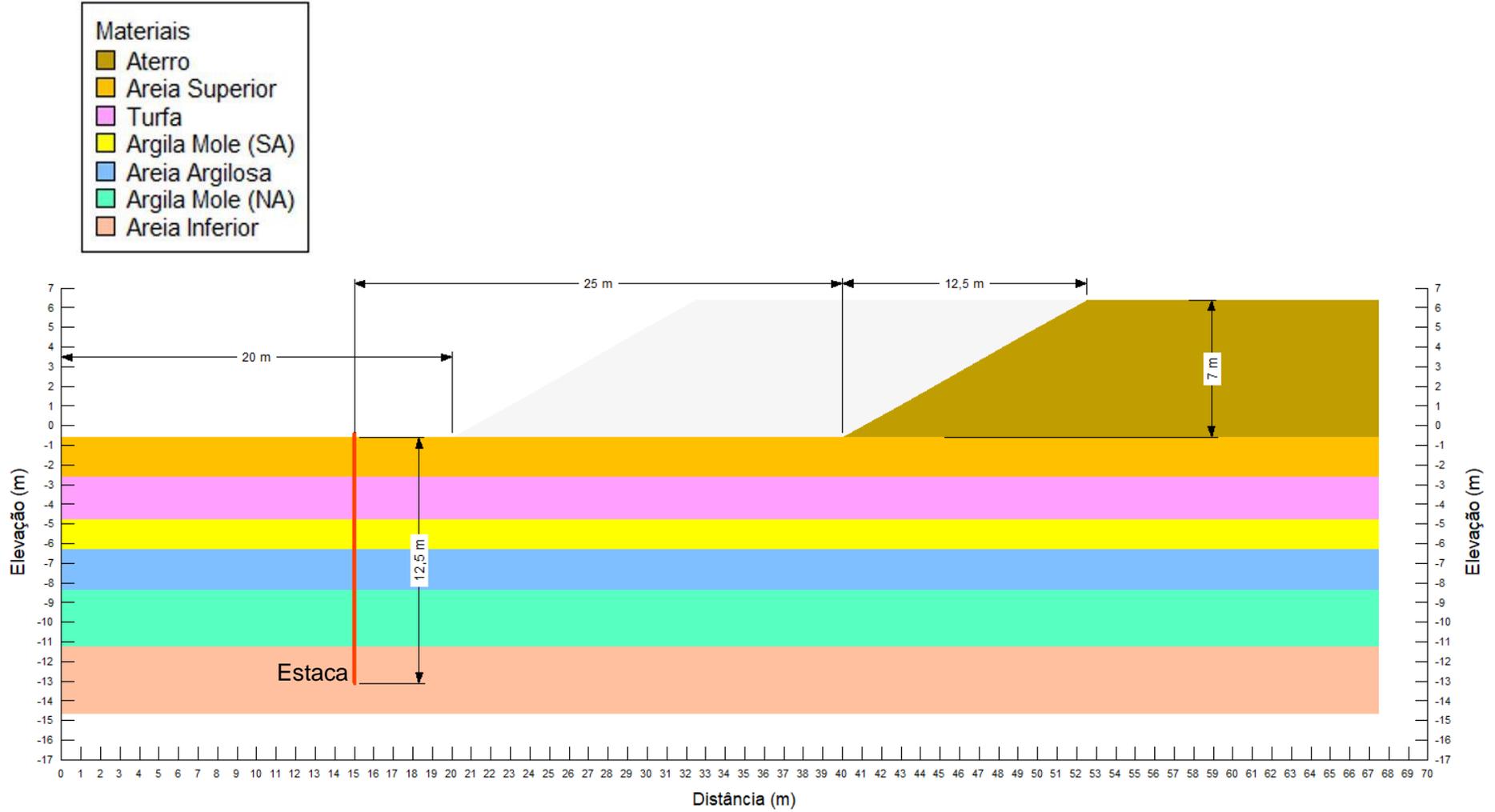
A estaca foi modelada como “elemento de viga”, conforme será mostrado mais adiante. Para simular a atuação do macaco hidráulico, o qual impede os deslocamentos horizontais das estacas, foi imposta uma restrição de deslocamentos horizontais (Fixed X) no topo de ambas as estacas. A modelagem é ilustrada abaixo (da Figura 3-1 até a Figura 3-6).

Figura 3-1 - Modelo numérico – Estaca a 30m do pé do aterro – Caso 1.



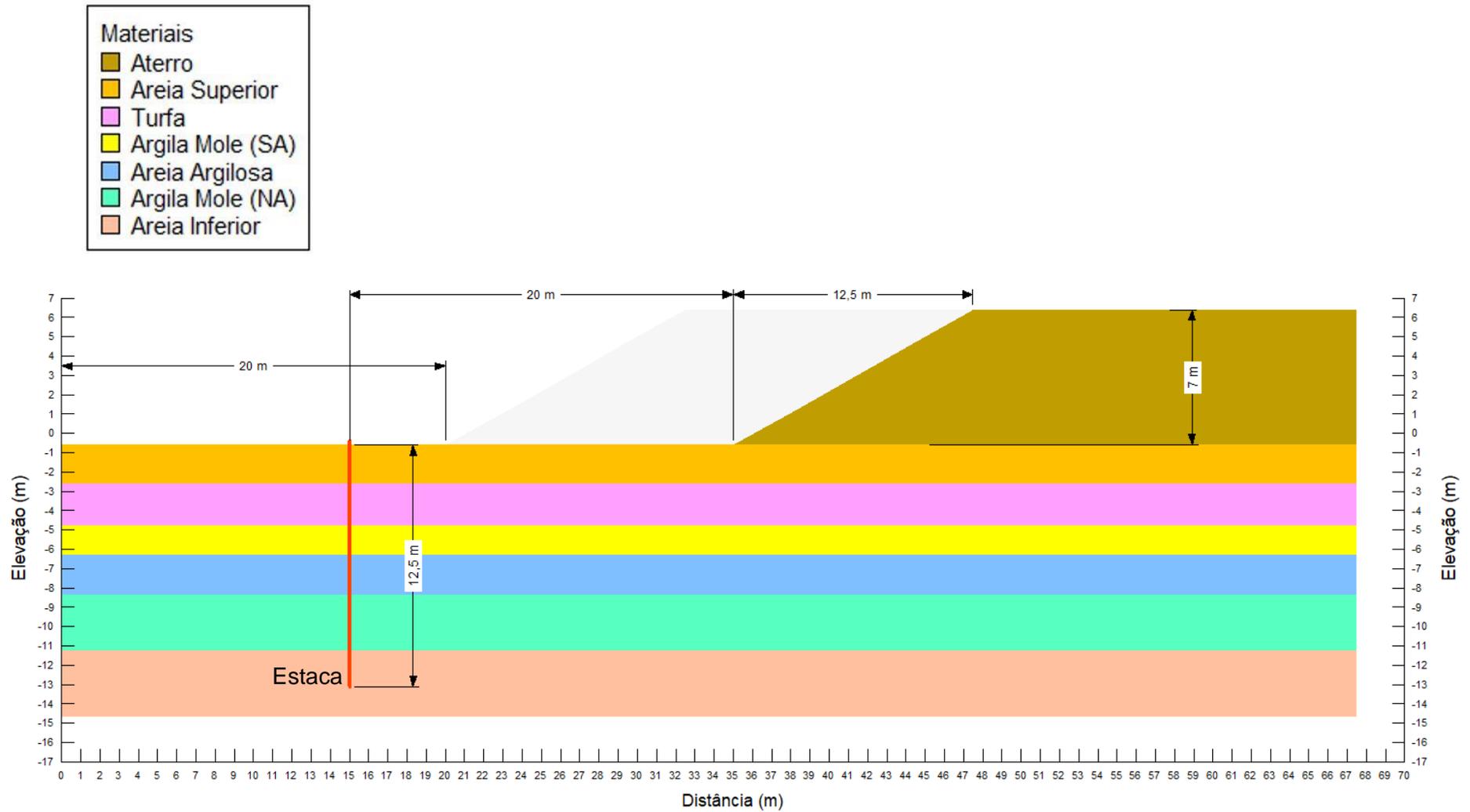
Fonte: Autor.

Figura 3-2 - Modelo numérico – Estaca a 25m do pé do aterro – Caso 1.



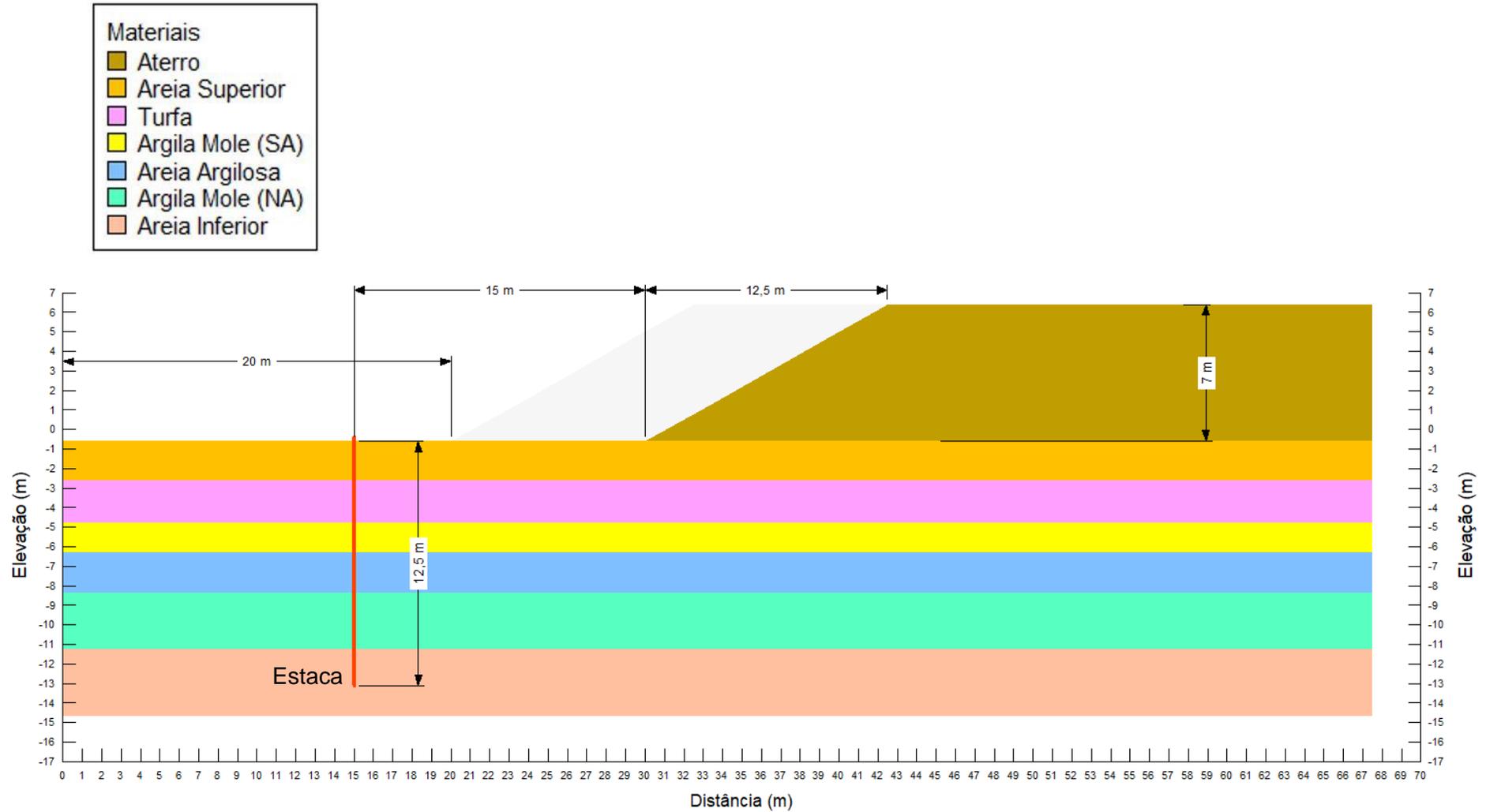
Fonte: Autor.

Figura 3-3 - Modelo numérico – Estaca a 20m do pé do aterro – Caso 1.



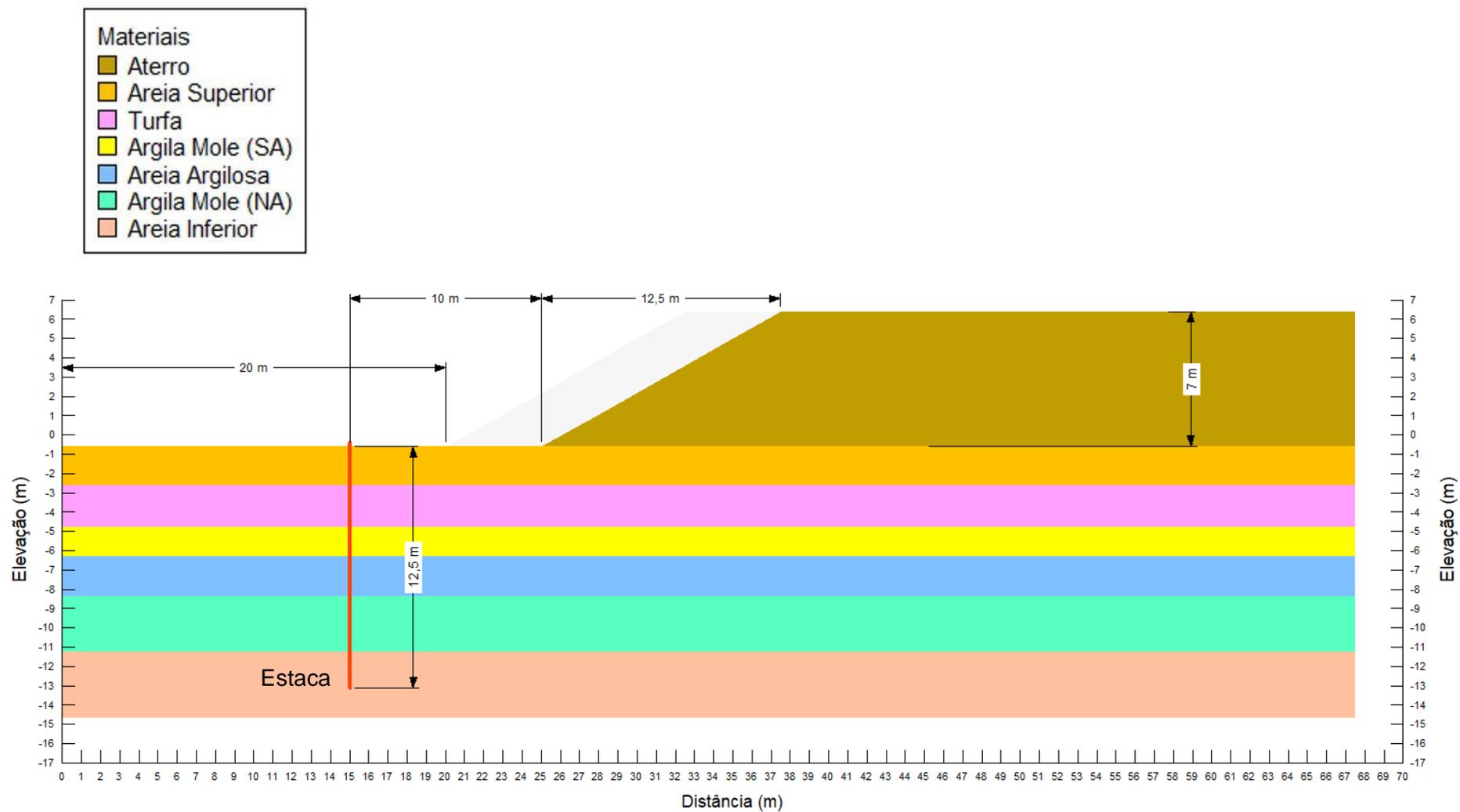
Fonte: Autor.

Figura 3-4 - Modelo numérico – Estaca a 15m do pé do aterro – Caso 1.



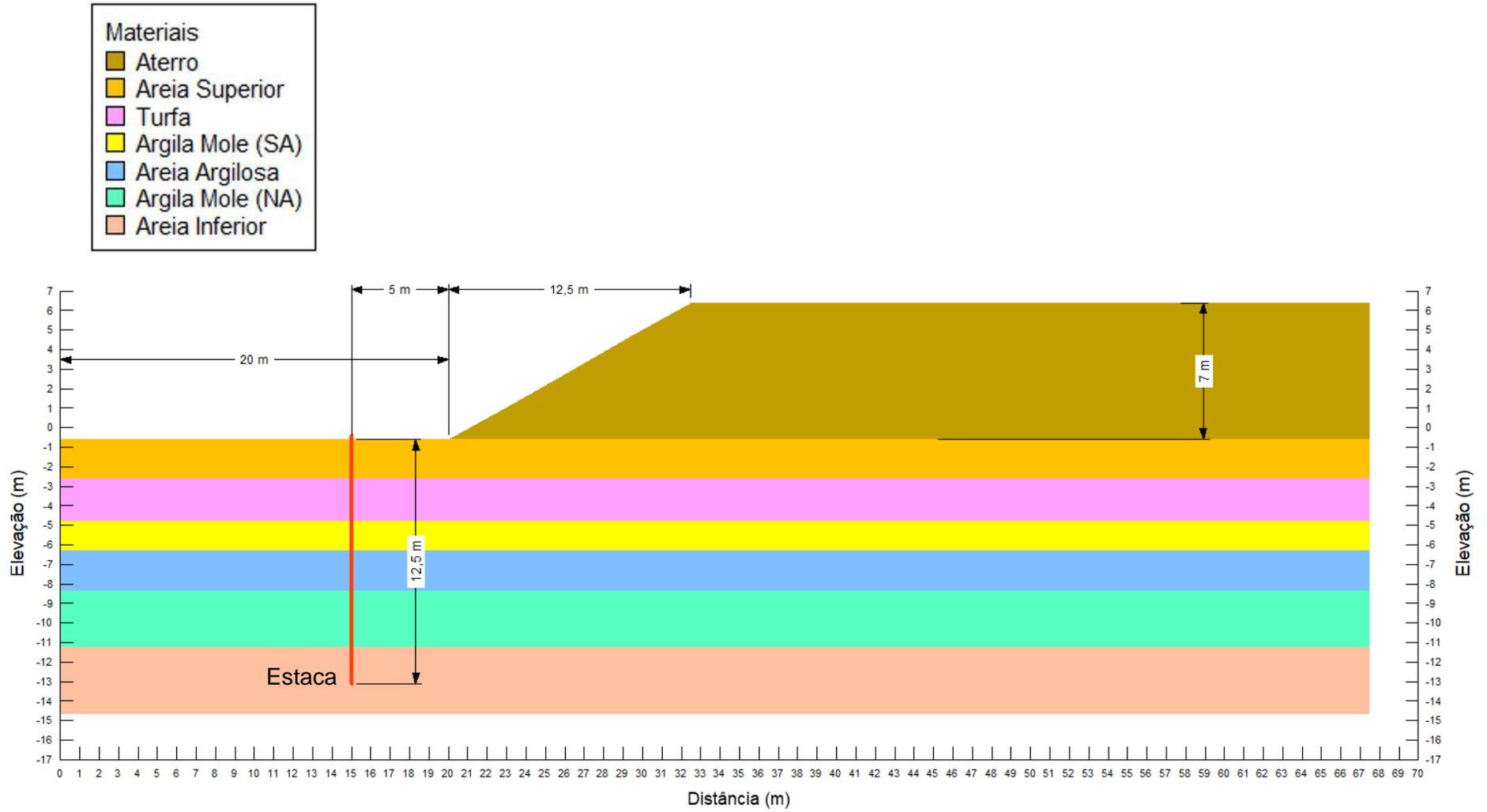
Fonte: Autor.

Figura 3-5 - Modelo numérico – Estaca a 10m do pé do aterro – Caso 1.



Fonte: Autor.

Figura 3-6 - Modelo numérico – Estaca a 5m do pé do aterro – Caso 1.



Fonte: Autor.

3.1.1.1 Parâmetros adotados no modelo numérico

3.1.1.1.1 Materiais com o modelo Cam-clay modificado

As camadas de turfa e argila mole foram modeladas com o modelo Cam-clay modificado. Em ambos os materiais, o coeficiente de compressão C_c foi estimado em função da umidade w , conforme Figura 2-8 (turfa) e Figura 2-9 (argilas). Ademais, foi adotada a relação C_c/C_r igual a 0,15 para as turfas e argilas, valor condizente a Tabela 2-6 e Tabela 2-7. Além disso, foi considerado o valor de q_c da ordem de 300 kPa para esses materiais (Figura 2-30). Os valores de OCR estimados com base nas correlações apresentadas no item 2.3.4 estão resumidos na Tabela 3-2.

Tabela 3-2 – Estimativa do OCR das camadas compressíveis – Caso 1.

Turfa: (σ'_{v0}) = 25 kPa, (σ_{v0}) = 50 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa e (e_0) = 4,56		
Referência	OCR	Observação
Equação (2-12)	1,6	-
Equação (2-14)	1,8	Parâmetros de Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	2,6	Parâmetros de Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	1,4	Parâmetros de Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Figura 2-10	1,7	-
Valor adotado	1,8	
Argila mole (mais próxima à superfície): (σ'_{v0}) = 30 kPa, (σ_{v0}) = 70 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	OCR	Observação
Equação (2-12)	1,3	-
Equação (2-14)	1,6	Parâmetros de Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	1,3	Parâmetros de Iereidis (2019) na Tabela 2-8 (m = 0,80)
Valor adotado	1,4	
Argila mole (mais profunda): (σ'_{v0}) = 60 kPa, (σ_{v0}) = 150 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	OCR	Observação
Equação (2-13)	>1,0	-
Equação (2-14)	>1,0	Parâmetros de Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	>1,0	Parâmetros de Iereidis (2019) na Tabela 2-8 (m = 0,80)
Valor adotado	1,0	

Legenda: OCR: Razão de sobreadensamento; σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva inicial; σ_{v0} : Tensão vertical total inicial; q_c : Resistência do cone no ensaio CPT/CPTu; e q_t : Resistência corrigida do cone no ensaio CPT/CPTu.

Fonte: Elaborado a partir dos dados dos autores citados.

A partir dos resultados acima, foi adotado nas modelagens numéricas OCR igual a 1,8 para a camada de turfa e 1,4 para a camada de argila mole subjacente à turfa. Já a argila mole presente a cerca de 11 m de profundidade foi considerada como normalmente adensada. A Tabela 3-3 resume os parâmetros geotécnicos utilizados como dado de entrada nos modelos numéricos do Caso 1.

3.1.1.1.2 Parâmetros hidráulicos

Em relação aos parâmetros hidráulicos dos materiais, foi considerado a condutividade hidráulica (k) das camadas de turfa e de argila mole igual a $1E-8$ m/s e $1E-9$ m/s, respectivamente, valores condizentes com aqueles apresentados no item 2.3.6.

3.1.1.1.3 Materiais com o modelo elastoplástico linear

As camadas de areia (inferior e superior) e a camada de areia argilosa foram modeladas com o modelo constitutivo elastoplástico linear. Uma vez que o trabalho de Heyman e Boersma (1961) não traz informações acerca dos parâmetros de resistência desses materiais, foram adotadas as informações apresentadas em Heyman (1965). Assim, foram adotados valores de coesão efetiva (c') dessas camadas iguais a 10 kPa, limite inferior da faixa desse parâmetro apresentada na Tabela 2-11.

Acerca do ângulo de atrito (ϕ'), foi arbitrado o valor de 27° para a camada de areia argilosa, 32° para a areia superior e 35° para a inferior. Devido ao elevado nível de deformação esperado, foram utilizados valores de ϕ' dentro da faixa apresentada para ângulos de atrito no estado crítico (ϕ'_{ec}), conforme Tabela 2-4. Portanto, para a camada de areia argilosa, foi considerado o valor intermediário de ϕ'_{ec} para “silte ou areia siltosa”; e para a camada de areia superior e inferior, foram adotados valores dentro da faixa de ϕ'_{ec} apresentada para areias (de 27° a 37°).

Os módulos de deformabilidade drenados (E) das camadas de areia superior e inferior foram estimados com base no (q_c) do ensaio de CPT fornecido por Heyman e Boersma (1961). Foram assumidos os valores médios aproximados de (q_c) iguais a 3,0 MPa e 10,0 MPa para as camadas de areia superior e areia inferior,

respectivamente. Para essas camadas, foi adotado (E') como o módulo de elasticidade para 25% da tensão desviadora máxima (E_{25}), obtido em função do (q_c) por meio da correlação dada pela Equação (2-6), proposta por Baldi et. al (1982) apud Schnaid e Odebrecht (2017).

Assim, foi adotado E' igual a 4,5 MPa e 15 MPa para a camada de areia superior e inferior, respectivamente. Para a camada de areia argilosa a Equação (2-6) não retornou um resultado de E' consistente. Então, foi adotado o valor de 3,5 MPa para E' dessa camada, valor obtido por meio da redução de 30% do limite inferior da faixa de variação de módulo de deformabilidade não drenado (E) para “Areia siltosa” (5 MPa) (Tabela 2-2). Essa redução está de acordo com (Danziger e Lopes, 2021), os quais citam que E' tende a ser, pelo menos, 30% menor que E .

A respeito do coeficiente de Poisson drenado (ν') dessas camadas arenosas, Segundo Budhu (2013), o (ν') varia entre 0,15 e 0,25 para areias fofas e entre 0,25 e 0,30 para areias médias, como foi mostrado na Tabela 2.4. Assim, foi adotado o valor de 0,25 para a camada de areia superior e areia argilosa, as quais apresentam (q_c) muito baixo e (ν') igual a 0,30 para a camada de areia inferior (Tabela 3-3).

3.1.1.1.4 Materiais com o modelo linear elástico

Para o solo do aterro experimental construído foi adotado um modelo linear elástico, já que se considerou que essa camada se presta basicamente como sobrecarga e, por isso, os parâmetros de resistência e deformabilidade têm pouca influência nos resultados. Não são apresentadas em Heyman e Boersma (1961) informações acerca do peso específico (γ) do aterro, portanto, foi arbitrado o valor de 18,0 kN/m³ para esse material. Ademais, foi arbitrado o módulo de deformabilidade (E') igual a 30 MPa, valor típico de aterros mal compactados.

3.1.1.1.5 Parâmetros da estaca

Para modelar as estacas metálicas, utilizou-se o elemento de viga disponível no Sigma/W. Os dados necessários para caracterizar esse tipo de elemento são a área da seção transversal (A), o módulo de elasticidade (E) e o momento de inércia (I). Para uma seção transversal quadrada vazada de lado igual a 0,30 m e de

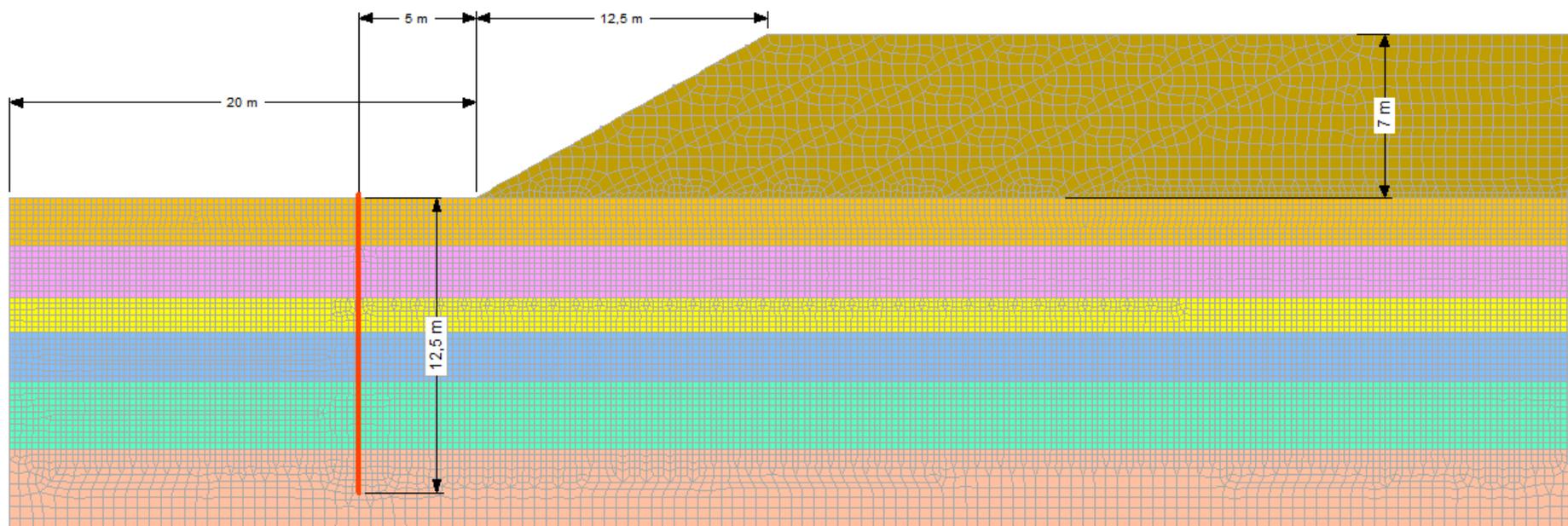
espessura da chapa igual a 6 mm, os valores de A e I são, respectivamente, $7,06E-3$ m² e $1,22E-4$ m⁴. O módulo de elasticidade (E) do aço foi adotado igual a 200 GPa. Ademais, uma vez que o elemento de viga é unidimensional (ao representar uma estaca vertical ele possui apenas a dimensão paralela ao eixo vertical) e o maciço de solo é modelado em duas dimensões, entende-se que o modelo desenvolvido no Sigma/W seja “híbrido”.

Conforme descrito por Heyman e Boersma (1961), os topos das estacas instrumentadas se apoiavam em uma viga rígida de concreto para que houvesse a restrição dos deslocamentos horizontais dessas estacas. Dessa forma, foi entendido que a consideração de um apoio rotulado nos topos das estacas seria mais condizente da condição de campo. Para simular essa restrição no programa Sigma/W, foi aplicada a condição de contorno “Fixed X/Y” no topo da estaca. Essa condição de contorno atua como um apoio de segundo gênero (rótula). Não foi inserida nenhuma restrição de deslocamentos ou de rotação à ponta da estaca (a 13 m de profundidade em relação ao NAL), ou seja, a ponta foi admitida como uma extremidade livre.

3.1.1.1.6 Malha de Elementos Finitos

Foi utilizada no modelo numérico uma malha de elementos finitos (MEF) com cerca de 15.000 elementos. Adotou-se o tamanho global dos elementos igual a 0,5 m e um refinamento local com elementos de 0,25 m tanto na região da estaca, quanto nas regiões mais próximas aos materiais compressíveis. A Figura 3-7 ilustra a MEF adotada.

Figura 3-7 – Detalhe de malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico – Caso 1.



Fonte: Autor.

3.1.1.1.7 Resumo dos parâmetros adotados

A Tabela 3-3 resume os parâmetros geotécnicos utilizados como dado de entrada nos modelos numéricos do Caso 1.

Tabela 3-3 - Parâmetros adotados na modelagem numérica – Caso 1.

Prof. (m - NAP)	Esp. (m)	Descrição	Modelo Constitutivo	Condição de drenagem	k (m/s)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	$\lambda =$ C _c /2,303 (-)	$\kappa =$ C _r /2,303 (-)	ν' (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E' (kPa)
6,60 a -0,60	7,00	Aterro	Linear Elástico	Drenado	–	18	–	–	–	0,30	-	-	30.000
-0,60 a -2,60	2,00	Areia Superior	Elastoplástico linear	Drenado	–	19	–	–	–	0,25	32	10	4.500
-2,60 a -4,80	2,20	Turfa	Cam-clay modificado	Varição de poropressão	10E-8	10	1,8	0,73	0,11	0,35	22	–	–
-4,80 a -6,30	1,50	Argila Mole (SA)	Cam-clay modificado	Varição de poropressão	10E-9	16	1,4	0,21	0,03	0,35	22	–	–
-6,30 a -8,40	2,10	Areia Argilosa	Elastoplástico linear	Drenado	–	18	–	–	–	0,25	27	10	3.500
-8,40 a -11,25	2,85	Argila Mole (NA)	Cam-clay modificado	Varição de poropressão	10E-9	16	1,0	0,19	0,03	0,35	22	–	–
-11,25 a -14,70	3,45	Areia Inferior	Elastoplástico linear	Drenado	–	19	–	–	–	0,30	35	10	15.000

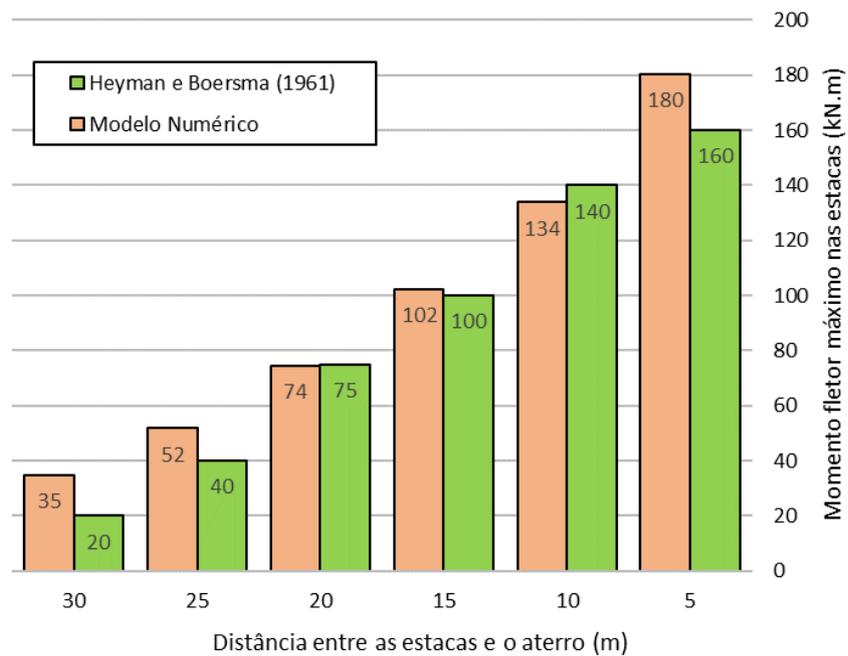
Legenda: k: Condutividade hidráulica; γ : Peso específico; OCR: Razão de sobreadensamento (overconsolidation ratio); λ : Inclinação do trecho normalmente adensado do modelo Cam-clay modificado; κ : Inclinação do trecho sobreadensado do modelo Cam-clay modificado; ν' : Coeficiente de Poisson drenado; ϕ' : Ângulo de atrito drenado; c': Intercepto de coesão drenado; e E': Módulo de deformabilidade drenado.

Fonte: Autor

3.1.1.2 Resultados do modelo numérico

Os momentos fletores máximos nas estacas obtidos por meio da modelagem numérica e os medidos em campo por Heyman e Boersma (1961) são apresentados na Figura 3-8.

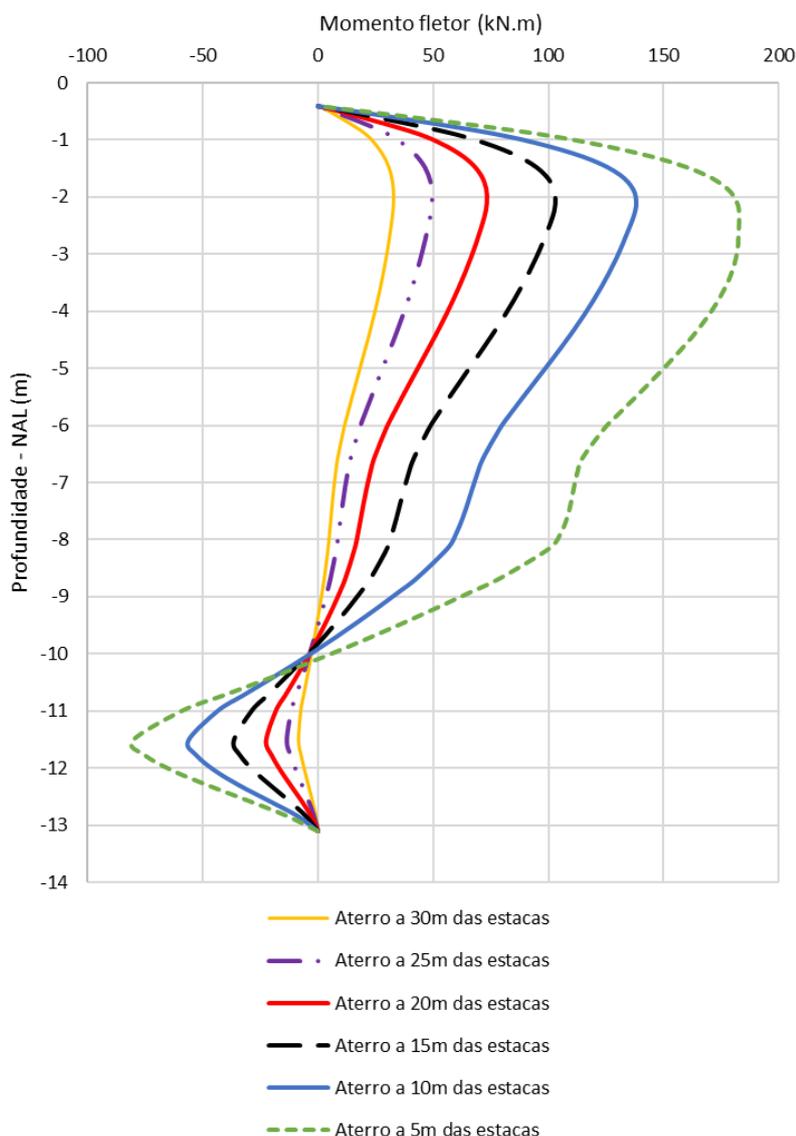
Figura 3-8 - Momentos fletores máximos medidos em campo e obtidos no modelo numérico – Caso 1.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman e Boersma (1961).

A Figura 3-9 apresenta o diagrama de momentos fletores a partir do estudo numérico na estaca modelada para cada distância entre ela e o pé do aterro. Pode-se desprender dessa imagem que os momentos fletores máximos ocorrem entre 2m e 3m de profundidade, aproximadamente. Isso é condizente com o que foi observado por Heyman e Boersma (1961), os quais citam que os momentos fletores máximos foram obtidos a uma profundidade próxima a 2,5m.

Figura 3-9 – Diagramas de momento fletor obtidos a partir do modelo numérico para diferentes distâncias entre a estaca e o pé do aterro – Caso 1.



Fonte: Autor.

Na Figura 3-10a tem-se os dados do deslocamento (y) da estaca a 5 m do pé do aterro obtidos pelo Sigma/W. O gráfico ao lado (Figura 3-10b) apresenta o gradiente do deslocamento, ou seja, a primeira derivada do deslocamento (dy/dz) vezes a rigidez flexural (EI). Na Figura 3-10c são comparados o momento fletor obtido diretamente pelo Sigma/W e a partir da derivada do gradiente de deslocamento (ou seja, a segunda derivada dos deslocamentos). De modo análogo, compara-se na Figura 3-10d os esforços cortantes obtidos diretamente no Sigma/W com a primeira derivada dos dados de momento fletor. Por fim, compara-se na

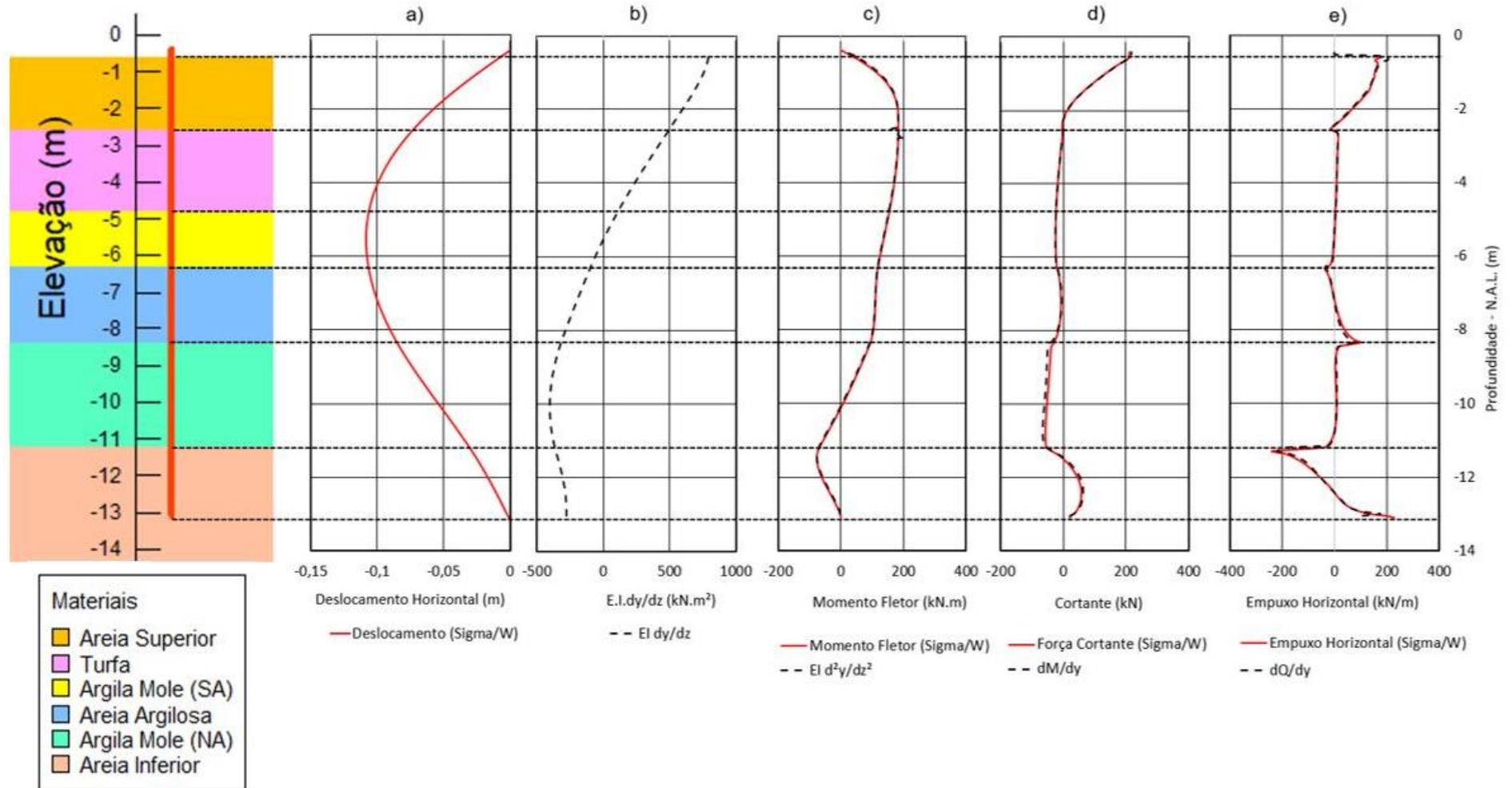
Figura 3-10e, a derivada dos esforços cortantes com o empuxo horizontal, obtido pela diferença entre a tensão horizontal à direita e à esquerda da estaca. As comparações realizadas nos últimos três gráficos mostram que os valores são praticamente coincidentes, mostrando consistência nos resultados obtidos com o programa SIGMA/W.

Quanto aos empuxos horizontais (Figura 3-10e), os valores são máximos (200 kN/m) na camada de areia próxima à superfície. Isso pode estar relacionado à restrição de deslocamentos imposto no modelo numérico para simular a ação do macaco hidráulico que impedia a deformação do topo da estaca. Assim, como o topo não se desloca, não há mobilização da resistência do solo próximo à superfície. Com isso, a diferença de tensão horizontal no solo em ambos os lados da estaca tende a ser maior mais próximo à superfície do que em profundidade. Na camada subsequente (turfa) o empuxo horizontal na estaca é menor, da ordem de 10 kN/m.

Na Figura 3-11 compara-se momento fletor na estaca com a diferença entre a tensão horizontal (σ_{hvf}) final e a inicial (geostática) (σ_{ho}) em ambos os lados da estaca. Apresenta-se também nessa imagem a diferença entre σ_{hvf} em ambos os lados da estaca. Observa-se que essa diferença de σ_{hvf} é maior na primeira e na última camadas, ocorrendo em sentidos opostos. Isso dá indícios de um comportamento análogo ao apresentado na Figura 2-23, com o desenvolvimento de tensões de reação na camada inferior para se contrapor aos movimentos da estaca. Pode-se destacar, no entanto, que no caso aqui analisado os esforços horizontais não advêm de um carregamento externo, e sim do próprio subsolo que tende a se deslocar horizontalmente devido ao aterro assimétrico executado na superfície.

Destaca-se também que um acréscimo de tensões horizontais na camada de areia argilosa ligeiramente superior que nas camadas de argila mole adjacentes a ela. Isso pode estar relacionado ao fato de a camada de areia argilosa possuir uma rigidez superior às camadas de argila mole próximas e, por isso, constitui um impedimento maior ao deslocamento da estaca.

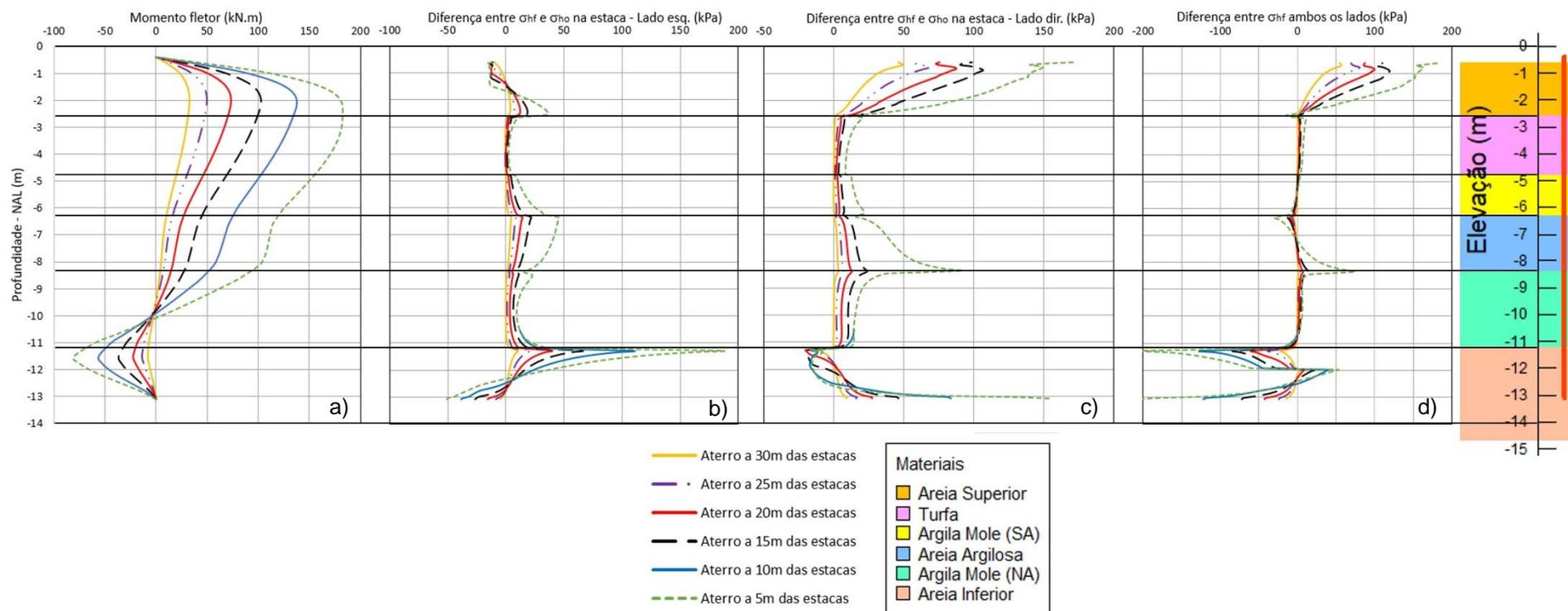
Figura 3-10 – Perfil de deslocamento, gradiente de deslocamento, momento fletor, esforços cortantes e empuxo horizontal na estaca quando o aterro dista 5 m da estaca – Caso 1.



Fonte:

Autor.

Figura 3-11 – Perfil de momento fletor e tensões horizontais na estaca (σ_{h0} – Tensão inicial, geostática; σ_{hf} – Tensão horizontal final).



Fonte: Autor.

Apresentam-se na Figura 3-12 as curvas p-y das camadas compressíveis (turfa, argila mole SA e argila mole NA) obtidas por meio do Sigma/W. Essas curvas são também comparadas com uma relação linear entre p e y a partir do coeficiente de reação horizontal k_h , estimado por meio da Eq. (2-29) com n_h igual a 10. Esse valor foi escolhido para comparação por ser, ao mesmo tempo, limite superior para turfas e limite inferior para argilas orgânicas (Tabela 2-9). Foram também construídas as curvas p-y desses materiais a partir das Eq. (2-31) a (2-34) de Reese e Impe (2011), apresentadas no item 2.6.2, com S_u estimado como 22% da tensão vertical efetiva no centro de cada camada.

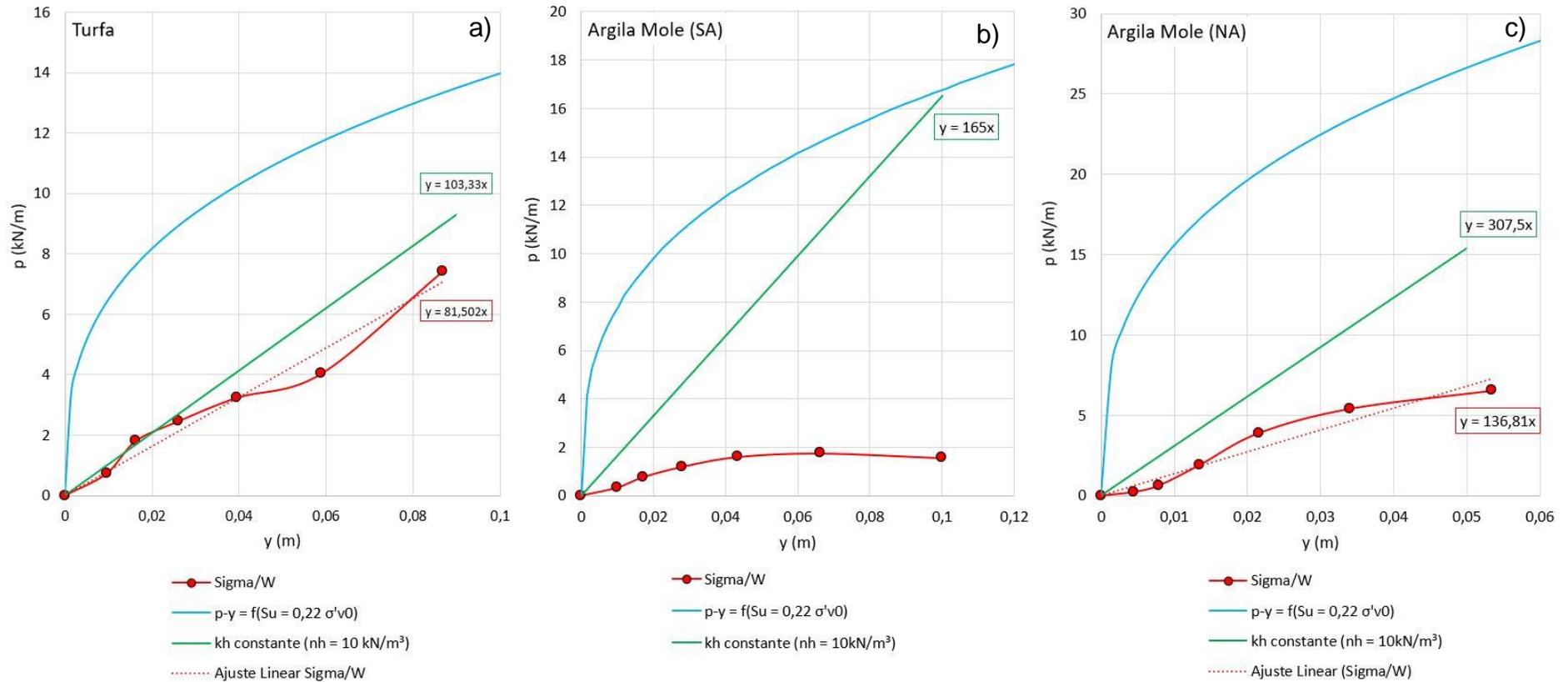
Na camada de turfa Figura 3-12a, observa-se que os pontos obtidos no Sigma/W sugerem uma relação entre p e y aproximadamente linear. Assim, ao se ajustar uma reta passando pela origem, obtém-se um valor de k_h relativamente próximo àquele calculado considerando n_h igual a 10. Nesse material, no entanto, a curva p-y construída ficou muito acima da curva obtida pelo modelo numérico.

Nas camadas de argila mole (Figura 3-12b e Figura 3-12c) observa-se que a relação entre p e y apresenta um comportamento próximo às curvas p-y típicas. No entanto, os resultados retirados do modelo numérico sugerem que essas camadas de argila mole sejam bem menos resistentes aos deslocamentos horizontais do que o verificado na literatura. Isso ocorre já que as curvas p-y construídas, e até mesmo os valores de k_h calculados considerando n_h igual a 10, retornam valores de reação horizontal muito superiores aos verificados pelos resultados do Sigma/W, para um mesmo nível de deformação.

De um modo geral, entende-se que as relações entre p e y obtidas do modelo numérico não se mostraram convergentes com as relações estimadas a partir do que é encontrado na literatura. Isso pode ocorrer pelo fato de os materiais do presente estudo de caso serem muito compressíveis, o que pode ser verificado pelos elevados índices de vazios iniciais que eles apresentam (Tabela 2-10). Isso pode fazer com que as metodologias de obtenção das curvas p-y e do coeficiente de reação horizontal k_h verificadas na literatura não se apliquem a esses materiais.

Ademais, isso pode ser devido ao fato de o subsolo ser heterogêneo, com a ocorrência de solos com diferentes rigidezes, o que pode fazer com que haja concentrações de tensões nos materiais mais rígidos e, por consequência, uma redução na contribuição dos materiais mais compressíveis na reação aos deslocamentos da estaca.

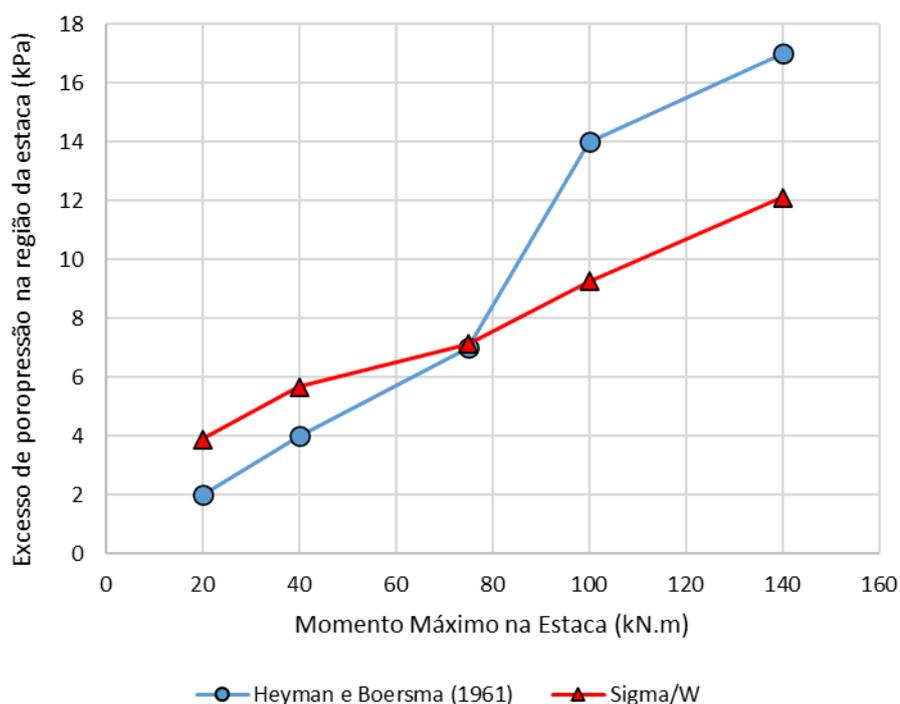
Figura 3-12 - Comparação entre as curvas p-y das camadas de turfa, argila mole (SA) e argila mole (NA).



Fonte: Autor.

A Figura 3-13 apresenta a relação entre o momento fletor máximo e o excesso de poropressão medido na camada de argila mole abaixo da turfa nas proximidades das estacas para as distâncias entre as estacas e o aterro de 30 m a 10 m. Os valores medidos em campo foram retirados do gráfico da Figura 2-28. Ainda assim, pode-se notar que até a distância de 20 m os resultados do modelo numérico apresentaram um ajuste bastante adequado ao de campo. No entanto, é verificado um aumento abrupto do excesso de poropressão entre as distâncias de 20 m e 15 m, o que não ocorre no modelo numérico. Entre as distâncias de 15 m e 10 m a taxa de variação (inclinação da curva) entre o excesso de poropressão medido em campo e obtido na modelagem é bastante semelhante. Uma possível explicação dessa desconexão entre as curvas entre as distâncias de 20 m e 15 m pode ser o fato de, em campo, essa fase ter sido executada em menos tempo que as demais ou a poropressão ter sido medida logo após o alteamento do aterro. Em ambas as hipóteses, haveria menos tempo para que o excesso de poropressão seja dissipado, o que implicaria a superestimação dos valores medidos.

Figura 3-13 – Relação entre o excesso de poropressão próximo às estacas com o momento fletor máximo medido e obtido no numericamente – Caso 1.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman e Boersma (1961).

A Figura 3-14 permite comparar os deslocamentos horizontais medidos no inclinômetro 4 com os obtidos no modelo numérico Sigma/W, aplicado ao Caso 1 sem estaca, conforme a Figura 2-29. Só foram consideradas nas análises as curvas na direção Norte-Sul dessa figura, associadas às distâncias de 25 m, 20 m, 15 m e 5 m em relação ao pé do aterro.

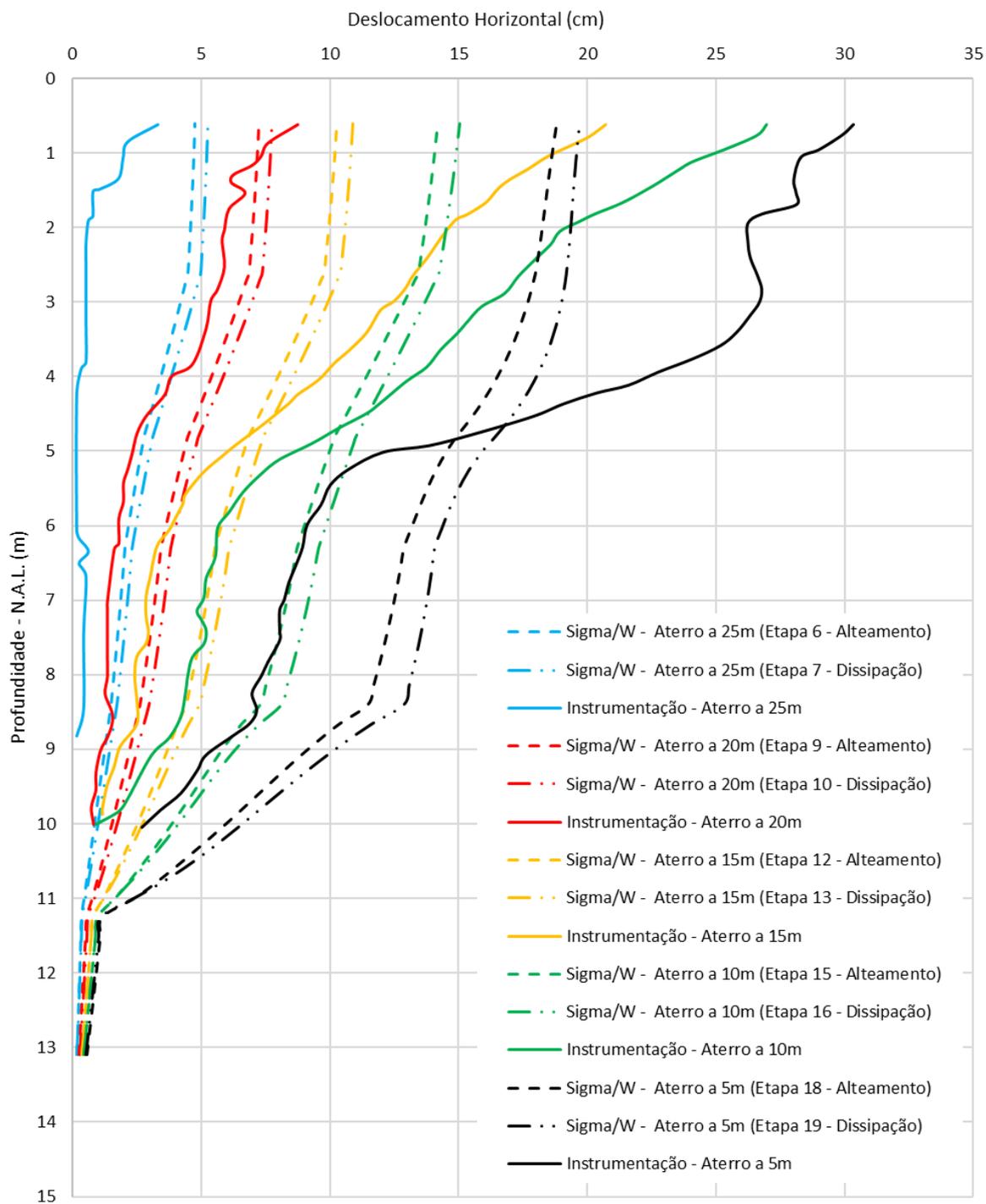
Inicialmente, pode-se observar que não houve uma diferença significativa entre os deslocamentos observados no modelo numérico nas etapas de alteamento (logo após a construção do aterro) e as de dissipação (após o período de 14 dias).

Quanto à comparação entre valores calculados com medidos pode-se concluir, em linhas gerais, que:

- a) para as distâncias 25 m e 20 m, os valores calculados superaram os medidos; e
- b) para as distâncias 15 m, 10 m e 5 m, ocorreu o inverso até cerca de 4 m de profundidade; abaixo dos 4 m os valores calculados voltaram a superar os medidos.

Entende-se, pois, que, em relação aos deslocamentos horizontais, o modelo numérico não apresentou níveis elevados de verossimilhança em relação ao comportamento in situ. Porém, em termos de volumes de solos deslocados há uma proximidade de valores, especialmente para quando as estacas estão a 5 m de distância do pé do aterro. Nessa situação, os volumes são da ordem de $1,5 \text{ m}^3/\text{m}$.

Figura 3-14 – Comparação entre os deslocamentos horizontais medidos por instrumentação e obtidos no modelo numérico – Caso 1.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman e Boersma (1961).

3.1.2 Métodos semiempíricos

Neste item serão aplicadas as metodologias semiempíricas apresentadas no Item 2.1 para estimativa do momento fletor nas estacas. Ademais, será proposta uma modificação na metodologia de Tschebotarioff (1974). Essa alteração consiste na estimativa de $p_{h-máx}$ a partir de $\Delta\sigma_x$, em substituição ao produto entre K e $\Delta\sigma_z$ presente na Equação (2-1). Ou seja, $p_{h-máx}$ foi estimado como segue:

$$p_{h-máx} = 2B \cdot \Delta\sigma_x \quad (3-1)$$

O acréscimo de tensão horizontal ($\Delta\sigma_x$) nessa proposição é obtido a partir da solução de Gray (1936), com base na Equação (2-26). Será utilizada neste trabalho a denominação “*Método de Tschebotarioff Modificado*” quando se fizer uso da Equação (3-1) para estimativa de $p_{h-máx}$. Nesse método modificado, permanecem inalteradas as demais características originalmente propostas por Tschebotarioff (1974). Esse método vem de encontro a sugestão de Danziger e Lopes (2021), de que o acréscimo de tensão horizontal possa ser calculado diretamente pela Teoria da Elasticidade.

3.1.2.1 Método de Tschebotarioff (1973) e Tschebotarioff Modificado

Como apresentado no item 2.1.2, para o método originalmente proposto por Tschebotarioff (1973), a ordenada máxima do carregamento triangular atuante na estaca ($p_{h-máx}$) pode ser estimada por meio da Equação (2-1).

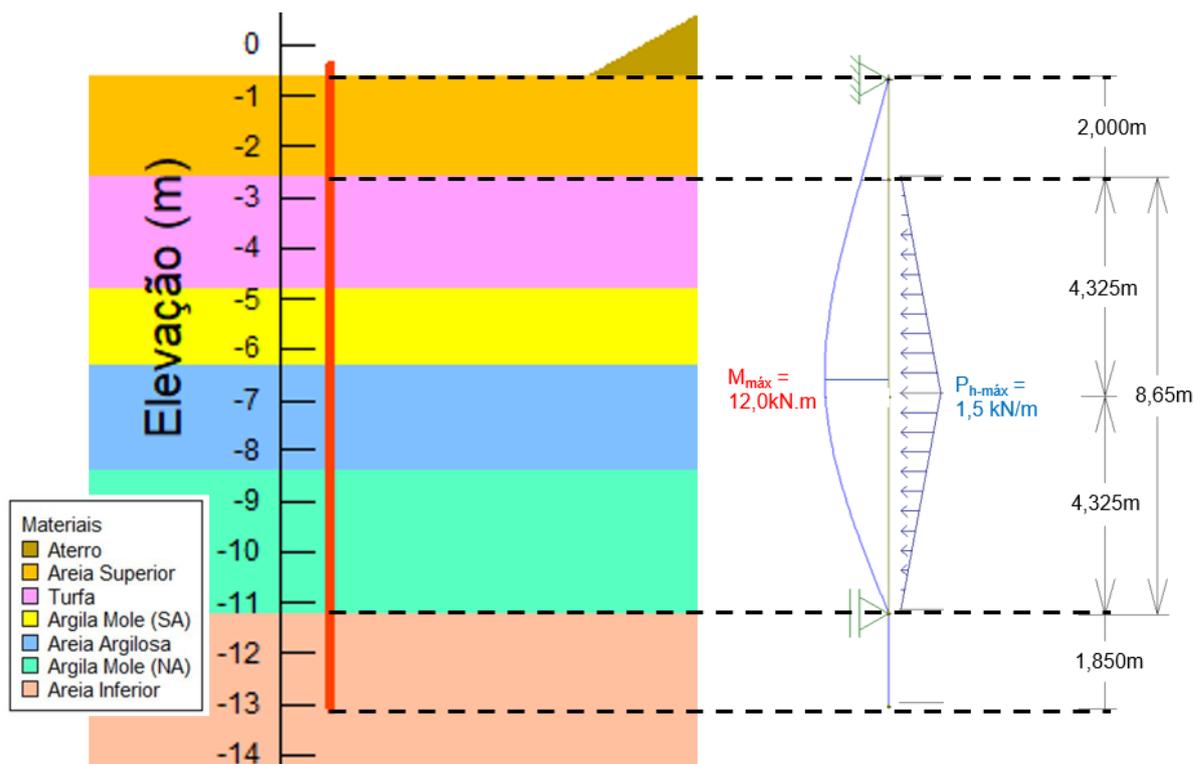
Para o caso em questão, foi considerado como camada compressível de 8,65 m de espessura, a qual contempla as camadas de turfa, argila mole (superior, sobreadensada e inferior, normalmente adensada) e areia argilosa, entre a profundidade -2,60 m a -11,25 m (NAL) (Figura 3-15).

O valor de $\Delta\sigma_z$ foi estimado a partir da solução de Gray (1936), por meio da Equação (2-25) e foi adotado K igual a 0,5. Portanto, para o caso da estaca a 5 m do pé do aterro, o valor de $\Delta\sigma_z$ no centro da camada compressível (ou seja, a 6,32 m de profundidade) foi estimado em 5 kPa. O valor de $\Delta\sigma_z$ foi estimado considerando que

a carga (q) gerada pelo aterro é igual a 126 kPa (7 m de altura vezes 18 k/m³ de peso específico do material).

Então, pôde-se estimar o valor de $p_{h-máx}$ com base na Equação (2-1) em 1,5 kN/m. Posteriormente, elaborou-se no software Ftool um modelo estrutural de uma viga birotulada para simular a estaca (Figura 3-15). O momento fletor máximo encontrado a partir dessa metodologia foi de 12,0 kN.m.

Figura 3-15 - Carregamento e diagrama de momentos fletores na estaca, quando essa dista de 5m do pé do aterro – Método de Tschebotarioff (1974) – Caso 1.



Fonte: Autor

Por outro lado, a partir do método de Tschebotarioff Modificado, o valor de $(\Delta\sigma_x)$ foi estimado em 38,9 kPa, por meio da solução de Gray (1936), na profundidade de 6,325 m (centro da camada compressível) na situação em que a estaca está a 5 m do pé do aterro. Com isso, o valor de $p_{h-máx}$ obtido foi igual a 23,3 kN/m.

Portanto, ao elaborar um modelo estrutural de carregamento triangular, análogo ao apresentado na Figura 3-15, estimou-se o momento fletor máximo na estaca igual a 185,8 kN.m, na condição em que a estaca está a 5 m de distância do

pé do aterro. A Tabela 3-4 apresenta os resultados obtidos tanto pelo método original de Tschebotarioff (1974) quanto pelo método modificado proposto nesta Dissertação, para diferentes distancias entre a estaca e o pé do aterro.

Tabela 3-4 - Momentos máximos na estaca – Método de Tschebotarioff (1974) e Tschebotarioff modificado – Caso 1.

Dist. ao pé do aterro (m)	Tschebotarioff (1974)			Tschebotarioff modificado		
	$\Delta\sigma_z \times K^{[A]}$ (kPa)	$p_{h-máx}$ (kN/m)	$M_{Máx}$ (kN.m)	$\Delta\sigma_x$ (kPa)	$p_{h-máx}$ (kN/m)	$M_{Máx}$ (kN.m)
5	2,50	1,50	12,0	38,9	23,3	185,8
10	0,84	0,51	4,1	29,2	17,5	139,5
15	0,37	0,22	1,8	23	13,8	110,0
20	0,19	0,12	1,0	18,8	11,3	90,1
25	0,11	0,07	0,6	15,9	9,6	76,6
30	0,07	0,04	0,3	13,8	8,3	66,2

^[A] $K = 0,5$

Legenda: $\Delta\sigma_z$: Acréscimo de tensão vertical; $\Delta\sigma_x$: Acréscimo de tensão horizontal; K: Coeficiente de empuxo; $p_{h-máx}$: Ordenada máxima do carregamento triangular atuante na estaca; e $M_{Máx}$: Momento fletor máximo atuante na estaca.

Fonte: Autor.

3.1.2.2 Método de Wenz (1963)

Como foi apresentado no item 2.1.3, o valor da ordenada (p_u) do diagrama uniforme ao qual a estaca está submetida é uma função da resistência não drenada (S_u) da camada compressível. O valor de (S_u) foi estimado a partir das equações (2-10) e (2-11), apresentadas no Item 2.2.5. Os resultados obtidos são resumidos na Tabela 3-5, na qual se verifica que os valores ficam entre 9 kPa e 16 kPa. Esses resultados estão dentro da faixa de variação dos resultados obtidos por Zwanenburg e Erkens (2019) (Figura 2-14). Foi adotado, o valor de 12 kPa (média geral) como representativo da (S_u) da camada compressível para aplicação do método de Wenz (1963).

Portanto, por meio da Equação (2-2), para (S_u) e (B) iguais a 12 kPa e 0,30 m, respectivamente, (p_u) é igual a 29,8 kN/m. Com auxílio do software Ftool, foi elaborado um modelo estrutural de uma viga bi-rotulada com carregamento (p_u) constante nos 8,65 m que equivalem à espessura da camada compressível (Figura

3-16). O momento fletor máximo encontrado a partir dessa metodologia foi de 278,7 kN.m.

Nota-se que esse valor de momento fletor é superior com o medido em campo (160 kN.m). Isso pode ser explicado pelo fato de o método de Wenz (1963) considerar que o esforço horizontal (p_u) ocorre por ocasião da ruptura do solo de fundação do aterro, o que não ocorre no estudo de caso em questão. Ou seja, teoricamente, o método é tão mais realista quanto mais próximo à unidade for o fator de segurança da fundação do aterro.

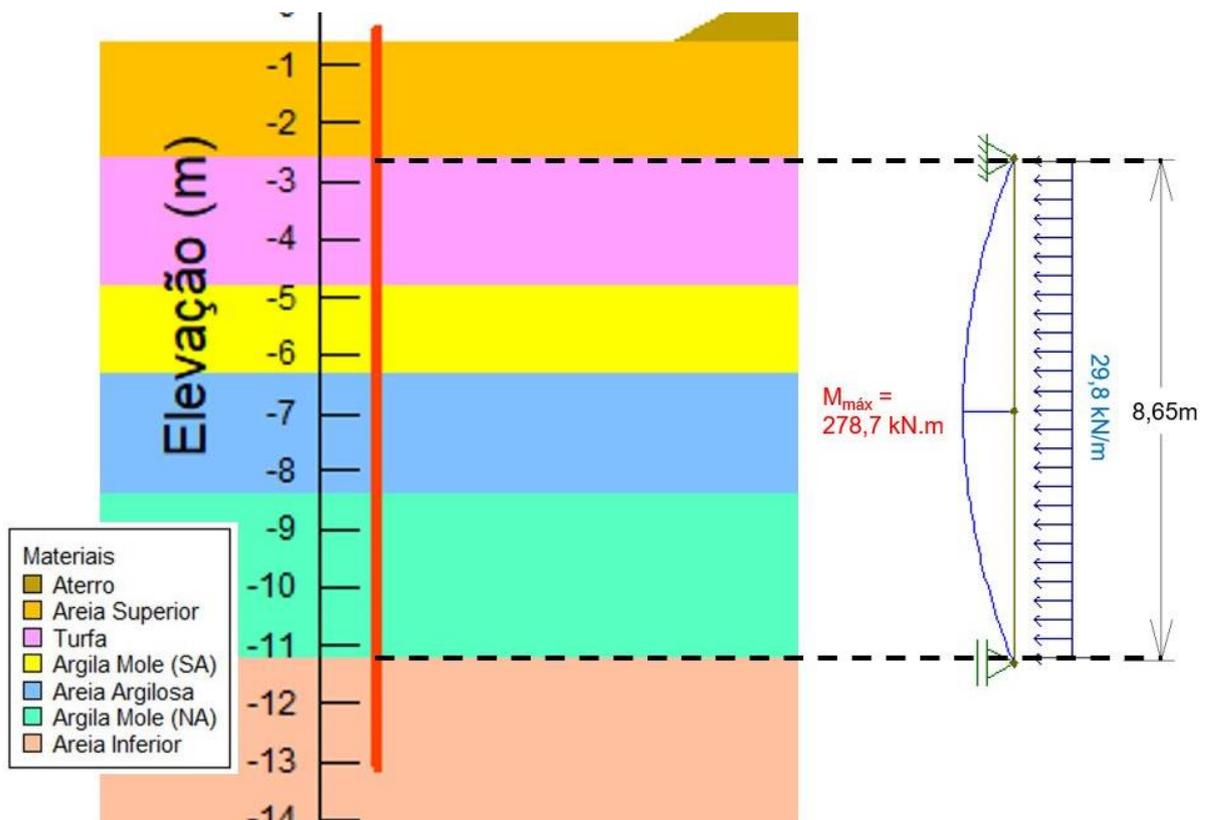
Tabela 3-5 - Estimativa de (S_u) das camadas compressíveis – Caso 1.

Turfa: (σ'_{v0}) = 25 kPa, (σ_{v0}) = 50 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	Su (kPa)	Observação
Equação (2-10)	16	$N_{kt} = 15,2$ - Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	14	$N_{kt} = 18,5$ - Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	16	$N_{kt} = 15,3$ - Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-11)	10	(σ'_{vm}) = 45 kPa (OCR = 1,8 na Tabela 3-2)
Média	14	
Argila mole (mais próxima à superfície): (σ'_{v0}) = 30 kPa, (σ_{v0}) = 70 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	Su (kPa)	Observação
Equação (2-10)	14	$N_{kt} = 16,1$ - Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	14	$N_{kt} = 16,9$ - Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	15	$N_{kt} = 15,3$ - Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-11)	9	(σ'_{vm}) = 42 kPa (OCR = 1,4 na Tabela 3-2)
Média	13	
Argila mole (mais profunda): (σ'_{v0}) = 60 kPa, (σ_{v0}) = 150 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	Su (kPa)	Observação
Equação (2-10)	9	$N_{kt} = 16,1$ - Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	9	$N_{kt} = 16,9$ - Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	10	$N_{kt} = 15,3$ - Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-11)	13	(σ'_{vm}) = 60 kPa (OCR = 1,0 na Tabela 3-2)
Média	11	

Legenda: Su: Resistência não drenada; σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva inicial; σ_{v0} : Tensão vertical total inicial; q_c : Resistência do cone no ensaio CPT/CPTu; e q_t : Resistência corrigida do cone no ensaio CPT/CPTu.

Fonte: Elaborado pelo autor a partir dos dados dos autores citados.

Figura 3-16 - Carregamento e diagrama de momentos fletores – Método de Wenz (1963) –
Caso 1.



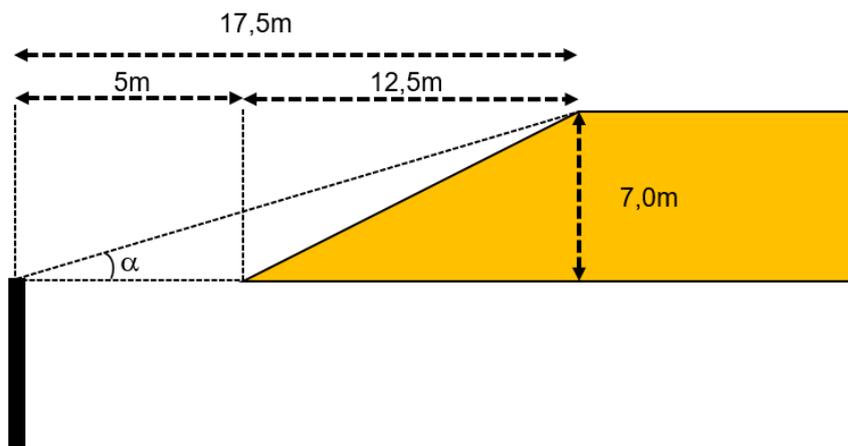
Fonte: Autor.

3.1.2.3 Método de De Beer e Wallays (1972)

Conforme foi apresentado no item 2.1.4, a tensão horizontal (P_h) que atua na linha de estacas mais próxima ao aterro é dada pela Equação (2-3).

Considerando o caso da estaca a uma distância de 5 m do aterro e o valor da variável h_1 , definida pela Equação (2-5) igual a 7,0 m, o valor do ângulo α , é igual a $21,8^\circ$, conforme ilustrado na Figura 3-17, a qual está em concordância com o que foi definido na Figura 2-3.

Figura 3-17 – Valor de α para o caso em que a distância entre a estaca e o pé do aterro é igual a 5m – Caso 1.



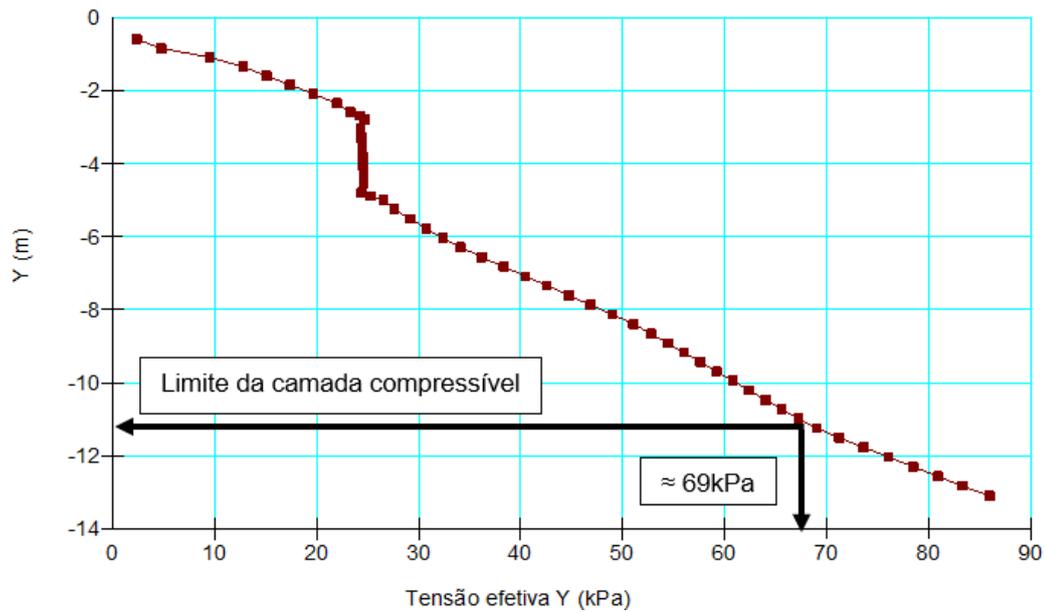
Fonte: Autor.

Ademais, de acordo com a Tabela 3-3, verifica-se que o ϕ' das camadas de turfa e argila mole foram adotados iguais a 22° e na camada de areia ϕ' foi considerado a 27° . Será adotado o valor de 22° como representativo do ângulo de atrito efetivo da camada compressível.

Assim, por meio da Equação (2-4), chega-se a f igual a 0,14. Haja vista que a sobrecarga (q) aplicada pelo aterro ao terreno é de 126 kPa, tem-se por meio da Equação (2-3), ao valor de (P_h) igual a 17,6 kPa. Como a largura (B) da seção transversal da estaca é 0,3 m, a ordenada p_h do diagrama uniforme ao qual a estaca está submetida é estimada em 5,29 kN/m.

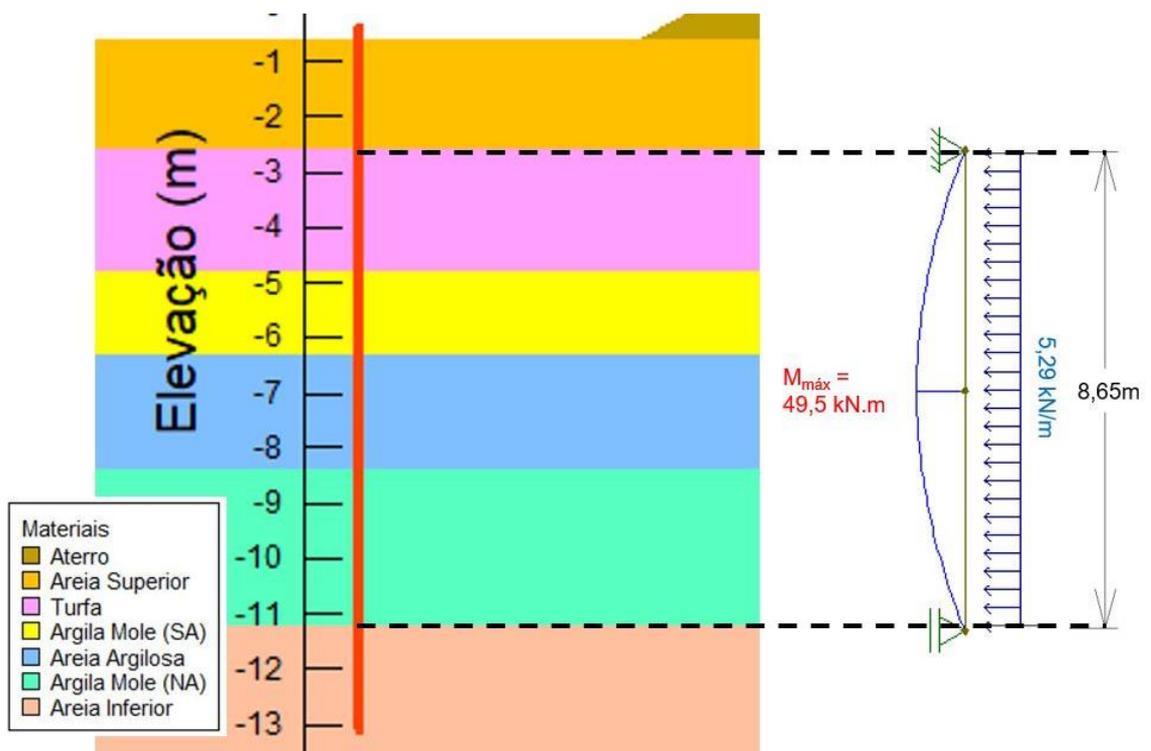
Conforme já definido, a profundidade z_d é aquela que possui tensão vertical efetiva na condição inicial (σ'_{v0}), ou seja, antes da construção do aterro, igual à sobrecarga gerada pelo aterro (126 kPa). Com o auxílio do software Sigma/W, verificou-se que σ'_{v0} na profundidade de 11,25 m (onde termina a camada compressível) é da ordem de 69 kPa (Figura 3-18). Com isso, pode-se considerar que a espessura da camada compressível seja menor que o valor de z_d , o que, de acordo com a Figura 2-4, permite utilizar o modelo estrutural mostrado na Figura 3-19.

Figura 3-18 – (σ'_{v0}) em função da profundidade na condição inicial – Caso 1.



Fonte: Autor.

Figura 3-19 - Carregamento e diagrama de momentos fletores – Método de De Beer e Wallays – Caso 1.



Fonte: Autor.

O valor do momento fletor estimado por esse método é 49,5 kN.m, para o caso em que a estaca dista 5 m do pé do aterro. Esse valor é consideravelmente

abaixo dos 160kN.m medidos em campo por Heyman e Boersma (1961). Os resultados obtidos para outras distancias entre a estaca e o pé do aterro são resumidos na Tabela 3-6.

Tabela 3-6 - Momentos máximos na estaca – Metodologia de De Beer e Wallays (1972) – Caso 1.

Dist. ao pé do aterro	α	f	p_h	$M_{Máx}$
(m)	(graus)	(-)	(kN/m)	(kN.m)
5	21,8	0,14	5,29	49,5
10	17,3	0,08	3,02	25,3
15	14,3	0,04	1,51	14,1
20	12,2	0,02	0,76	7,1
25	10,6	-0,01	-	-
30	9,4	-0,02	-	-

Legenda: α : Ângulo do talude fictício; f : fator de redução da tensão horizontal atuante na estaca; P_h : Empuxo horizontal que atua nas estacas; e $M_{Máx}$: Momento fletor máximo na estaca.

Fonte: Autor.

3.2 CASO 2: LINHA DE 2 ESTACAS PERPENDICULAR AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ

3.2.1 Análise numérica

Para a realização das análises numéricas, foi adotado um perfil no qual tanto a camada de argila de 0,30 m de espessura (entre a profundidade 4,20 m e 4,50 m), quanto a de turfa entre 11,80 m a 12,20 m, com 0,40 m de espessura, foram desconsideradas. O nível de água foi adotado na profundidade de 1,25 m. Todas as referências de nível foram adotadas em relação ao *Normal Amsterdam Level* (NAL), conforme descrito por Heyman (1965). O perfil é apresentado na Figura 3-20.

As análises foram realizadas por etapas, sendo a primeira delas do tipo “in situ”, para estabelecer as tensões geostáticas. Nas etapas seguintes foram utilizadas análises transientes do tipo “acoplado tensão-poropressão”. Foram adotados 3 pares

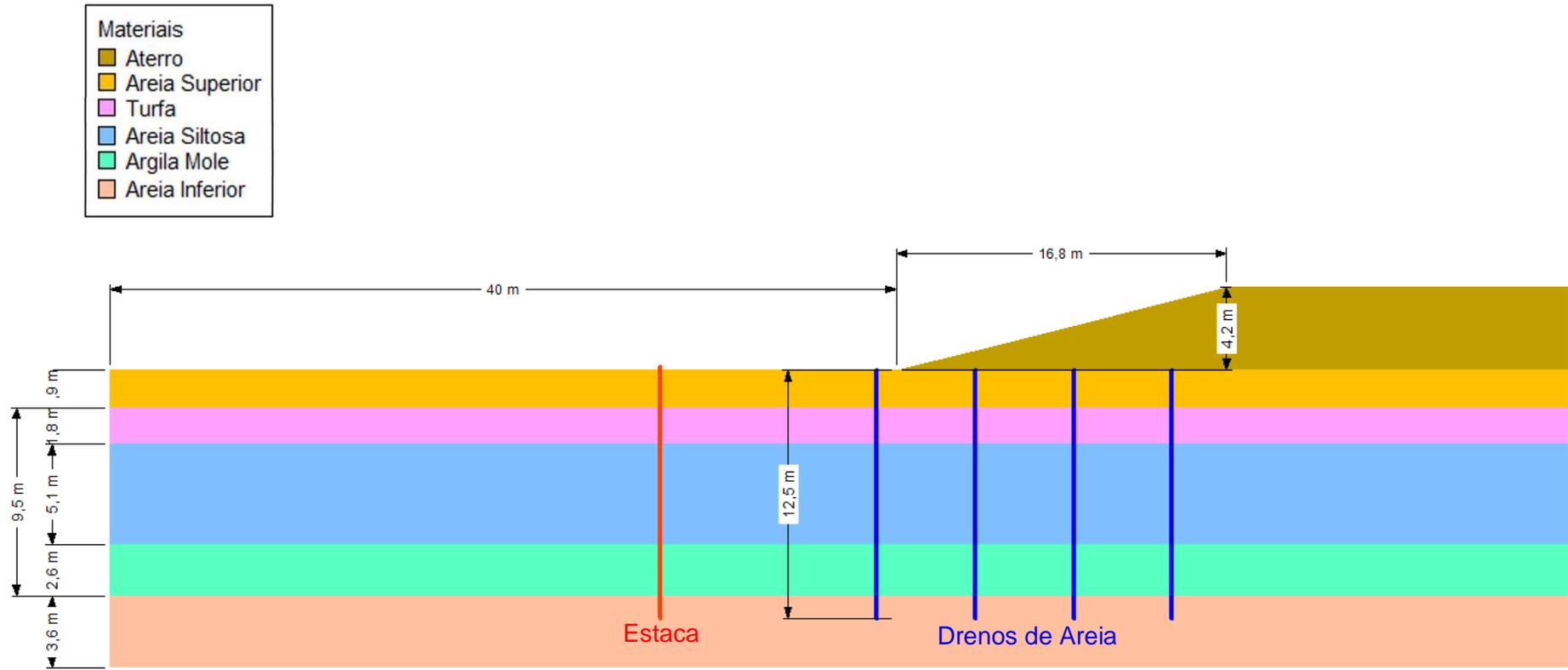
sequenciais de análises em que na primeira se simula a construção de 1,40 m de aterro e na outra um período de dissipação das poropressões geradas. Devido à ausência de maiores informações acerca do processo executivo, foi arbitrado que a cada etapa de alteamento do aterro ocorre em 1 dia. Ademais, Heyman (1965) cita que houve um período de “vários meses” entre cada etapa de construção para que o adensamento ocorra de maneira gradual e que após o período de 2 meses não se verificou um aumento significativo dos esforços nas estacas. Assim, foi considerado no modelo numérico um período de 2 meses (60 dias) para as etapas de dissipação do excesso de poropressão. Foram analisadas as variações do excesso de poropressão nas camadas de turfa e argila mole. Os demais materiais presentes no modelo foram considerados como drenados.

Os esforços gerados pelo empuxo horizontal nas estacas utilizadas por Heyman (1965) foram mensurados em modelos distintos (Figura 3-20 e Figura 3-21). Foram adotadas a tradução da nomenclatura das estacas do trabalho original, em que “*Estaca I*” (Pile I) se refere à estaca mais distante, a 12m do pé do talude e “*Estaca II*” (Pile II) representa a estaca localizada no pé do talude. Para simular atuação do macaco hidráulico, o qual impede os deslocamentos horizontais das estacas, foi imposta uma restrição de deslocamentos horizontais (“Fixed X”) no topo das estacas.

As camadas de turfa e argila mole foram modeladas com o modelo Cam-clay modificado. Para esses materiais também foram necessários a inserção de parâmetros hidráulicos para que fosse possível simular a dissipação do excesso de poropressão gerada pela construção do aterro.

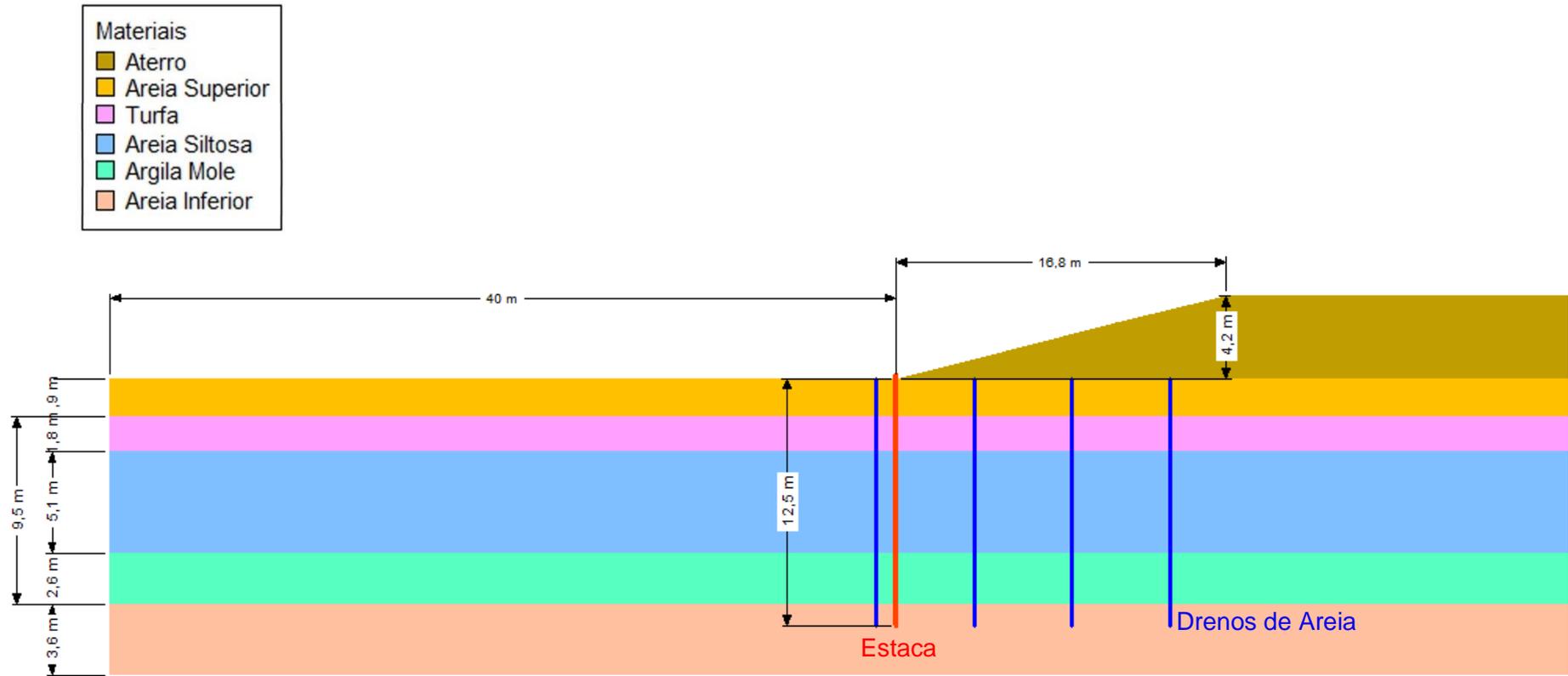
As camadas de areia superior, inferior e areia siltosa foram modeladas com o modelo elastoplástico linear. Já a camada de aterro, o qual atua unicamente como sobrecarga no modelo, adotou-se o modelo linear elástico. As estacas metálicas de 12,5 m de comprimento com seção transversal quadrada de 0,30 m e 6 mm de espessura foram modeladas como “elementos de viga”, conforme será pormenorizado mais adiante.

Figura 3-20 – Modelo numérico – Estaca I – Etapa Final – Caso 2.



Fonte: Autor.

Figura 3-21 - Modelo numérico – Estaca II – Etapa Final – Caso 2..



Fonte: Autor.

3.2.1.1 Parâmetros adotados no modelo numérico

3.2.1.1.1 Materiais com o modelo Cam-clay modificado

As camadas de turfa e argila mole foram modeladas com o modelo Cam-clay modificado. Em ambos os materiais, assim como no primeiro estudo de caso, o coeficiente de compressão (C_c) foi estimado em função da umidade (w), conforme Figura 2-8 (turfa) e Figura 2-9 (argila) e adotada a relação $(C_c)/(C_r)$ igual a 0,15 para ambos os materiais.

Para estimar os valores do OCR das camadas compressíveis (turfa e argilas) foi considerado o valor de (q_c) da ordem de 300 kPa (Figura 2-30) nesses materiais. Assim, a partir das correlações apresentadas no item 2.3.4, pode-se estimar o (OCR) dessas camadas. A Tabela 3-2 resume os valores obtidos.

Tabela 3-7 – Estimativa do (OCR) das camadas compressíveis – Caso 2.

Turfa: (σ'_{v0}) = 25 kPa, (σ_{v0}) = 50 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa e (e_0) = 5,67		
Referência	OCR	Observação
Equação (2-12)	1,6	-
Equação (2-14)	1,8	Parâmetros de Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	2,6	Parâmetros de Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	1,4	Parâmetros de Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Figura 2-10	1,3	-
Valor adotado	1,7	
Argila mole: (σ'_{v0}) = 70 kPa, (σ_{v0}) = 170 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	OCR	Observação
Equação (2-13)	>1,0	-
Equação (2-14)	>1,0	Parâmetros de Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-14)	>1,0	Parâmetros de Iereidis (2019) na Tabela 2-8 ($m = 0,80$)
Valor adotado	1,0	

Legenda: OCR: Razão de sobreadensamento; σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva inicial; σ_{v0} : Tensão vertical total inicial; q_c : Resistência do cone no ensaio CPT/CPTu; e q_t : Resistência corrigida do cone no ensaio CPT/CPTu.

Fonte: Elaborado pelo autor a partir dos dados dos autores citados.

O valor de OCR para a camada de turfa obtidos acima varia entre 1,3 e 2,6, sendo adotado o valor médio (1,7). Já a argila mole foi considerada como

normalmente adensada. A Tabela 3-8 resume os parâmetros utilizados na modelagem numérica.

3.2.1.1.2 Parâmetros hidráulicos

Heyman (1965) cita que foram instalados drenos verticais de areias na região do talude do aterro para promover a aceleração dos recalques, os quais foram modelados por meio de trincheiras drenantes com condutividade hidráulica de $1\text{E-}5$ m/s, valor típico de um material drenante (areia). Ademais, foi considerado a condutividade hidráulica (k) das camadas de turfa e de argila mole igual a $1\text{E-}8$ m/s e $1\text{E-}9$ m/s, respectivamente, valores condizentes com aqueles apresentados no item 2.3.6.

3.2.1.1.3 Materiais com o modelo elastoplástico linear

As camadas de areia (inferior e superior) e a camada de areia siltosa foram modeladas com o modelo constitutivo elastoplástico linear. A coesão efetiva (c') dessas camadas foi considerada igual a 10kPa, limite inferior da faixa desse parâmetro apresentada na Tabela 2-11. Uma vez apenas se dispôs do valor de ϕ' para a camada de areia argilosa (30°), foi arbitrado o valor de ϕ' igual a 32° para a areia superior e 35° para a inferior, valores dentro da faixa de variação de ϕ' para areias, conforme Tabela 2-4.

Já os módulos de deformabilidade drenados (E) dessas camadas foram estimados com base no q_c do ensaio de CPT fornecido por Heyman (1965). Foram assumidos os valores médios aproximados de q_c iguais a 3,0MPa, 2,0MPa e 6,5MPa para as camadas de areia superior, areia siltosa e areia inferior, respectivamente (Figura 2-34). Para essas camadas, foi adotado E como o módulo de elasticidade para 25% da tensão desviadora máxima (E_{25}), obtido pela expressão (2-6).

A respeito do coeficiente de Poisson drenado (ν') dessas camadas arenosas, Segundo Budhu (2013), o ν' varia entre 0,15 e 0,25 para areias fofas e entre 0,25 e 0,30 para areias médias. Assim, foi adotado o valor de 0,25 para as camadas de

areia superior e areia siltosa e v' igual a 0,30 para a camada de areia inferior. A Tabela 3-8 resume os parâmetros adotados nas análises.

3.2.1.1.4 Materiais com o modelo linear elástico

Para o aterro experimental construído, foi adotado um modelo linear elástico já que se considerou que essa camada se presta basicamente como sobrecarga e, por isso, os parâmetros de resistência e deformabilidade têm pouca influência nos resultados. De acordo com Heyman (1965), o aterro foi construído em 3 alteamentos de 1,4m, o que totaliza 4,2m. Ademais, é explicitado no texto que esse aterro gera uma sobrecarga da ordem de 63kPa, o que implica um peso específico (γ) do aterro igual a 15,0 kN/m³. Ademais, foi arbitrado o módulo de deformabilidade (E') igual a 30 MPa, valor típico de aterros mal compactados.

3.2.1.1.5 Parâmetros da estaca

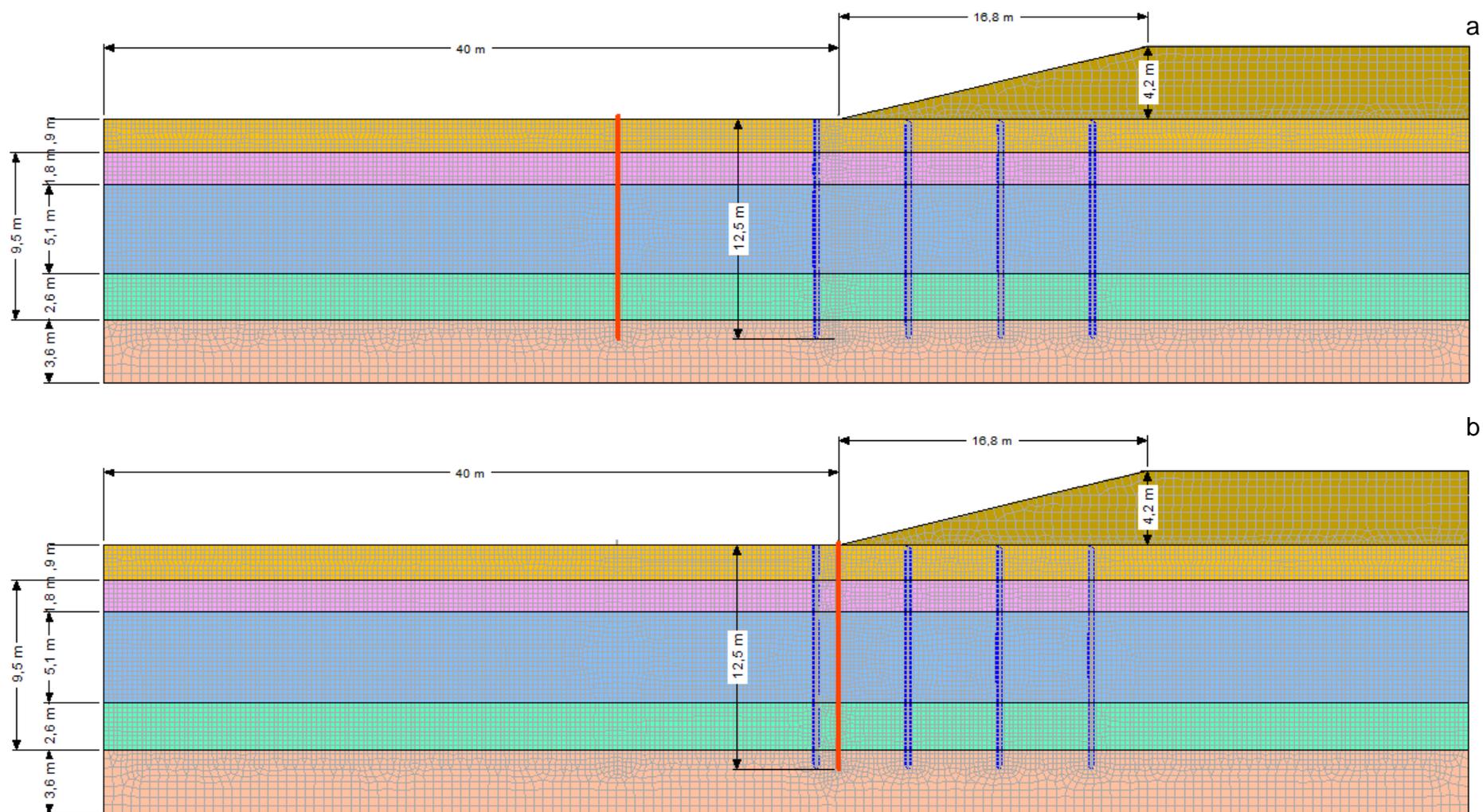
Para modelar as estacas metálicas, utilizou-se o elemento de viga disponível no Sigma/W. Os dados necessários para caracterizar esse tipo de elemento são a área da seção transversal (A), o módulo de elasticidade (E) e o momento de inércia (I). Para uma seção transversal quadrada de lado igual a 0,30m e espessura de 6mm, os valores de A e I são, respectivamente, 7,06E-3 m² e 1,22E-4 m⁴. O módulo de elasticidade (E) do aço foi adotado igual a 200GPa. Assim como no Caso 1, entende-se que o modelo desenvolvido no Sigma/W seja “híbrido”, uma vez que enquanto o elemento de viga é unidimensional, o maciço de solo é modelado em duas dimensões.

Foi aplicada no topo da estaca a condição de contorno “Fixed X/Y”, a qual atua como um apoio de segundo gênero (rótula). Essa condição de contorno foi adotada para simular a ação do macaco hidráulico utilizado em campo, o qual restringia os deslocamentos horizontais das estacas na superfície. Não foram restringidos nem os deslocamentos nem a rotação da ponta da estaca, a aproximadamente 13 m de profundidade em relação ao NAL

3.2.1.1.6 Malha de Elementos Finitos

A MEF utilizada no modelo numérico possui cerca de 16.000 elementos, cujo tamanho global adotado foi de 0,50m. Além disso, fez-se um refinamento local, no qual adotaram-se elementos de 0,25m tanto na região da estaca, quanto nas regiões mais próximas aos materiais compressíveis. A Figura 3-22 ilustra a MEF adotada.

Figura 3-22 – Detalhe da malha de elementos finitos utilizada no modelo. (a) Estaca I; (b) Estaca II – Caso 2..



Fonte: Autor.

3.2.1.1.7 Resumo dos parâmetros adotados

A Tabela 3-8 resume os parâmetros geotécnicos utilizados como dado de entrada nos modelos numéricos do Caso 2.

Tabela 3-8 – Resumo dos parâmetros adotados na modelagem numérica – Caso 2.

Prof. (m - NAP)	Esp. (m)	Descrição	Modelo Constitutivo	Condição de drenagem	k (m/s)	γ (kN/m ³)	OCR (-)	$\lambda =$ C _c /2,303 (-)	$\kappa =$ C _r /2,303 (-)	ν' (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E' (kPa)
3,40 a -0,80	4,20	Aterro	Linear Elástico	Drenado	-	15	-	-	-	0,30	-	-	30.000
-0,80 a -2,70	1,90	Areia Superior	Elastoplástico linear	Drenado	-	19	-	-	-	0,25	32	10	4.500
-2,70 a -4,50	1,80	Turfa	Cam-clay modificado	Varição de poropressão	10E-8	10	2,3	0,90	0,14	0,35	22	-	-
-4,50 a -9,60	5,10	Areia Siltosa	Elastoplástico linear	Drenado	-	18	-	-	-	0,25	30	10	3.000
-9,60 a -12,20	2,60	Argila Mole	Cam-clay modificado	Varição de poropressão	10E-9	15	1,0	0,32	0,05	0,35	22	-	-
-12,20 a -15,00	2,80	Areia Inferior	Elastoplástico linear	Drenado	-	19	-	-	-	0,30	35	10	10.000

Legenda: k: Condutividade hidráulica; γ : Peso específico; OCR: Razão de sobreadensamento (overconsolidation ratio); λ : Inclinação do trecho normalmente adensado do modelo Cam-clay modificado; κ : Inclinação do trecho sobreadensado do modelo Cam-clay modificado; ν' : Coeficiente de Poisson drenado; ϕ' : Ângulo de atrito drenado; c': Intercepto de coesão drenado; e E': Módulo de deformabilidade drenado.

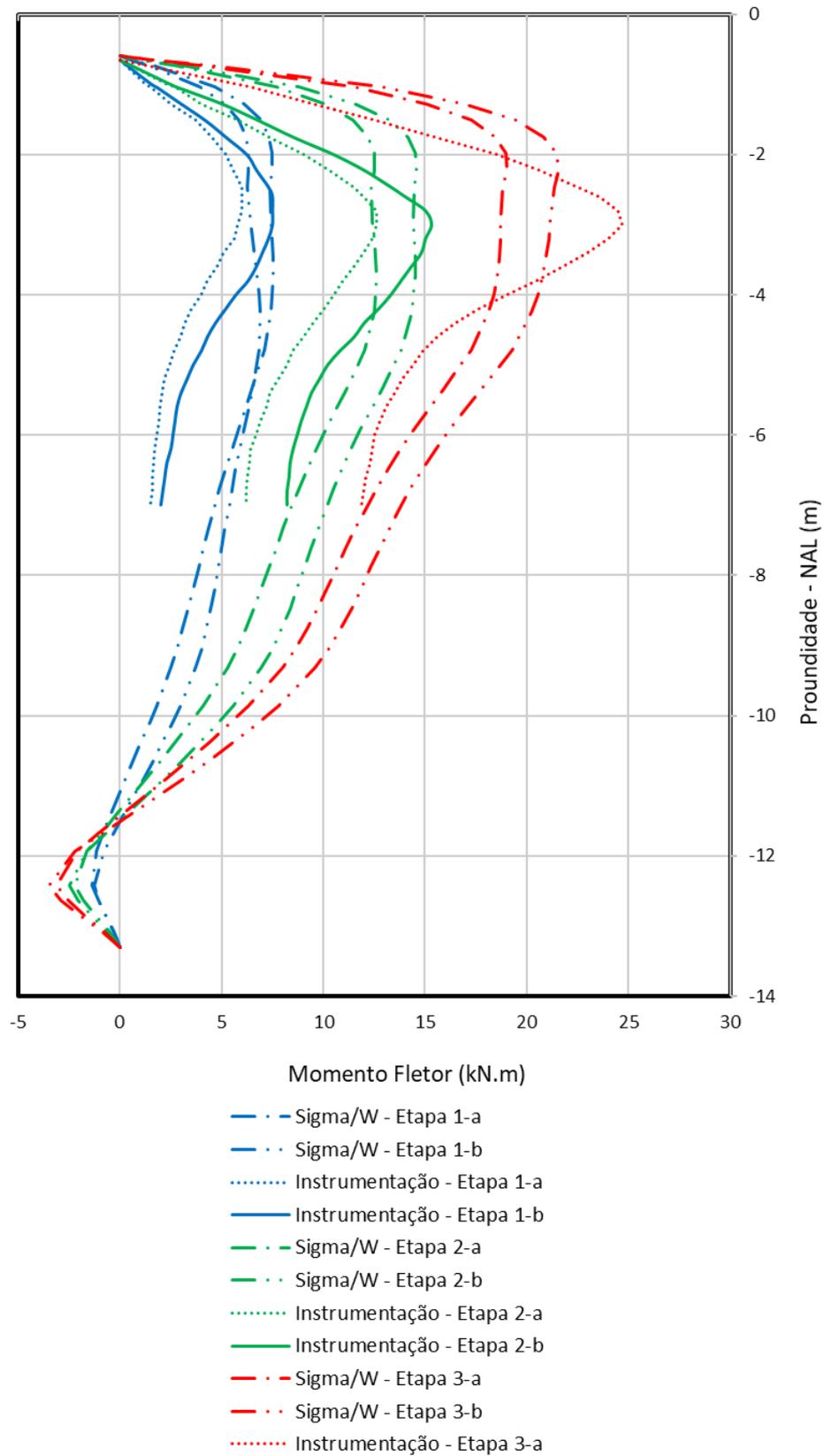
Fonte: Autor.

3.2.1.2 Resultados do modelo numérico

Os momentos fletores solicitantes nas estacas I e II obtidos no modelo numérico são apresentados, respectivamente, na Figura 3-23 e Figura 3-24. Esses resultados são comparados com os dados medidos experimentalmente por Heyman (1965), apresentados na Figura 2-32. Os diagramas de momento fletor obtidos por meio do modelo numérico recebem o sufixo “Sigma/W”. As 3 etapas de construção do aterro (etapas de alteamento) foram nomeadas como 1-a, 2-a e 3-a. Já as análises de dissipação dos excessos de poropressão, as quais foram simuladas com duração de 60 dias, foram denominadas como 1-b, 2-b e 3-b.

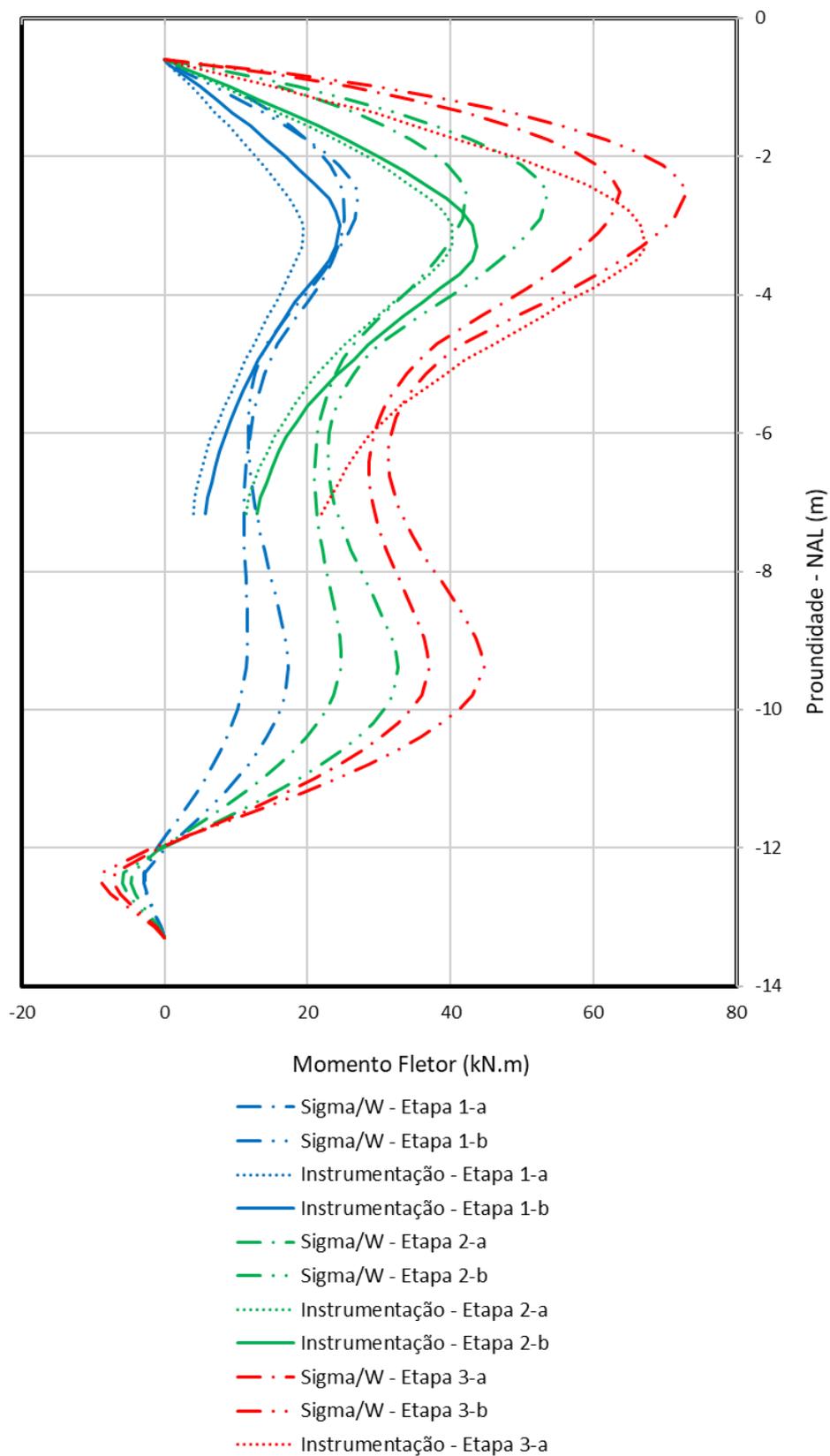
Os diagramas de momentos fletores medidos por Heyman (1965) são chamados de “Instrumentação” e os sufixos “a” e “b” representam, respectivamente, as medidas logo após a construção da uma etapa de alteamento e a medida após 2 meses. Como é explicitado em Heyman (1965), para a última camada de aterro foram realizadas medidas dos momentos fletores apenas após a sua construção e não após 2 meses. Assim, não se dispõe dos resultados obtidos por meio de instrumentação em ambas as estacas para a etapa 3-b.

Figura 3-23 - Comparação entre os momentos fletores do modelo numérico e os dados de experimentais - Estaca I – Caso 2.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman (1965).

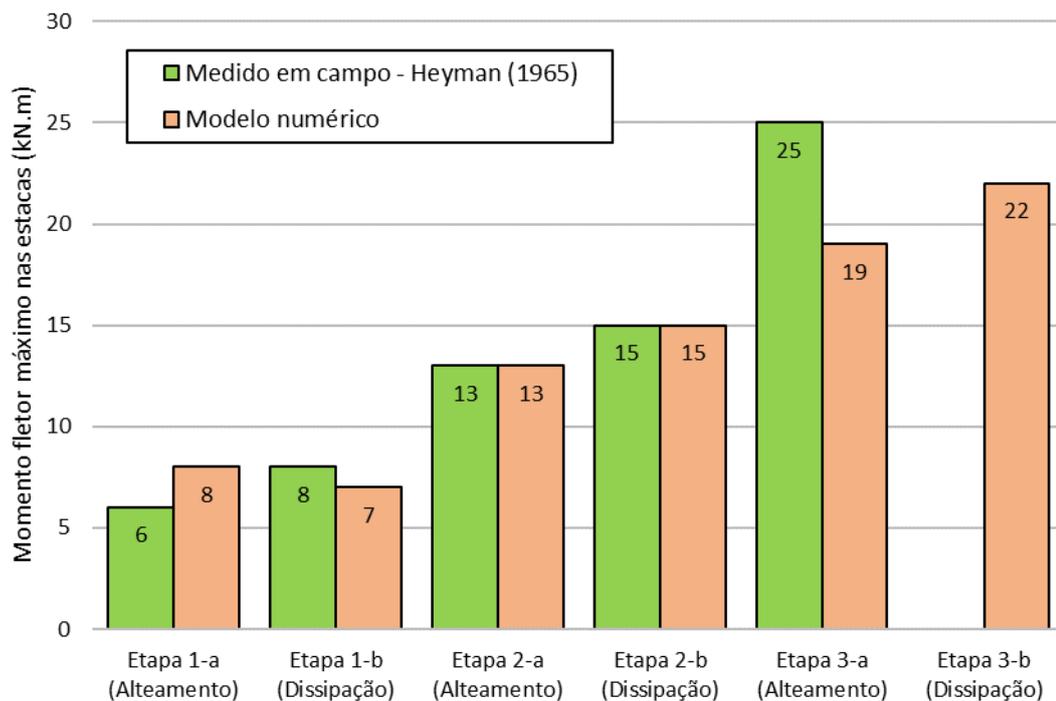
Figura 3-24 - Comparação entre os momentos fletores do modelo numérico e os dados de experimentais - Estaca II – Caso 2.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman (1965).

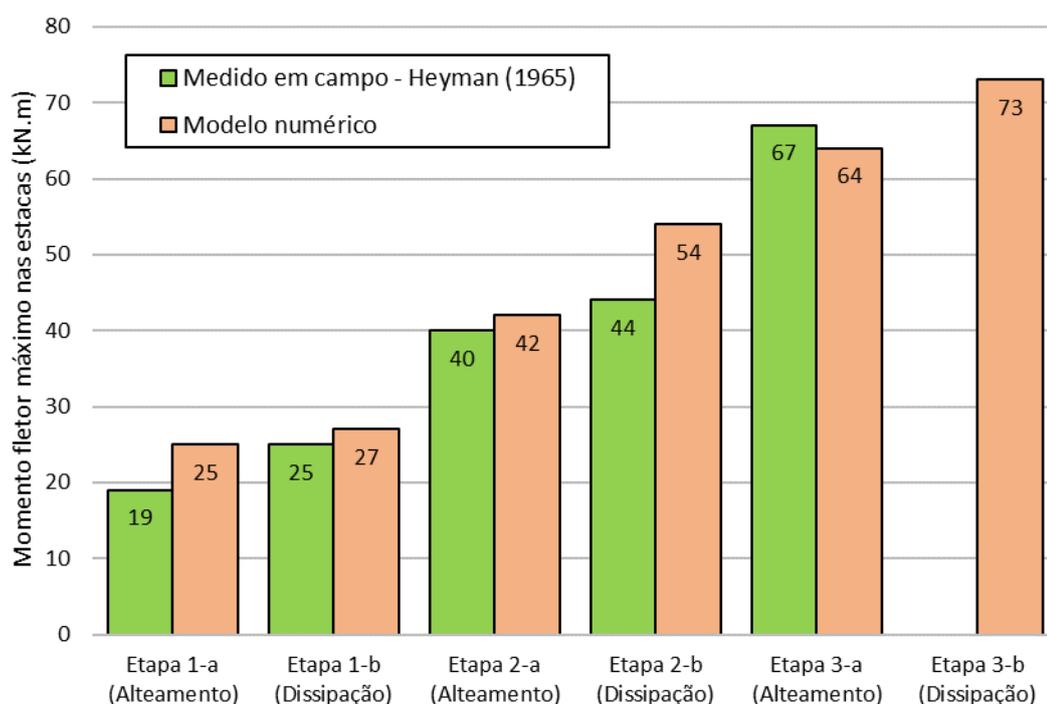
Os resultados dos momentos fletores máximos medidos obtidos no modelo numérico foram bastante condizentes com os valores medidos em campo. Esses esforços máximos são apresentados na Figura 3-25 (Estaca I) e na Figura 3-26 (Estaca II). Nota-se que, em geral, os valores obtidos numericamente foram ligeiramente maiores que os de campo, com exceção Etapa 3-a, Estaca I. Destaca-se o bom ajuste para Etapa 3-a da Estaca II.

Figura 3-25 - Momentos máximos na Estaca I - Numérico de campo – Caso 2.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman (1965).

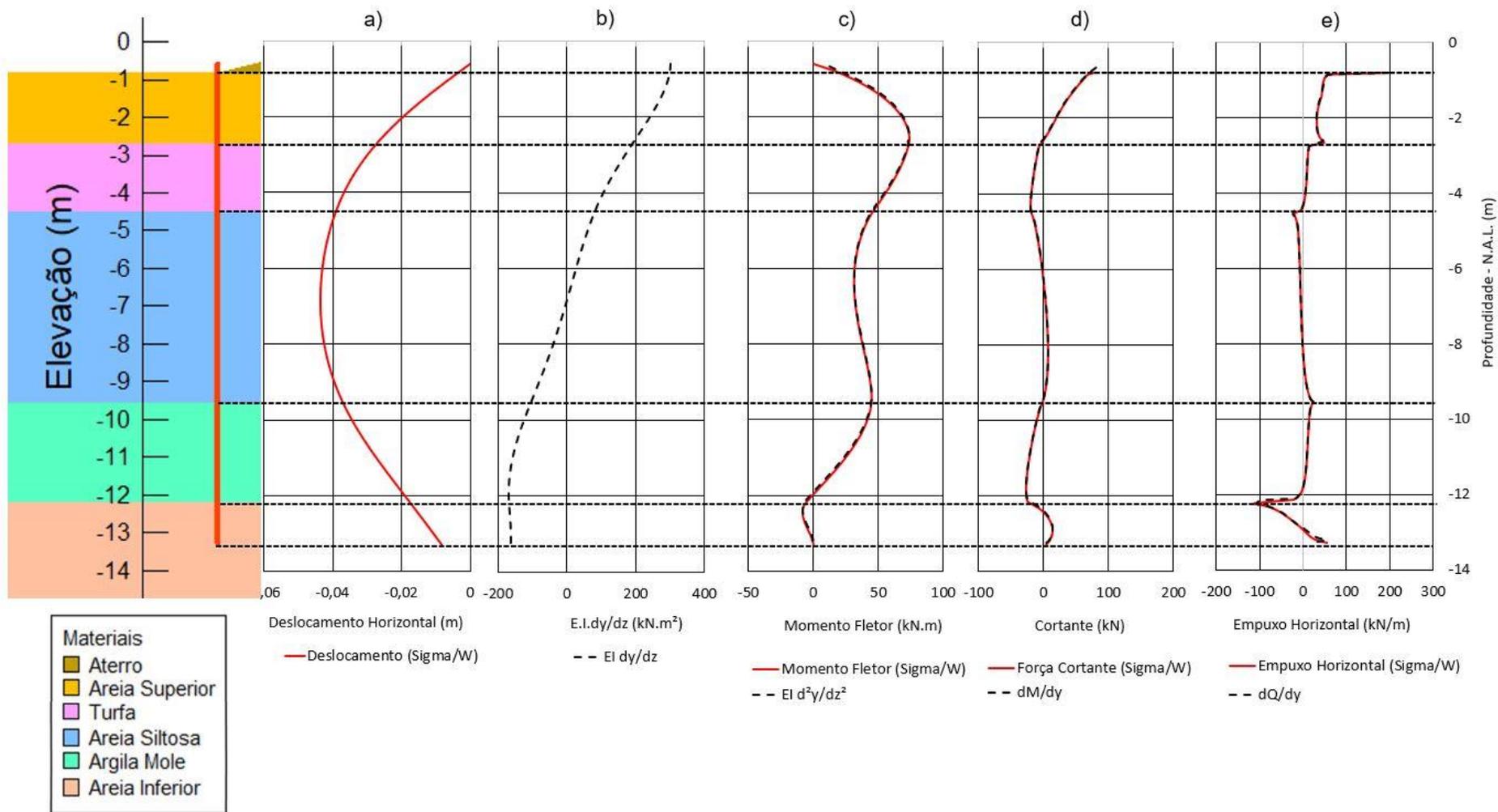
Figura 3-26 - Momentos máximos na Estaca II - Numérico de campo – Caso 2.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman (1965).

Foram elaborados na Figura 3-27 os perfis de deslocamento, gradiente de deslocamento, momento fletor, esforço cortante e empuxo horizontal na estaca localizada no pé do aterro (Estaca II). Assim como verificado no estudo de Caso I, o empuxo horizontal próximo à superfície é superior ao obtido em profundidade. O valor médio na primeira camada (areia) é da ordem de 40 kN/m, enquanto na camada de turfa o valor é da ordem de 10 kN/m. As comparações realizadas nos últimos três gráficos mostram que os valores são praticamente coincidentes, mostrando consistência nos resultados obtidos com o programa SIGMA/W.

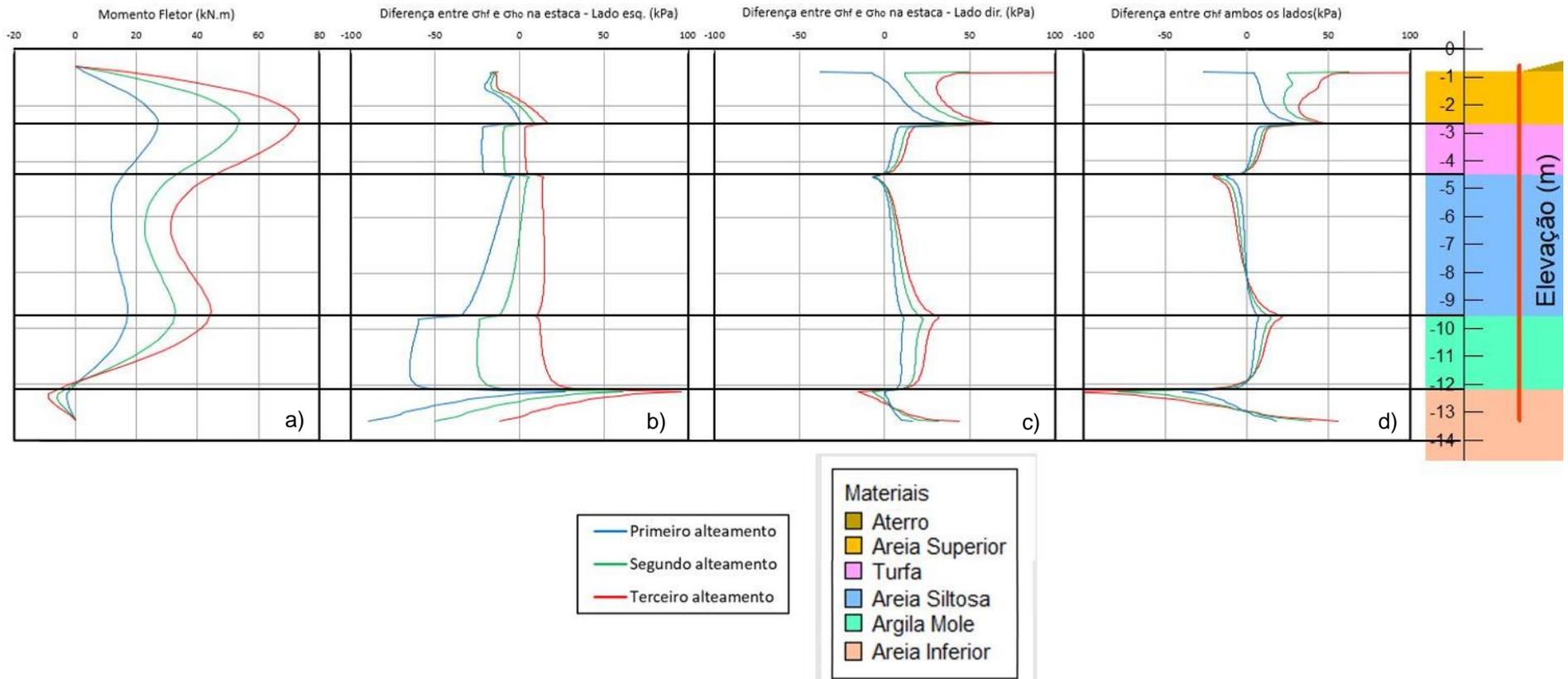
Figura 3-27 - Perfil de deslocamento, gradiente de deslocamento, momento fletor, esforços cortantes e empuxo horizontal na estaca localizada no pé do aterro (Pile II) – Caso 2.



Fonte: Autor.

Para os 3 alteamentos, apresentam-se, na Figura 3-28a, os momentos fletores e, na Figura 3-28b e Figura 3-28c, as diferenças entre as tensões horizontais (σ_{hvf}) final e a inicial (geostática) em ambos os lados da estaca. Apresentam-se também nessa imagem as diferenças entre σ_{hvf} em ambos os lados da estaca (Figura 3-28d). Observa-se que a resultante de σ_{hvf} são maiores na primeira e na última camadas, ocorrendo em sentidos opostos, como ocorre no 1º caso estudado. Outra semelhança entre ambos os casos aqui estudados é o fato de o acréscimo de tensões horizontais na camada de areia siltosa ser ligeiramente superior ao das camadas de turfa (acima) e argila mole (abaixo). O mesmo ocorreu no 1º caso em relação à camada de areia argilosa entre duas camadas de argila mole.

Figura 3-28 - Perfil de momento fletor e tensões horizontais na estaca (σ_{h0} – Tensão inicial, geostática; σ_{hf} – Tensão horizontal final).



Fonte: Autor.

Apresentam-se na Figura 3-29 as curvas p-y das camadas de turfa e argila mole obtidas por meio do Sigma/W e as comparações com: a) uma relação linear entre p e y a partir do coeficiente de reação horizontal k_h estimados por meio da Eq. (2-29) com n_h igual a 10 (Tabela 2-9); e b) curvas p-y desses materiais a partir do que foi apresentado no item 2.6.2, com S_u estimado como 22% da tensão vertical efetiva no centro de cada camada.

Observa-se que as relações entre p e y obtidas do modelo numérico são aproximadamente lineares e situam-se bem abaixo das relatadas na literatura, as quais têm comportamento não linear.

Em relação à camada de turfa (Figura 3-29a), verifica-se que a relação entre p e y do modelo numérico retorna um comportamento mais rígido que uma relação linear, obtida considerando n_h igual a 10. Outrossim, nesse material, a curva p-y construída ficou acima da relação do modelo.

Na camada de argila mole (Figura 3-29b), ao se ajustar aos pontos obtidos no Sigma/W uma reta passando pela origem, obtém-se um valor de k_h próximo àquele calculado considerando n_h igual a 10. Nesse material, no entanto, a curva p-y não se mostrou adequada aos resultados do Sigma/W, ficando muito acima.

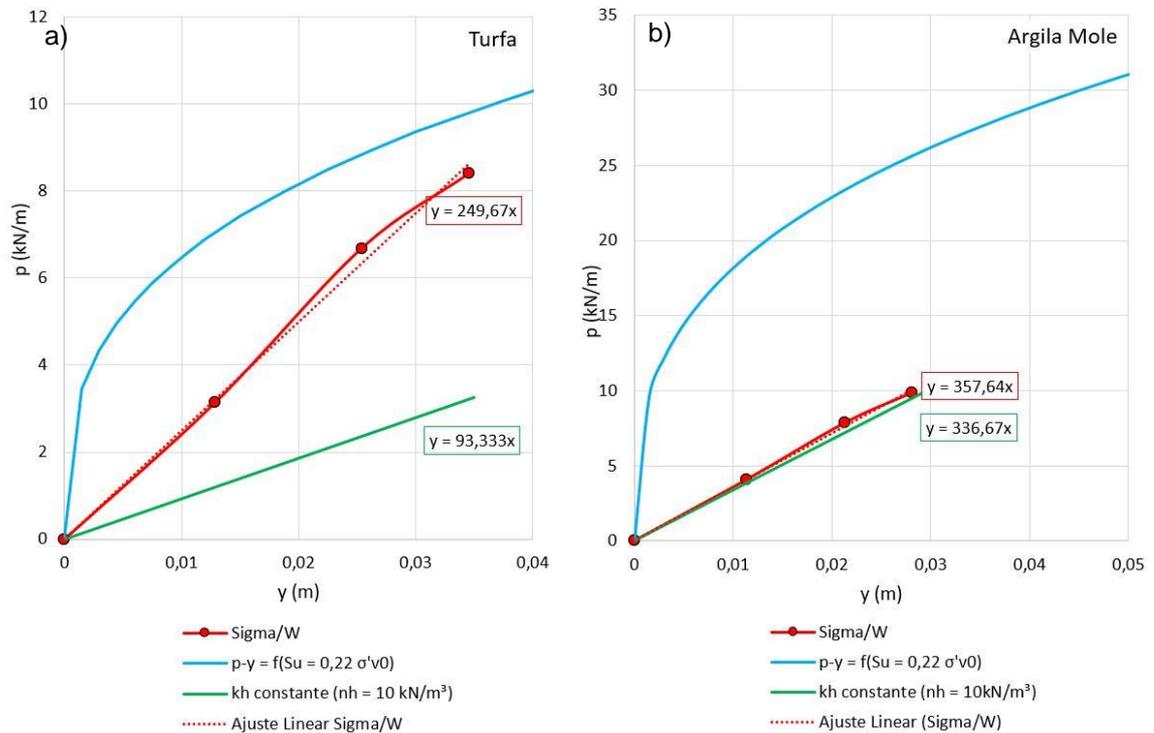
Assim como discutido no 1º caso, entende-se que essa divergência entre as curvas p e y e os valores obtidos pelo modelo pode ocorrer pela heterogeneidade do subsolo ou pelo fato de os materiais em questão serem mais compressíveis que os materiais a partir dos quais as relações existentes na literatura foram obtidas.

Fez-se também a análise da variação dos esforços nas estacas durante o período de dissipação do excesso de poropressão, conforme Figura 3-30. Para ambas as estacas foi verificado que após o período de 2 meses não houve um aumento significativo dos esforços nas estacas, assim como descrito por Heyman (1965).

Compararam-se, também, as reações horizontais no topo das estacas obtidas no modelo numérico e medidas em campo (Figura 3-31). Heyman (1965) não deixa claro se as reações medidas e apresentadas (Figura 2-33) foram medidas logo após a construção de cada etapa do aterro ou após um determinado período. Os valores do modelo numérico foram obtidos logo após colocação da sobrecarga, em cada uma das etapas de alteamento. Observa-se que os as reações obtidas no modelo numérico são significativamente maiores que as medidas em campo. Uma possibilidade dessa discrepância é o fato de a adoção, no modelo numérico, de uma

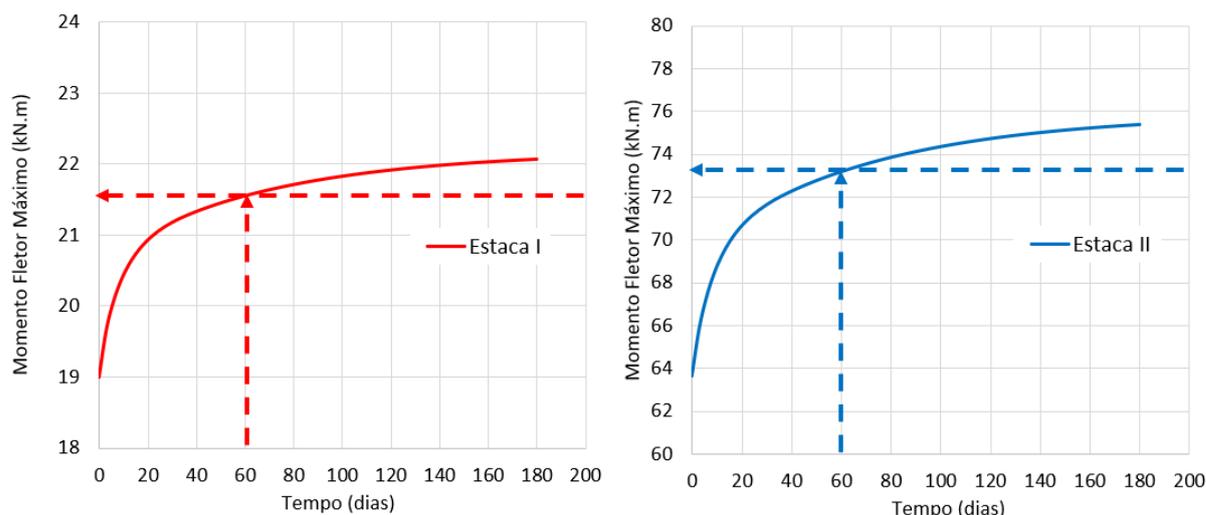
restrição de movimentos na direção horizontal no topo da estaca não ser totalmente representativa da condição experimental. Em campo, a estrutura construída para apoiar o macaco hidráulico que impede os deslocamentos pode ter sofrido algum deslocamento juntamente com o terreno, o que poderia reduzir os valores de reação horizontal.

Figura 3-29 – Comparação entre as curvas p - y das camadas de a) Turfa e b) Argila Mole.



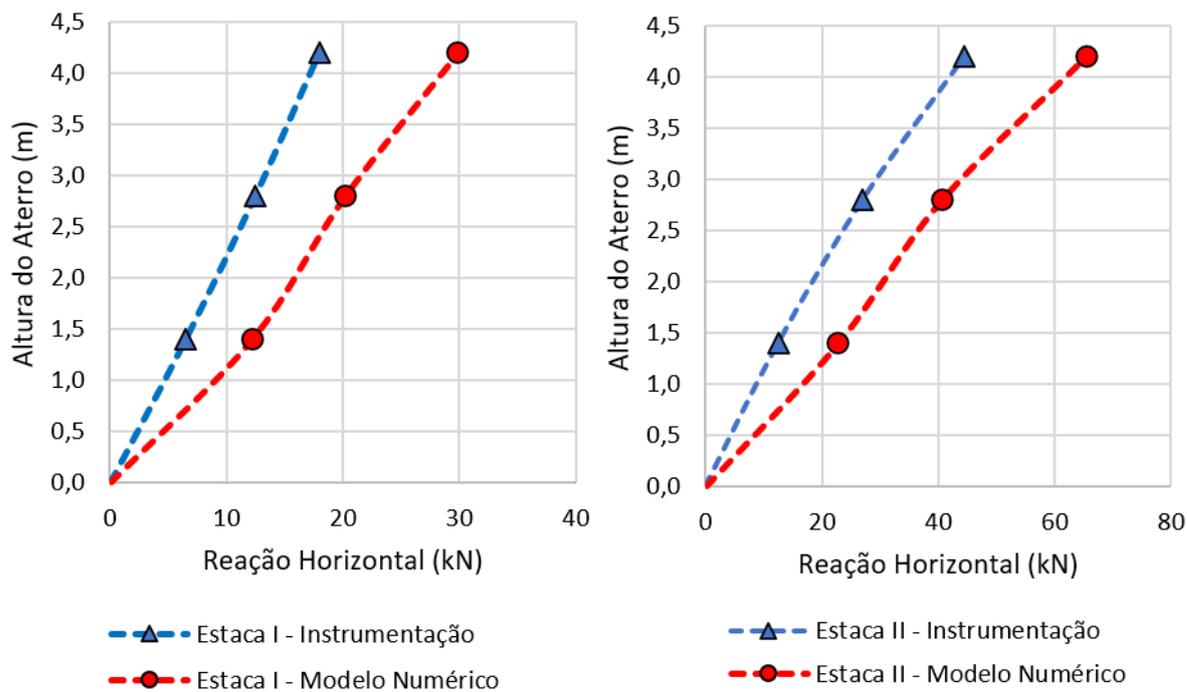
Fonte: Autor.

Figura 3-30 – Variação do momento fletor máximo nas estacas I e II durante 6 meses após a última etapa de aterramento – Caso 2.



Fonte: Autor.

Figura 3-31 – Comparação entre as reações horizontais obtidas pelo modelo numérico e medida experimentalmente em campo – Caso 2.



Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman (1965).

3.2.2 Métodos semiempíricos

Neste item serão aplicadas as metodologias semiempíricas apresentadas no Item 2.1 para estimativa do momento fletor nas estacas, além da proposta de modificação do método de Tschebotarioff (1973), assim como descrito no Item 3.1.2 (*“Método de Tschebotarioff Modificado”*).

3.2.2.1 Método de Tschebotarioff (1973) e Tschebotarioff Modificado

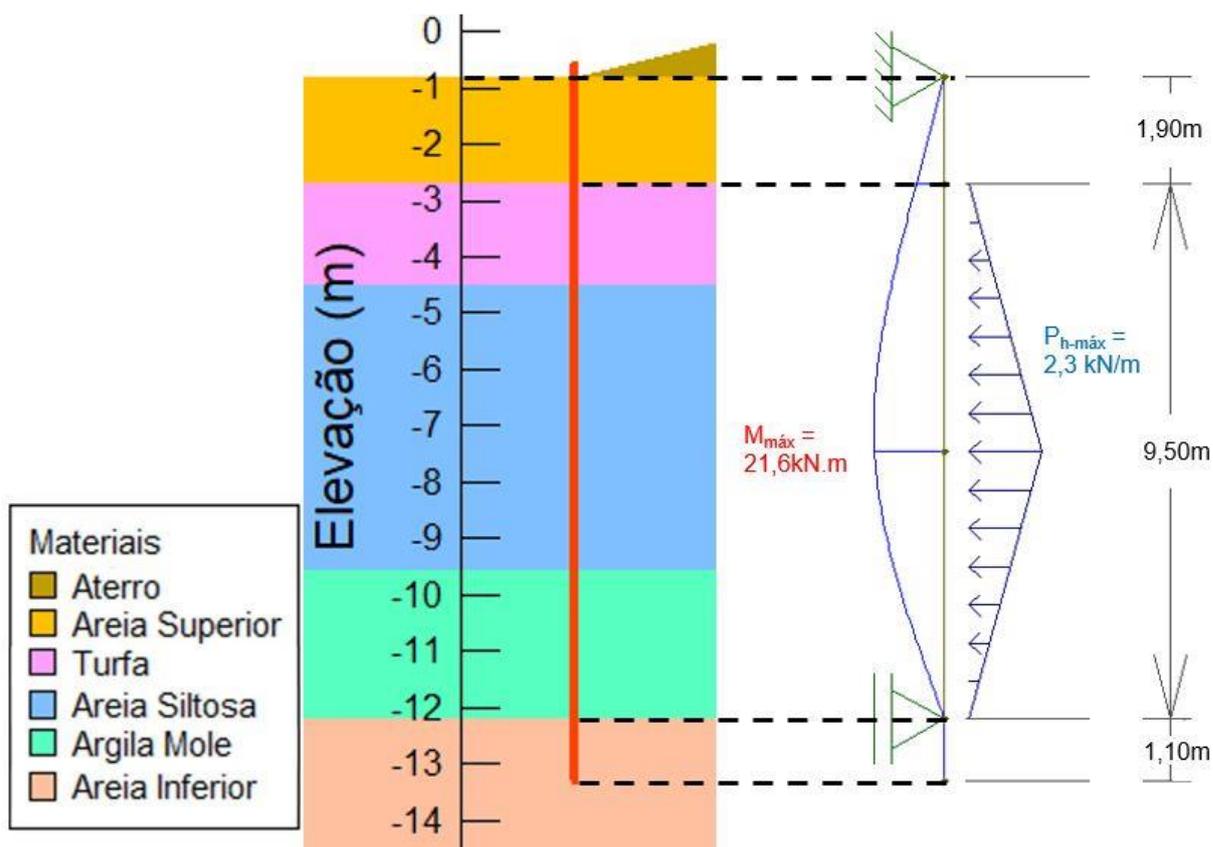
Como já apresentado, para o método proposto por Tschebotarioff (1973), a ordenada máxima do carregamento triangular atuante na estaca ($p_{h-máx}$) pode ser estimada por meio da Equação (2-1).

Para o caso em questão, foi considerado como camada compressível de 9,50 m de espessura, a qual contempla as camadas de turfa, areia siltosa e argila mole, entre a profundidade -2,70 m a -12,20 m (NAL).

Para o caso no pé do aterro (Estaca II), o valor de ($\Delta\sigma_z$) no centro da camada compressível (a 6,65 m da superfície do terreno) foi estimado em 7,6 kPa, por meio da Equação (2-25). Foi considerado que a carga (q) gerada pelo aterro é igual a 63 kPa (4,2 m de altura vezes 15 k/m³ de peso específico do material) e foi adotado (K) igual a 0,5.

Então, pode-se estimar o valor de ($p_{h-máx}$) com base na Equação (2-1) em 2,3 kN/m. Posteriormente, a partir do modelo estrutural apresentado na Figura 3-32, o momento fletor máximo encontrado foi de 21,6 kN.m.

Figura 3-32 – Carregamento e diagrama de momentos fletores na Estaca II – Método de Tschebotarioff – Caso 2.



Fonte: Autor

Por outro lado, a partir do método de Tschebotarioff Modificado, o valor de $(\Delta\sigma_x)$ foi estimado em 23,4 kPa, por meio da solução de Gray (1936), no centro da camada compressível. Com isso, o valor de $(p_{h-\text{máx}})$ obtido a partir da Equação (3-1) foi igual a 14,0 kN/m.

Portanto, a partir do método de Tschebotarioff Modificado, obteve-se o momento fletor máximo na estaca igual a 131,6 kN.m, na condição em que a estaca está no pé do aterro.

Para a estaca a 12 m de distância no pé do aterro (Estaca I), foram encontrados os valores de 1,9 kN.m (método de Tschebotarioff (1974)) e 71,4 kN.m (Tschebotarioff Modificado) para o momento fletor máximo na estaca. A Tabela 3-9 resume os resultados obtidos.

Tabela 3-9 - Momentos máximos nas estacas I e II – Método de Tschebotarioff (1974) e Tschebotarioff modificado – Caso 2.

Dist. ao pé do aterro (m)	Tschebotarioff (1974)			Tschebotarioff modificado		
	$\Delta\sigma_z \times K^{[A]}$ (kPa)	$p_{h-máx}$ (kN/m)	$M_{Máx}$ (kN.m)	$\Delta\sigma_x$ (kPa)	$p_{h-máx}$ (kN/m)	$M_{Máx}$ (kN.m)
0 (Estaca II)	3,8	2,3	21,6	23,4	14,0	131,6
12 (Estaca I)	0,3	0,2	1,9	12,7	7,6	71,4

^[A] K = 0,5

Legenda: $\Delta\sigma_z$: Acréscimo de tensão vertical; $\Delta\sigma_x$: Acréscimo de tensão horizontal; K: Coeficiente de empuxo; $p_{h-máx}$: Ordenada máxima do carregamento triangular atuante na estaca; e $M_{Máx}$: Momento fletor máximo atuante na estaca.

Fonte: Autor.

3.2.2.2 Método de Wenz (1963)

Como foi apresentado no item 2.1.3, o valor da ordenada (p_u) do diagrama uniforme ao qual a estaca está submetida é dada pela Equação (2-2).

O valor de (S_u) da camada compressível foi estimado por metodologia análoga à realizada no Item 3.1.2.2, sendo adotado o valor de 12 kPa (média geral) como representativo da (S_u) da camada compressível. Os valores da (S_u) estimados estão resumidos na Tabela 3-10.

Portanto, por meio da Equação (2-2), para (S_u) e (B) iguais a 12kPa e 0,30m, respectivamente, (p_u) é igual a 29,8kN/m. Com isso, o momento fletor máximo encontrado a partir dessa metodologia foi de 336,2kN.m (Figura 3-33).

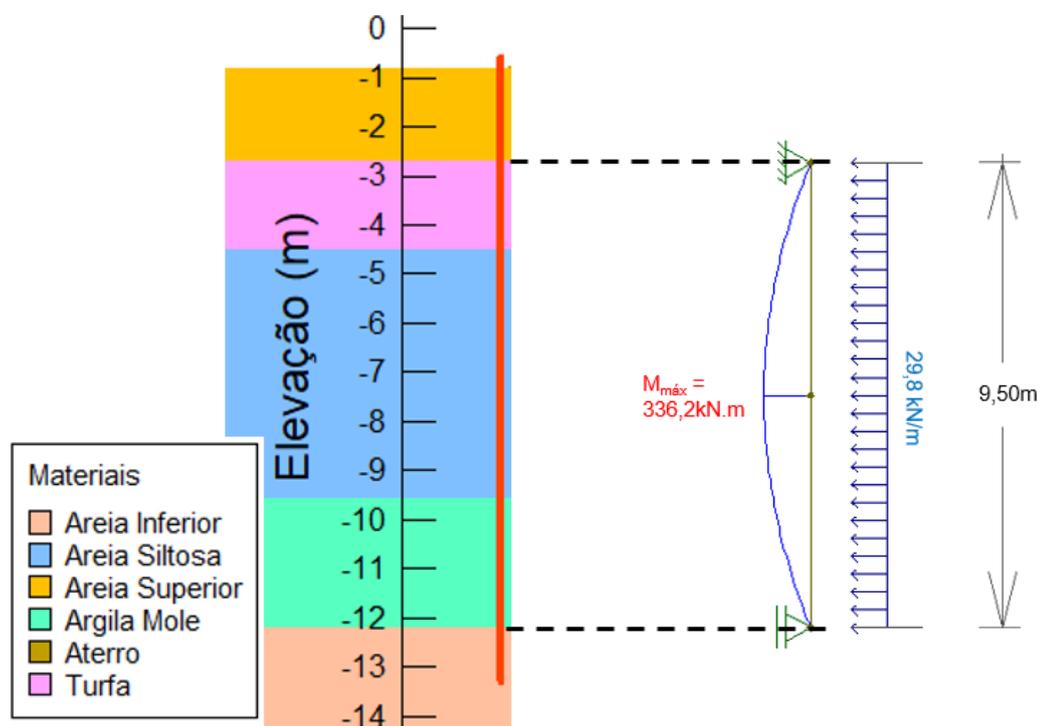
Tabela 3-10 - Estimativa de (S_u) das camadas compressíveis – Caso 2.

Turfa: (σ'_{v0}) = 25 kPa, (σ_{v0}) = 50 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	Su (kPa)	Observação
Equação (2-10)	16	$N_{kt} = 15,2$ - Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	14	$N_{kt} = 18,5$ - Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	16	$N_{kt} = 15,3$ - Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-11)	9	(σ'_{vm}) = 42,5 kPa (OCR = 1,7 na Tabela 3-2)
Média	14	
Argila mole: (σ'_{v0}) = 70 kPa, (σ_{v0}) = 170 kPa, (q_c) \approx (q_t) = 300kPa		
Referência	Su (kPa)	Observação
Equação (2-10)	8	$N_{kt} = 16,1$ - Koning et al (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	8	$N_{kt} = 16,9$ - Iereidis (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-10)	8	$N_{kt} = 15,3$ - Zwanenburg e Erkens (2019) na Tabela 2-8
Equação (2-11)	15	(σ'_{vm}) = 70 kPa (OCR = 1,0 na Tabela 3-2)
Média	10	

Legenda: S_u : Resistência não drenada; σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva inicial; σ_{v0} : Tensão vertical total inicial; q_c : Resistência do cone no ensaio CPT/CPTu; e q_t : Resistência corrigida do cone no ensaio CPT/CPTu.

Fonte: Elaborado pelo autor a partir dos dados dos autores citados.

Figura 3-33 - Carregamento e diagrama de momentos fletores na Estaca II – Método de Wenz – Caso 2.



Fonte: Autor

Nota-se que, assim como observado no primeiro estudo de caso, o método de Wenz (1963) retornou um momento fletor muito acima do valor máximo medido em campo (67 kN.m).

3.2.2.3 Método de De Beer e Wallays (1972)

Conforme foi apresentado no item 2.1.4, a tensão horizontal (P_h) que atua na linha de estacas mais próxima ao aterro é dada pela Equação (2-3).

Ao analisar a geometria do problema, a grandeza (h_1), definida pela Equação (2-5), é 3,5m. Ao adotar a distância horizontal entre a linha de estacas e o topo do talude em 16,8m, o valor de (α), o qual é definido na Figura 2-3, pode ser estimado por:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{3,5}{16,8}\right) = 11,8^\circ \quad (3-2)$$

Ademais, de acordo com a Tabela 3-8, verifica-se que o ângulo de atrito (ϕ') das camadas de turfa e argila mole foram adotados iguais a 22° , enquanto esse mesmo parâmetro foi adotado igual a 30° para a camada de areia siltosa. Será adotado o valor de 22° como representativo do ângulo de atrito efetivo da camada compressível.

Assim, por meio da Equação (2-4), chega-se a (f) praticamente igual a zero. Com isso, conclui-se que o valor do momento fletor estimado por esse método também é praticamente nulo, o que não condiz com o observado e medido em campo.

4 RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.1 CASO 1: LINHA DE 3 ESTACAS PARALELAS AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ

Os momentos fletores máximos medidos em campo por Heyman e Boersma (1961), os obtidos por meio da modelagem numérica e aqueles estimados a partir das metodologias semiempíricas são resumidos na Tabela 4-1, a qual também apresenta o desvio percentual em relação ao valor obtido por instrumentação.

Em relação aos valores de momentos fletores máximos obtidos na modelagem numérica, nota-se que, embora para as distâncias de 30 m e 25 m seja observada uma tendência de superestimar os esforços, de maneira geral houve uma boa correspondência entre os resultados, sobretudo a partir de 20 m de distância. Isso indica que, para o estudo de caso em questão, o modelo numérico desenvolvido, está bem calibrado para a estimativa dos esforços nas estacas. Ademais, pode-se inferir que os parâmetros utilizados na modelagem numérica foram condizentes com a realidade do local em que foi desenvolvido o estudo de caso.

As relações entre p e y obtidas no modelo numérico, em geral, não se mostraram consistentes com as relações (linear ou não) encontradas na literatura. Exceção se faz à camada de turfa, cujos pontos obtidos no Sigma/W sugerem uma relação entre p e y aproximadamente linear, condizente com um valor de k_h próximo àquele calculado considerando n_h igual a 10.

Essa inconsistência pode ter sido causada: a) pela heterogeneidade do subsolo, que pode influenciar na maneira com que as tensões são distribuídas entre as camadas; e b) pelo fato de os materiais em questão serem mais compressíveis que os utilizados na obtenção das relações existentes na literatura.

Em relação às metodologias semiempíricas, os valores dos momentos fletores máximos obtidos a partir do método de Tschebotarioff (1974) não se mostraram condizentes com os medidos em campo. Já os momentos fletores obtidos com proposta realizada nesta Dissertação de alteração da metodologia de Tschebotarioff (Tschebotarioff modificado) retornaram valores condizentes com os valores medidos nas situações de estacas a 20 m ou menos do pé do aterro. Para

as distâncias de 25 m e 30 m os valores obtidos foram bastante superiores aos de campo.

Em relação à metodologia de Wenz (1963), observou-se que o momento fletor por ela estimado foi de 278,7 kN.m, valor superior ao esforço medido em campo. Isso pode ser explicado pelo fato de essa metodologia considerar que a fundação está em condição de ruptura, o que não ocorreu no estudo de caso em questão.

Tampouco foi observada equivalência entre a da metodologia de De Beer e Wallays (1972) e o observado em campo, já que os valores obtidos foram consideravelmente inferiores aos medidos.

De uma maneira geral, os métodos semiempíricos disponíveis não se adequaram ao estudo de caso em questão. Isso pode ter ocorrido pelo fato de esses métodos não levarem em consideração a heterogeneidade do subsolo do local. Além disso, os métodos semiempíricos podem não ser capazes de representar, em sua totalidade, todas as variáveis que influenciam o efeito de Tschebotarioff, face à complexidade desse fenômeno e do grande número de variáveis envolvidas.

Tabela 4-1 – Comparação entre os momentos fletores máximos medidos em campo, no modelo numérico e a partir das metodologias semiempíricas para o Estudo de Caso 1.

Metodologia	Distância entre a estaca e o pé do aterro					
	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m	30 m
	Momento fletor máximo – kN.m (Erro percentual em relação à medida de campo)					
Medição em campo	160	140	100	75	40	20
Modelo numérico	180 (12,5%)	134 (-4,3%)	102 (2,0%)	74 (-1,3%)	52 (30,0%)	35 (75,0%)
Tschebotarioff (1973)	12,0 (-92,5%)	4,1 (-97,1%)	1,8 (-98,2%)	1,0 (-98,7%)	0,6 (-98,5%)	0,3 (-98,5%)
Tschebotarioff Modificado	185,8 (16,1%)	139,5 (-0,4%)	110,0 (10,0%)	90,1 (20,1%)	76,6 (91,5%)	66,2 (231,0%)
Wenz (1963) ^[A]	278,7 (74,2%)	-	-	-	-	-
De Beer e Wallays (1972) ^[B]	49,5 (-69,1%)	25,3 (-81,9%)	14,1 (-85,9%)	7,1 (-90,5%)	-	-

^[A] O valor encontrado pela metodologia de Wenz (1963) não é função da posição da estaca em relação ao aterro.

^[B] Devido à geometria do problema, a aplicação da Eq. (2-4) retorna valor nulo para (f) a partir de 25m.

Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman e Boersma (1961).

Foi realizada uma comparação entre os diagramas de carregamento dos diferentes métodos semiempíricos e do modelo numérico para a estaca a 5 m de distância do aterro. Os valores das forças horizontais resultantes de cada metodologia, obtida por meio da integração do diagrama de esforços ao longo do comprimento de atuação, são resumidos na Tabela 4-2. Para o modelo numérico foi realizada a integração numérica do gráfico da Figura 3-11d. Foi calculado também o valor de $P_{h-méd}$ em um diagrama retangular equivalente ao diagrama obtido pelo Sigma/W. O valor de $P_{h-méd}$ igual a 10,4 kN/m foi obtido pela divisão entre a integral do diagrama (130,0 kN) e o comprimento da estaca (12,5 m). Para os métodos semiempíricos, calculou-se a área do diagrama (triangular ou retangular) de carregamento que atua apenas na extensão da camada de solo mole (8,65 m). Destaca-se entre os resultados abaixo a proximidade entre a resultante do modelo numérico (130,0 kN) e do método de Tschebotarioff Modificado (100,8 kN).

Tabela 4-2 – Comparação entre os diagramas de carregamento horizontal do Caso 1 para a estaca a 5 m do aterro.

Metodologia	Formato	L (m)	$P_{h-máx}$ ou $P_{h-méd}$ (kN/m)	$F = \int P_h dL$ (kN)
Modelo numérico	Retangular equivalente	12,50	10,4 ^[A]	130,0
Tschebotarioff (1973)	Triangular	8,65	1,5	6,5
Tschebotarioff Modificado	Triangular	8,65	23,3	100,8
Wenz (1963)	Retangular	8,65	29,8	257,8
De Beer e Wallays (1972)	Retangular	8,65	5,29	45,8

Legenda: L: Comprimento no qual a sobrecarga atua; $P_{h-máx}$: coordenada máxima da carga distribuída (diagramas triangulares); $P_{h-méd}$: valor da carga distribuída (diagramas retangulares); e F: Força resultante (Integral do diagrama retangular ou triangular).

^[A] O valor de $P_{h-méd}$ do modelo numérico foi obtido pela divisão entre a integral do diagrama (130,0 kN) e o comprimento de atuação da sobrecarga (12,5 m).

Fonte: Autor.

4.2 CASO 2: LINHA DE 2 ESTACAS PERPENDICULAR AO PERFIL LONGITUDINAL DE UM ATERRO EM AMSTERDÃ

Os resultados de momentos fletores máximos medidos em campo por Heyman (1965), os calculados por meio do modelo numérico no Sigma/W e aqueles

estimados com as metodologias semiempíricas para as estacas I e II são comparados na Tabela 4-3.

Em geral, entende-se que houve um ajuste adequado entre os resultados de campo e os do modelo numérico, sendo os desvios percentuais iguais a -12% para a Estaca I e 9% para a Estaca II. Assim como no primeiro estudo de caso, observa-se que o modelo desenvolvido permite que sejam estimados valores de esforços nas estacas condizentes com os medidos em campo. Novamente, pode-se inferir que os parâmetros geotécnicos estimados, sobretudo, a partir de correlações apresentadas no item 2.3 (parâmetros da região de Amsterdã), são consistentes com solo no local em que foi desenvolvido o estudo de caso.

Tabela 4-3 - Comparação entre os momentos fletores máximos medidos em campo, no modelo numérico e a partir das metodologias semiempíricas para o Estudo de Caso 2.

Metodologia	Estaca I	Estaca II
	(a 12 m do pé do aterro)	(no pé do aterro)
Momento fletor máximo – kN.m (Erro percentual em relação à medida de campo)		
Medição em campo	25	67
Modelo numérico ^[A]	22 (-12%)	73 (9%)
Tschebotarioff (1973)	1,9 (-82,4%)	21,6 (-67,8%)
Tschebotarioff Modificado	71,4 (185,6%)	131,6 (96,4%)
Wenz (1963) ^[B]	-	336,2 (401,8%)
De Beer e Wallays (1972) ^[C]	0 (-∞)	0 (-∞)

^[A] Etapa 3-b (pós dissipação do excesso de poropressão.)

^[B] O valor encontrado pela metodologia de Wenz (1963) não é função da posição da estaca em relação ao aterro.

^[C] Devido à geometria do problema, a aplicação da Eq. (2-4) retorna valor nulo para (f).

Fonte: Autor com adição dos dados de Heyman (1965).

De maneira semelhante à realizada no Caso 1, compararam-se na Tabela 4-4 os diagramas de carregamento dos diferentes métodos semiempíricos e do modelo numérico para a estaca mais próxima ao aterro (Estaca II). Para o modelo numérico, foi realizada a integração numérica do gráfico da Figura 3-28d, com o carregamento atuando em todo comprimento da estaca (12,5 m). O valor de $P_{h\text{-máx}}$ (diagrama retangular equivalente) igual a 5,6 kN/m apresentado para o modelo numérico foi

obtido pela divisão entre a integral do diagrama (70,0 kN) e o comprimento da estaca. Destaca-se entre os resultados abaixo a proximidade entre a resultante do modelo numérico (70,0 kN) e do método de Tschebotarioff Modificado (66,5 kN).

Tabela 4-4 - Comparação entre os diagramas de carregamento horizontal do Caso 2 para a Estaca II (no pé do aterro).

Metodologia	Formato	L (m)	$P_{h-máx}$ (kN/m)	$F = \int P_h dL$ (kN)
Modelo numérico	-	12,50	5,6 ^[A]	70,0
Tschebotarioff (1973)	Triangular	9,50	2,3	10,9
Tschebotarioff Modificado	Triangular	9,50	14,0	66,5
Wenz (1963)	Retangular	9,50	336,2	3193,9
De Beer e Wallays (1972)	Retangular	9,50	0	0

Legenda: L: Comprimento no qual a sobrecarga atua; $P_{h-máx}$: coordenada máxima da carga distribuída; e F: Força resultante (Integral do diagrama retangular ou triangular).

^[A] O valor de $P_{h-máx}$ do modelo numérico foi obtido pela divisão da integral do diagrama (70,0 kN) pelo comprimento de atuação da sobrecarga (12,5 m).

Fonte: Autor.

Na camada de argila mole, a relação entre p e y obtida pelo Σ/W foi próxima a uma relação linear com k_h calculado considerando n_h igual a 10. Já na camada de turfa, nem a relação linear nem a curva p - y calculadas se mostraram próximas à relação obtida no modelo numérico. Como já discutido no 1º caso, a heterogeneidade do subsolo e a compressibilidade dos materiais em questão podem ser as causas dessa inconsistência.

A análise dos resultados obtidos permite inferir que os valores medidos a partir dos métodos semiempíricos não estão em conformidade com o que foi medido em campo. Os resultados obtidos pelas metodologias de Tschebotarioff (1973) retornaram momentos fletores máximos muito inferiores àqueles medidos em campo. Já os métodos Tschebotarioff Modificado e de Wenz (1963) retornaram esforços superiores aos de campo, sendo o primeira o que retornou valores mais próximos aos observados em campo.

Tampouco foi observada equivalência entre os esforços obtidos com a metodologia de De Beer e Wallays (1972) e os de campo, já que a partir dessa metodologia o momento fletor estimado foi praticamente nulo.

Assim como observado no primeiro estudo de caso, os métodos semiempíricos disponíveis não se adequaram ao estudo de caso em questão, sendo Tschebotarioff Modificado aquele que mais se aproximou, de maneira conservadora, dos resultados de campo. Entende-se que, assim como discutido no 1º estudo de caso, as metodologias semiempíricas podem não ser capazes de considerar todas as variáveis envolvidas nesse fenômeno complexo que é o efeito de Tschebotarioff.

5 CONCLUSÕES

Seguem neste capítulo as conclusões obtidas nesta Dissertação e algumas sugestões para pesquisas futuras acerca do tema aqui abordado.

5.1 SOBRE AS METODOLOGIAS UTILIZADAS

Os resultados do modelo numérico, com recurso ao programa de elementos finitos Sigma/W, mostraram que ele, embora seja “híbrido” (ou seja, bidimensional para o maciço de solo e unidimensional para a estaca), foi representativo dos problemas aqui estudados no que refere à estimativa de momentos fletores em estacas submetidas ao efeito de Tschebotarioff. Os momentos fletores máximos obtidos pelo modelo numérico e os obtidos por instrumentação, conforme publicações de Heyman e Boersma (1961) (Caso 1) e Heyman (1965) (Caso 2), foram bastante convergentes.

Comparações entre os esforços nas estacas (momentos fletores, forças cortantes e empuxos horizontais) obtidos diretamente pelo modelo numérico e a partir das 1ª. e 2ª. derivadas dos deslocamentos revelaram uma excelente aderência, mostrando consistência nos cálculos feitos com o programa Sigma/W.

Quanto às metodologias semiempíricas disponíveis na literatura, foi verificado, em ambos os casos analisados, que as metodologias de Tschebotarioff e de De Beer e Wallays subestimaram consideravelmente os momentos fletores nas estacas e mostraram-se inadequadas à estimativa desses esforços. Já a metodologia de Wenz conduziu a momentos fletores na estaca muito acima dos observados em campo (74% para a distância de 5m no caso 1 e 401% para a estaca no pé do aterro no Caso 2), pois considera que o esforço horizontal ocorre por ocasião da ruptura do solo de fundação do aterro.

A metodologia de Tschebotarioff Modificada foi, dentre as semiempíricas, a que mais se aproximou dos valores de campo. No Caso 1, para distâncias menores que 20 m, a variação percentual ficou entre 4% e 20%. Já no caso 2, essa metodologia conduziu a esforços superestimado em 184% (para a estaca a 12m de distância) e 97% (no pé do aterro).

5.2 SOBRE OS PARÂMETROS ADOTADOS PARA OS SOLOS

A boa convergência entre os resultados obtidos no modelo numérico e os valores medidos em campo indica que os parâmetros dos solos utilizados nos cálculos são condizentes com a realidade dos locais estudados (Casos 1 e 2). Estes parâmetros foram estimados, sobretudo, a partir de correlações empíricas envolvendo solos da região de Amsterdã.

Para os métodos semiempíricos, os parâmetros necessários foram o Su método de Wenz (1963) e o ângulo de atrito (ϕ') para o método de De Beer e Wallays (1972). Os valores de Su foram estimados pelos parâmetros do modelo SHANSEP e os valores de ϕ' foram apresentados pelos próprios autores dos trabalhos que embasaram os estudos de caso explorados nesta Dissertação.

No entanto, entende-se que a discrepância dos resultados obtidos pelos métodos de Wenz e de De Beer e Wallays deve-se ao fato de essas metodologias serem demasiadamente simplificadas e não à inconsistência dos parâmetros utilizados.

5.3 SOBRE OS ESFORÇOS NAS ESTACAS

A partir dos estudos de casos realizados, pode-se destacar que o diagrama de momentos fletores obtido pelo modelo numérico indicou valores máximos entre 2 m e 3 m, o que é condizente com o observado em campo e citado textualmente pelos autores dos trabalhos que originaram ambos os casos aqui estudados.

No Caso 1, até a distância entre o aterro e o pé da estaca igual a 20 m, a relação obtida pelo modelo numérico entre o momento fletor máximo e o excesso de poropressão medido na camada de argila mole abaixo da turfa, foi bastante condizente com essa mesma relação obtida em campo. No entanto, o modelo numérico não indicou um aumento abrupto do excesso de poropressão entre as distâncias de 20m e 15m, verificado em campo. A superestimação do excesso de poropressão medido em campo pode ter sido ocasionada pela execução mais célere das etapas de alteamento.

As relações entre p e y obtidas pelo modelo numérico no Caso 1 não se mostraram adequadas às relações empíricas, lineares e não lineares, disponíveis na

literatura e apresentadas nesta Dissertação. Exceção se faz, apenas, à camada de turfa do 1º Caso e à da argila mole do 2º Caso, em que os pontos obtidos no Sigma/W sugerem uma relação entre p e y aproximadamente linear, condizente com as citadas relações empíricas.

Em ambos os casos, as resultantes dos diagramas de esforços horizontais obtidos pelo método numérico e pela metodologia de Tschebotarioff Modificada foram bastante próximas. Para as demais metodologias, não foram verificadas correspondências entre as resultantes dos diagramas.

No Caso 2, o modelo numérico mostrou que não houve aumento significativo dos momentos fletores máximos nas estacas I e II, após 2 meses da realização da última etapa de alteamento do aterro. Isso é condizente com o observado em campo por Heyman (1965).

Ademais, ainda em relação ao Caso 2, as reações horizontais no topo das estacas, obtidas no modelo numérico, são significativamente maiores que as medidas em campo. Isso pode sugerir que a adoção, no modelo numérico, de uma restrição de movimentos na direção horizontal no topo da estaca não seja totalmente representativa da condição *in situ*. Em campo, a estrutura construída para apoiar o macaco hidráulico pode ter sofrido algum deslocamento juntamente com o terreno, reduzindo os valores da reação horizontal.

5.4 SOBRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO CASO 1

Os deslocamentos horizontais no plano do inclinômetro 4 do Caso 1, obtidos pelo modelo numérico, mostraram não haver uma diferença significativa entre as etapas de alteamento (logo após a construção do aterro) e as de dissipação (após o período de 14 dias).

Quanto à comparação entre valores calculados com medidos pode-se concluir, em linhas gerais, que para as distâncias 25 m e 20 m, os valores calculados superaram os medidos; e para as distâncias 15 m, 10 m e 5 m, ocorreu o inverso até cerca de 4m de profundidade; abaixo dos 4 m os valores calculados voltaram a superar os medidos.

Apesar dos deslocamentos calculados não terem apresentado níveis elevados de verossimilhança em relação ao comportamento *in situ*, houve boa

concordância entre os volumes de solos deslocados, especialmente para a situação em que as estacas estavam a 5 m do pé do aterro.

5.5 SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

Recomendam-se os seguintes tópicos a serem explorados em futuros estudos acerca do tema da presente Dissertação:

- a) Realização de estudos em escala real com a instalação de estacas instrumentadas em obras com aterros sobre solos moles e com estacas nas adjacências. Comparar os resultados com os obtidos por meio dos métodos semiempíricos existentes e elaboração de modelos numéricos bi ou tridimensionais com algum software disponível;
- b) Elaboração de estudos em escala real ou reduzida em centrífuga, a fim de realizar calibrações com resultados de campo e, eventualmente, propor ou aprimorar métodos simplificados de estimativas de esforços; e
- c) Avaliação do efeito de grupo, seja por meio de estudos em escala real ou escala reduzida, e analisar a aplicabilidade de modelos numéricos bi ou tridimensionais nessas condições.

REFERÊNCIAS

- i. ALMEIDA, M.S.S., FUTAI, M.M., LACERDA, W.A., MARQUES, E.S. **Laboratory Behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays. Part1: Index and Compression Properties.** Soils and Rocks, Vol. 31, No 2, pp 69-75. 2008
- ii. ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas** – 3. Ed. – São Paulo: Blucher, 2019.
- iii. ARBIB, M. **Analysis of soft soil compression data for Flevoland. Section for Geo-engineering.** Department of Geoscience & Engineering. Delft University of Technology, 2014.
- iv. ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L. **The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics.** Cambridge University Press, Cambridge. 1978.
- v. BATISTA, I. B. S. **Aterros sobre solos moles com soluções de melhoramento no caso de obra: investigação e desempenho.** 2007. 174 f. Dissertação de Mestrado – UFPE, Pernambuco, 2007.
- vi. BOWLES, J.E. **Foundation analysis and design. 5 ed.** Columbus, Ohio: McGraw-hill Book Co., 1997.
- vii. BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção – 1ª Edição.** Rio de Janeiro: Grupo Gen-LTC, 2013.
- viii. CHANMEE, N. CHAI, J., HINO, T. E WANG, J. **Methods for evaluating overconsolidation ratio from piezocone sounding results.** Tongji University and Tongji University Press. Doi: /10.1016/j.undsp.2017.05.004 (2017).
- ix. DANZIGER, B. R.; LOPES, F. R. **Fundações em Estacas.** 1ª Ed. Reio de Janeiro: LTC, 2021.
- x. DAS, B. M; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** Tradução Noveritis do Brasil. São Paulo: Cengage Learning, 2017.
- xi. DE WIT, J. C. W. M. e LENGKEEK, H. J. **Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam – the final results.** Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kastne/; Emeriault, Dias, Guilloux (eds). Spécihque, Lyon. ISBN 2-9510416-3-2 (2002).

- xii. FUGRO GEOSERVICES B.V. **proefterpen project Bloemendalerpolder te weesp**. Grondonderzoek, laboratoriumonderzoek en plaatsing van instrumentatie (2011) (Em holandês).
- xiii. GEO-SLOPE. SIGMA – **Stress-Strain Modeling with GeoStudio**. Geo-Slope International Ltda., 2017.
- xiv. GOH, A. T. V. et al. **Analysis of Piles Subjected to Embankment induced Lateral Soil Movements**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 193, No. 9, September, 1997, p. 792- 801. 1997.
- xv. GRAY, H. **Stress distribution in elastic solids**. Proc. 1st int. conf. Soil Mechs. Fndn. Eng. Vol. 2, p. 157 (1936)
- xvi. HAAN, E. J. e KRUSE, G. A. M. **Characterisation and engineering properties of Dutch peats**. Second International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, 29 November - 2 December 2006, Singapore. Volume 3, pp. 2101-2133. Editors T.S. Tan, K.K. Phoon, D.W. Hight, S. Leroueil. A.A. Balkema. (2006)
- xvii. HARYONO, I. S. **Pile Foundation and Soil Response to Deep Excavation**. MSc. Geo-Engineering. Technische Universiteit Delft. (2013)
- xviii. HEYMAN, L. **Measurement of the Influence of Lateral Earth Pressure on Pile Foundations**. International society for soil mechanics and geotechnical engineering, 1965.
- xix. HEYMAN, L; e BOERSMA, L. **Bending Moments in Piles Due to Lateral Earth Pressure**. International society for soil mechanics and geotechnical engineering, 1961.
- xx. HOEFSLOOT, F. J. M. **Evaluation Settlement Models Test Embankments Bloemendalerpolder – Geolimpuls Program**. Geotechnical Safety and Risk V. Doi: doi:10.3233/978-1-61499-580-7-628 (2015)
- xxi. IEREIDIS, C. **Implementation of the New Dutch Guidelines on the Macro-stability Assessment of Dikes using Different Constitutive Models**. Delft University of Technology. (2019).
- xxii. KONING, de M., SIMANJUNTAK, T.D.Y.F., GOEMAN, D.G., BAKKER, H.L., HAASNOOT, J.K. E BISSCHOP, C. **Determination of SHANSEP parameters by laboratory tests and CPTu for probabilistic model-based safety**

- analyses.** Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0073 (2019)
- xxiii. KORFF, M. **Deformations and damage to buildings adjacent to deep excavations in soft soils.** Literature survey F531. 143 p. Deltares (2009).
- xxiv. KOSTER, K. **Cone Penetration Testing: A Sound Method for Urban Archaeological Prospection.** *Archaeological Prospection*. 23: 55– 69. doi: 10.1002/arp.1531. (2016).
- xxv. LADD, C.C e FOOTT, R. **New design procedure for stability of soft clays.** *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*, vol. 100:7, p. 763-786. 1974.
- xxvi. MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia - 2a. Edição, com exercícios resolvidos.** São Paulo: Oficina de Textos, v.1. p. 216. 2010.
- xxvii. MAYNE, P.W. **Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests.** Proceedings, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14, Las Vegas), ISSMGE Technical Committee TC 102, Edited by P.K. Robertson and K.I. Cabal: p 47-73. (2014)
- xxviii. ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 3ª Ed., Rio de Janeiro, Terratek, 391 p., 2007.
- xxix. OSTEBEERG, J. O. **Influence Value for Vertical Stresses in a Semi-Infinite Mass Due to an Embankment Loading.** Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, p. 393, 1957.
- xxx. PAPADAKI, E. **Modelling of Peat Compressed under Sand Bodies: Experimental and Numerical Approach.** Master program of Civil Engineering Specialization: Geo – Engineering Faculty of Civil Engineering and Geosciences Technical University of Delft. (2013)
- xxxi. POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics.** Original published in 1974 by John Wiley & Sons, INC. New York, London, Sydney, Toronto. Reprinted by Centre for Geotechnical Research. University of Sydney. (1991)
- xxxii. REESE, L. C.; IMPE, W. V. **Single piles and pile groups under lateral loading.** 2ª Ed. Boca Raton: CRC Press, 2011.
- xxxiii. REZENDE, V. A. **Estudo do comportamento de barragem de rejeito arenoso alteada por montante.** 2013 153f. Dissertação de Mestrado – NUGEO (UFOP), Ouro Preto, 2013.

- xxxiv. ROBERTSON, P.K. **Soil classification using the cone penetration test.** Canadian Geotechnical Journal 27: 151–158. DOI:10.1139/t90-014. (1990)
- xxxv. SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. – **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações** – 2. Ed – São Paulo: Oficina de Textos Editora.
- xxxvi. VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo: Oficina de textos, 2010.
- xxxvii. VELLOSO, D. A.; MELLO, L. G. E BILFINGER, W. **Piles subjected to horizontal loads due asymmetrical surcharges on the surface: a review of design methods.** Anais XV ICSMGE. Lisse: Balkema. 2001.
- xxxviii. WEGMAN, T. G. **Analysis of undrained soil behaviour of Dutch organic clay in K₀-consolidated triaxial tests.** MSc thesis Applied Earth Sciences. TU Delft. (2020).
- xxxix. ZWANENBURG, C. E ERKENS, G. **Uitdam, the Netherlands: test site for soft fibrous peat.** Geosciences (2019).

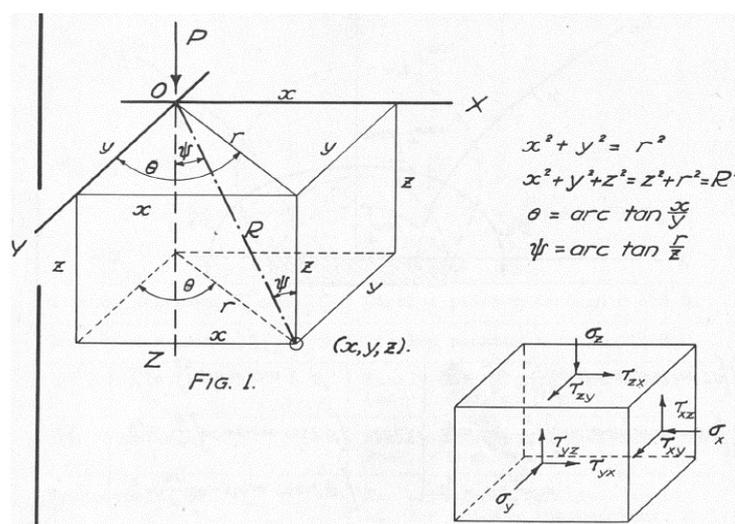
ANEXO A - Influência do coeficiente de Poisson no valor do acréscimo de tensão horizontal

Este anexo apresenta um estudo desenvolvido para verificar a influência do coeficiente de Poisson (ν) no valor do acréscimo de tensão horizontal ($\Delta\sigma_x$) para uma carga que se estende infinitamente na direção perpendicular a “x”, ou seja, seja infinita na direção horizontal “y”. Para tanto, fez-se a integração numérica da solução de $\Delta\sigma_x$ para uma carga pontual aplicada na superfície, dada por Gray (1936):

$$\sigma_x = \frac{P}{2 \cdot \pi} \cdot \left[3 \cdot \frac{x^2 \cdot z}{R^5} - \frac{m-2}{m} \left\{ \frac{x^2 - y^2}{R \cdot r^2 \cdot (R+z)} + \frac{y^2 \cdot z}{R^3 \cdot r^2} \right\} \right] \quad (\text{A-1})$$

em que P é a carga pontual aplicada, m é o inverso do coeficiente de Poisson (ν) e R, r, x e y são dados na Figura A- 1.

Figura A- 1 – Carga pontual aplicada na superfície de um meio elástico homogêneo e semi infinito - Geometria envolvida.



Fonte: Gray (1936).

A integração numérica da Eq. A-1 foi realizada considerando a existência de 10000 cargas de 10 kN ao longo do eixo y (Figura A- 1), espaçadas entre si em 10 cm, de modo que as cargas pontuais alinhadas representassem uma carga linear de magnitude igual a 100 kN/m. Além disso, foram adotados valores de m iguais a 2,00,

2,50 e 3,33 (ν iguais a 0,5, 0,4 e 0,3, respectivamente). Os resultados do perfil de $\Delta\sigma_x$ para os três valores de m supracitados foram coincidentes, o que mostra que não há influência de ν no resultado. Isso é condizente com o observado na Equação A-2, que indica que a solução de $\Delta\sigma_x$ apresentada para uma carga linear na direção perpendicular a x , aplicada em superfície, não depende de ν (Poulos e Davis, 1974):

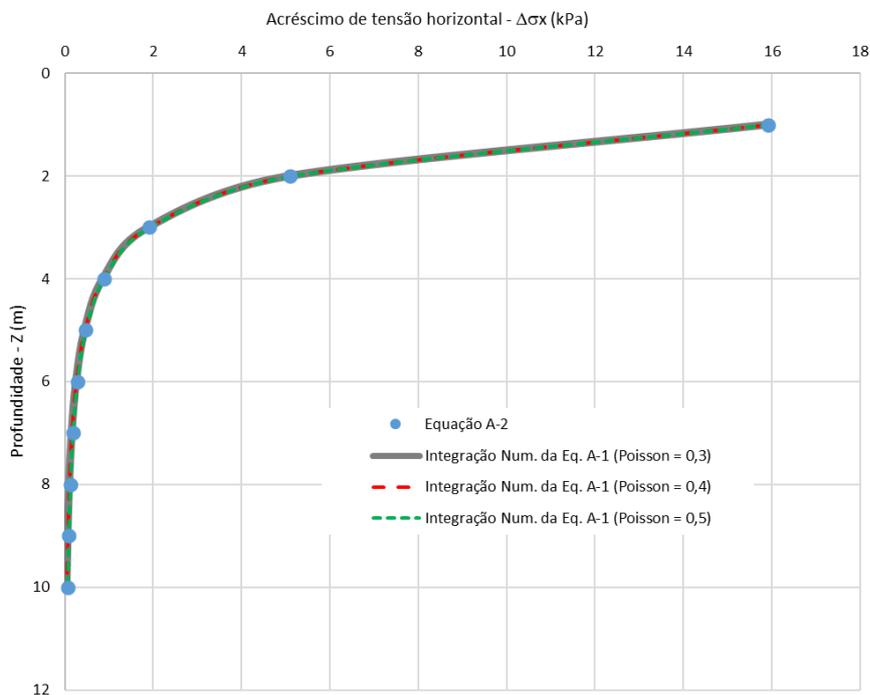
$$\sigma_x = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{x^2 \cdot z}{R^4} \quad (\text{A-2})$$

sendo x e z dados pelo eixo de coordenadas da Figura A- 1 e p a carga por unidade de comprimento (kN/m) que se estende infinitamente ao longo do eixo “y”.

A independência de $\Delta\sigma_x$ em relação a ν também é observada na solução de Gray (1936) para o caso de um aterro que se estenda infinitamente na direção horizontal perpendicular a x , conforme Eq. (2-26) do texto principal.

Finalmente, a Figura A- 2 compara os resultados de $\Delta\sigma_x$ obtidos pela integração numérica da Equação A-1 com diferentes valores de ν e a partir da aplicação direta da Equação A-2 (considerando p igual a 100 kN/m).

Figura A- 2 – Resultados de acréscimo de tensão horizontal ($\Delta\sigma_x$).



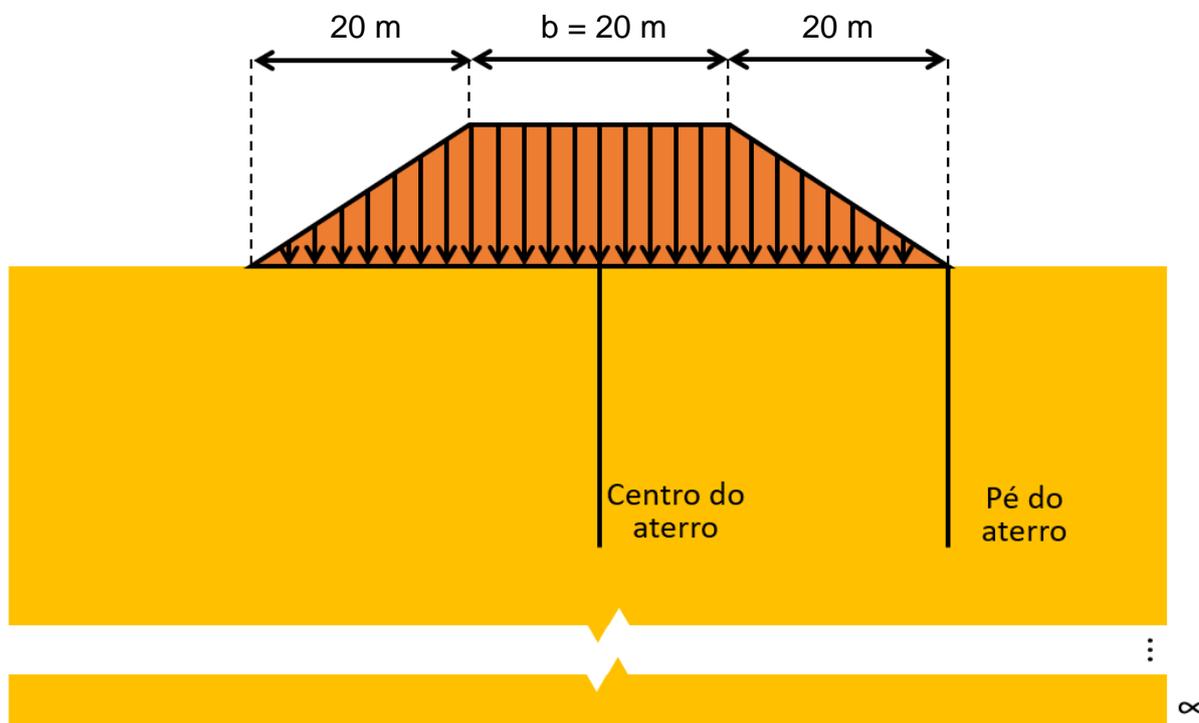
Fonte: Autor.

ANEXO B – Comparação entre as soluções de Osterberg e Gray no acréscimo de tensões verticais e horizontais

Foi desenvolvido um estudo comparativo entre a variação dos acréscimos de tensões verticais ($\Delta\sigma_z$), calculados por meio das soluções de Osterberg (1957) e de Gray (1936). Considerou-se um meio semi infinito e homogêneo e uma carga em formato de aterro, com a geometria apresentada na Figura B- 1.

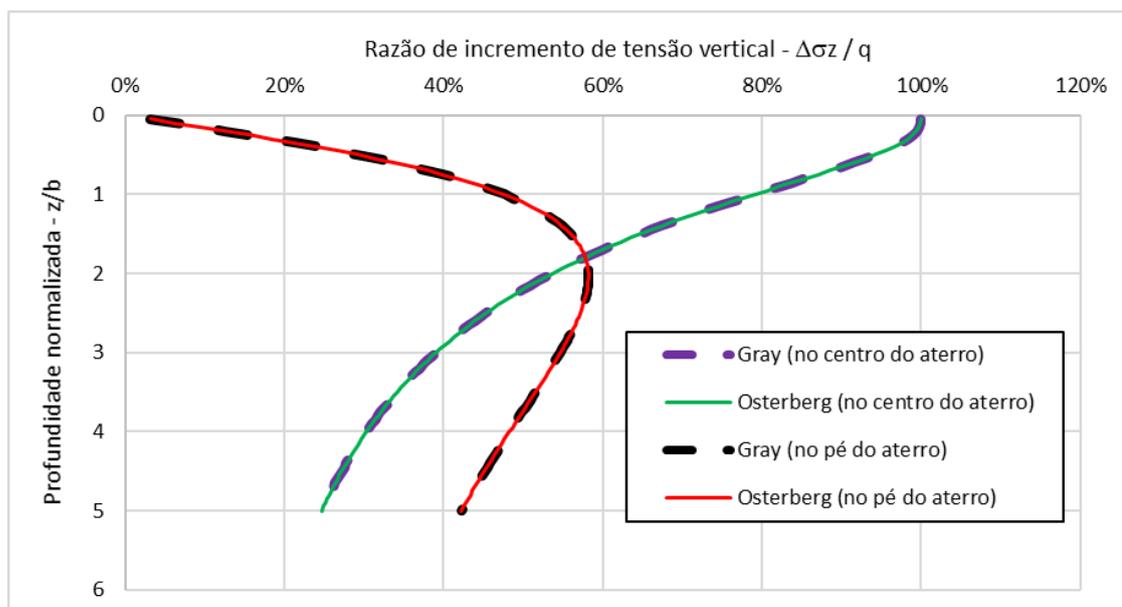
Foram utilizadas as formulações apresentadas no item 2.5 do texto principal para a obtenção da relação, ao longo da profundidade, entre $\Delta\sigma_z$ e a carga (q) aplicada pelo aterro. Os resultados são apresentados no gráfico da Figura B- 2, que mostra que as soluções são idênticas no que se refere à $\Delta\sigma_z$ em um meio semi infinito e homogêneo. A ordenada do gráfico da imagem supracitada está normalizada pela largura b da crista do aterro (20 m).

Figura B- 1 - Geometria do aterro considerada no estudo comparativo.



Fonte: Autor

Figura B-2 – Comparação entre as soluções de Osterberg (1957) e Gray (1936) apud Poulos e Davis (1991) para $\Delta\sigma_z$.



Fonte: Autor.

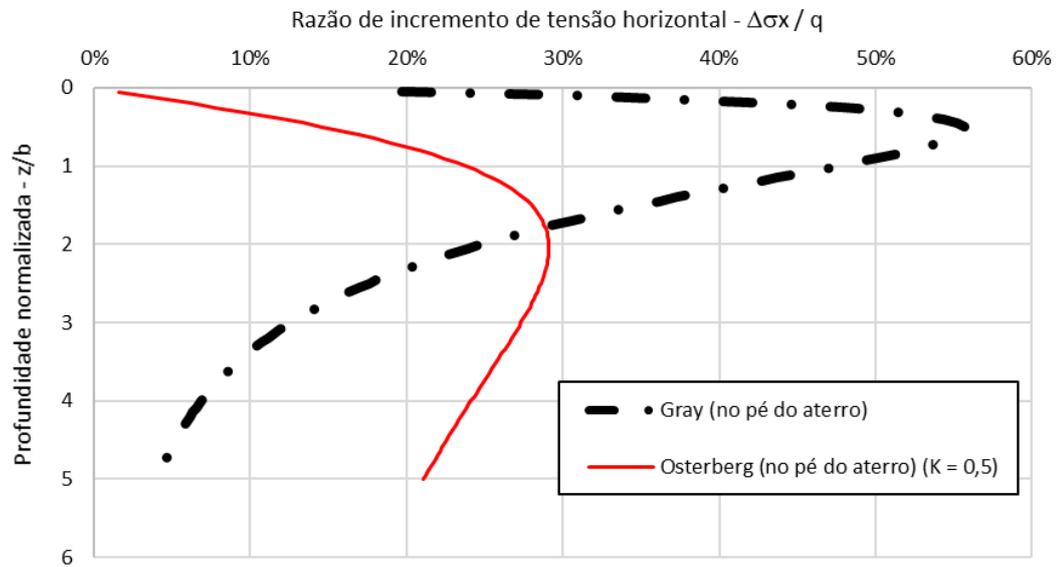
Por fim, analisaram-se os perfis do acréscimo de tensão horizontal ($\Delta\sigma_x$) ao longo da profundidade no pé do aterro da Figura B- 1. Foram comparados os perfis obtidos por meio da solução de Gray (1936) (Eq. (2-26)) e a partir do produto entre ($\Delta\sigma_x$) obtido por Osterberg (1957) (Eq. (2-22)) e o coeficiente de empuxo K, adotado igual a igual a 0,5. Os resultados são apresentados na Figura B- 3, sendo os valores de $\Delta\sigma_x$ foram normalizados pela sobrecarga (q) do aterro. As ordenadas desses gráficos estão normalizadas pela largura b da crista do aterro (20 m).

Os resultados sugerem que não há correspondência entre as duas abordagens de estimativa de acréscimo de tensão horizontal. Cumpre ressaltar que o produto entre $\Delta\sigma_z$ e K é observada na Eq. (2-1) para estimativa do momento fletor a partir da metodologia semiempírica de Tschebotarioff (Item 2.1.2 do texto principal). Assim sendo, ao analisar a Figura B- 3, verifica-se que $\Delta\sigma_x$ obtido pela abordagem de Gray (1936), supera consideravelmente os valores do produto entre $\Delta\sigma_z$ e K até a profundidade de praticamente 2 vezes a altura do aterro do aterro.

Desse modo, para a carga indicada na Figura B- 1, a metodologia de Tschebotarioff irá subestimar os esforços nos casos em que o centro da camada compressível estiver a menos de 2 vezes a largura b da crista do aterro. Foi essa

constatação que levou à proposta da metodologia de Tschebotarioff Modificada, conforme apresentada nesta Dissertação (item 3.1.2 do texto principal).

Figura B- 3 – Razão entre $\Delta\sigma_x$ no pé do aterro e a sobrecarga q aplicada pelo aterro.



Fonte: Autor

ANEXO C – Comparação entre a solução de Osterberg (1957) e resultados de modelo numérico para o acréscimo de tensão vertical devido a um aterro

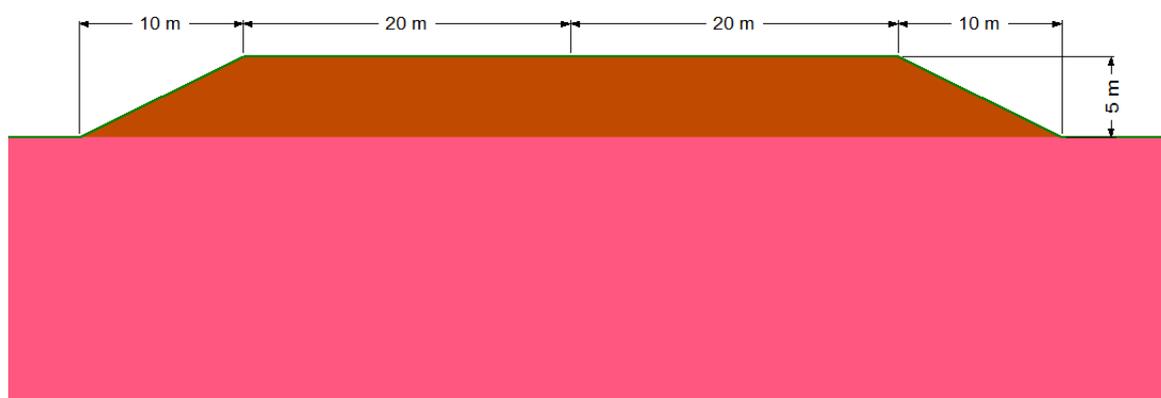
Neste anexo são apresentados três estudos a fim de comparar a solução de Osterberg (1957) e resultados de modelo numérico no Sigma/W para o acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) em profundidade no eixo vertical de um aterro.

Anexo C.1 – Acréscimo de tensão vertical: solução de Osterberg (1957) e do modelo numérico com diferentes técnicas de modelagem

Foi desenvolvido um estudo comparativo entre os resultados do acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) obtidos pela solução de Osterberg (1957) e por meio de modelagem numérica com o Sigma/W.

A análise foi realizada a partir da geometria apresentada na Figura C- 1, com aterro de 5 m de altura e peso específico de 20 kN/m³ (ou seja, sobrecarga de 100 kPa). Para simular a condição de “semiespaço infinito”, o subsolo foi modelado com 100m de profundidade. Os parâmetros utilizados são apresentados na Tabela C- 1, considerando os materiais com comportamento “linear elástico”.

Figura C- 1 - Geometria adotada na análise.



Fonte: Autor

Tabela C- 1 - Parâmetros utilizados na análise.

Material	γ	ν'	E'
	(kN/m ³)	(-)	(kPa)
Aterro 1	20	0,49	20.000
Aterro 2	20	0,49	1
Subsolo	20	0,49	20.000

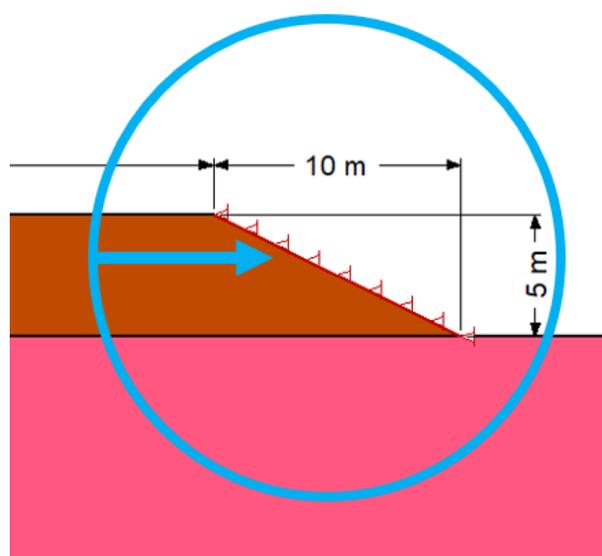
Legenda: γ : Peso específico; ν' : Coeficiente de Poisson; E' : Módulo de deformabilidade.

Fonte: Autor

Inicialmente, verificou-se que a utilização de um aterro com E' igual a 20MPa e ν' igual a 0,49 (mesmo valor do subsolo), torna os valores de $(\Delta\sigma_z)$ no centro do aterro ligeiramente inferiores aos obtidos analiticamente, sendo a diferença percentual máxima da ordem de 4% (Figura C- 3).

Procurou-se, pois, adotar técnicas de modelagem numérica para que os resultados fossem mais próximos aos analíticos. Foi, então, inserida uma condição de contorno, a qual restringia os deslocamentos horizontais no talude do aterro, conforme Figura C- 2. Assim, foi verificado que os resultados com a adoção dessa condição de contorno se aproximaram ligeiramente aos analíticos.

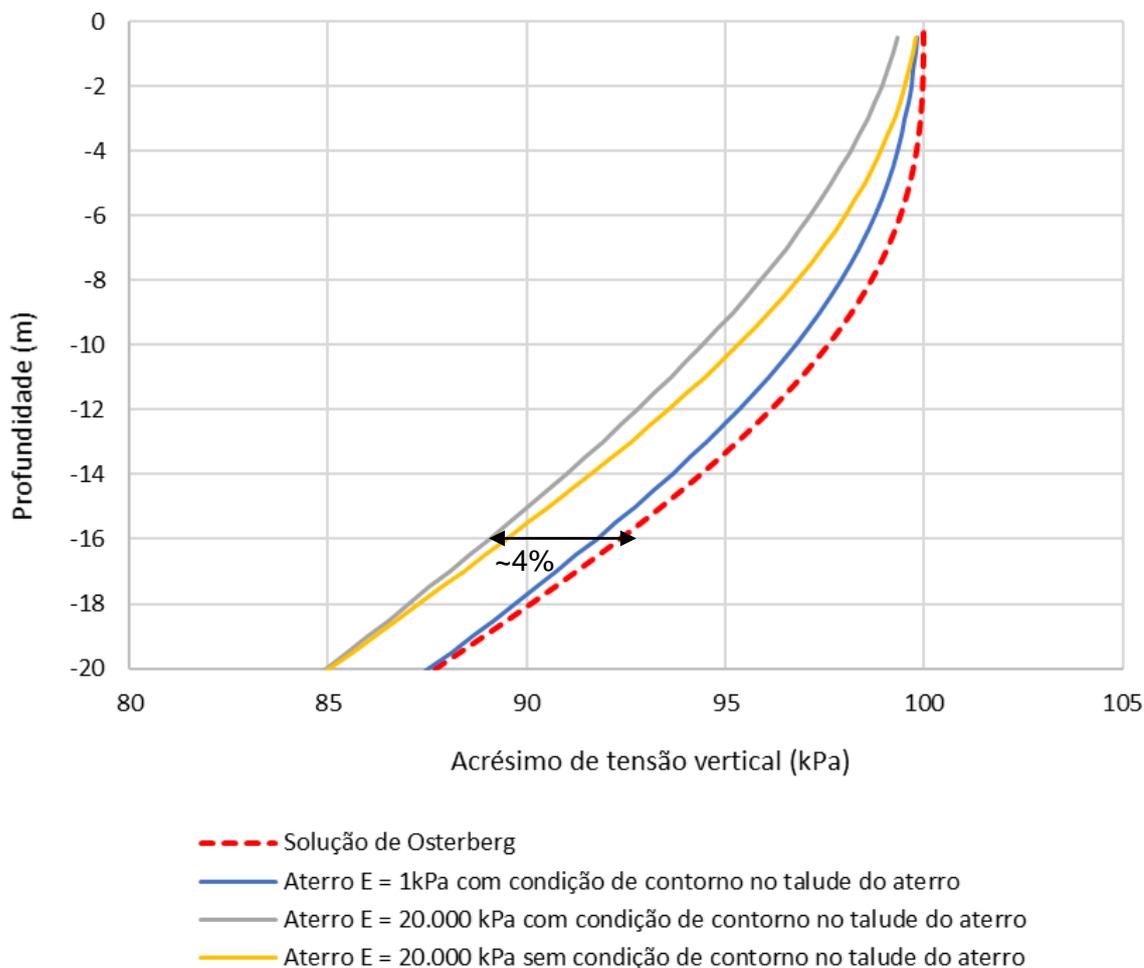
Figura C- 2 - Detalhe da condição de contorno de restrição de deslocamento horizontal no talude do aterro.



Fonte: Autor

Por fim, foi realizada uma outra análise em que o aterro foi modelado com módulo de deformabilidade extremamente baixo (E' igual a 1kPa). Nessa análise, manteve-se a condição de contorno apresentada na Figura C- 2. Os resultados obtidos foram bastante próximos aos da solução de Osterberg (1957), conforme apresentado na Figura C- 3. Isso sugere que tanto a deformabilidade do aterro quando sua rigidez têm uma ligeira influência nos resultados do perfil de acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$). Além disso, o estudo indica que a solução analítica está mais próxima de uma condição idealizada em que a sobrecarga não apresente deslocamentos horizontais e não possua rigidez, o que não condiz com a realidade de campo.

Figura C- 3 - Resultados do estudo desenvolvido.

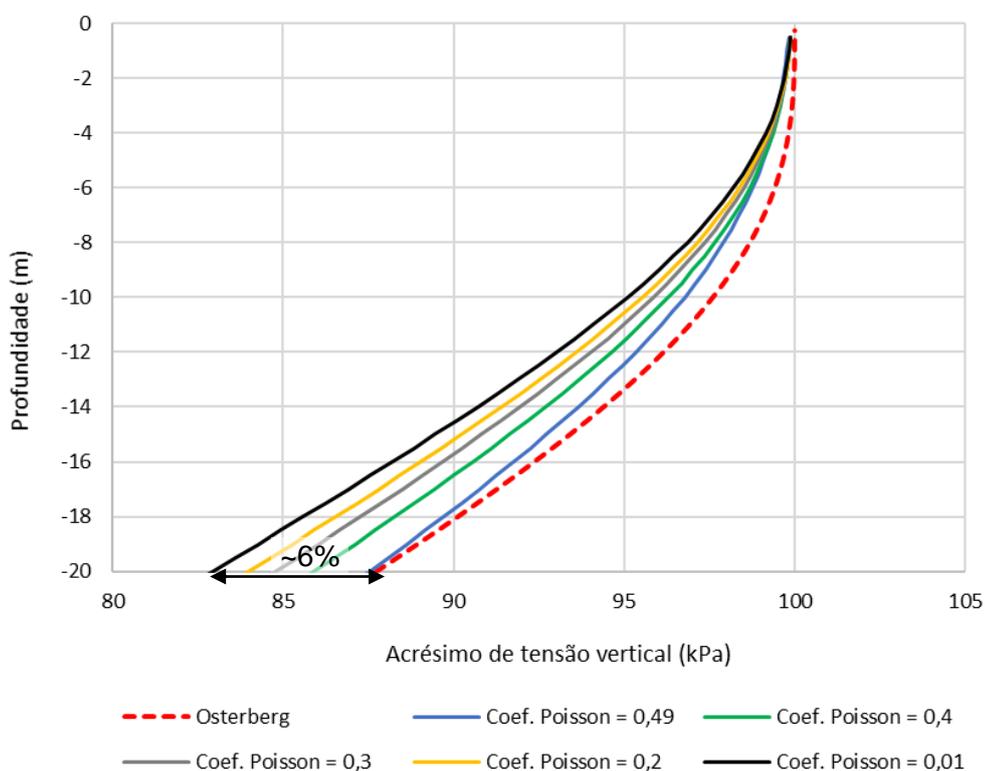


Fonte: Autor.

Anexo C.2 – Influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão vertical adotando um aterro de baixa rigidez e restringindo os deslocamentos horizontais no talude do aterro.

A partir do modelo numérico que apresentou resultados de $\Delta\sigma_z$ mais próximos à solução de Osterberg (1957), ou seja, aquele com aterro de módulo 1kPa e com a condição de contorno de restrição de deslocamentos horizontais no talude do aterro (Figura C- 2), fez-se um estudo no qual o coeficiente de Poisson (ν') foi variado entre os seguintes valores: 0,01, 0,2, 0,3, 0,4 e 0,49. Os valores de γ e E' do subsolo foram mantidos (γ igual a 20kN/m³ e E' igual a 20 MPa). Os resultados indicaram que quanto menor o valor de ν' , mais distante foi o resultado em relação à solução de Osterberg (1957) (Figura C- 4). No entanto, a influência de ν' nesse modelo se mostrou pequena, já que a diferença percentual máxima foi da ordem de 6%, para o caso em que o resultado numérico foi mais distante do analítico.

Figura C- 4 - Influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$), considerando aterro com E' igual a 1 kPa e com restrição de deslocamentos horizontais no talude do aterro.

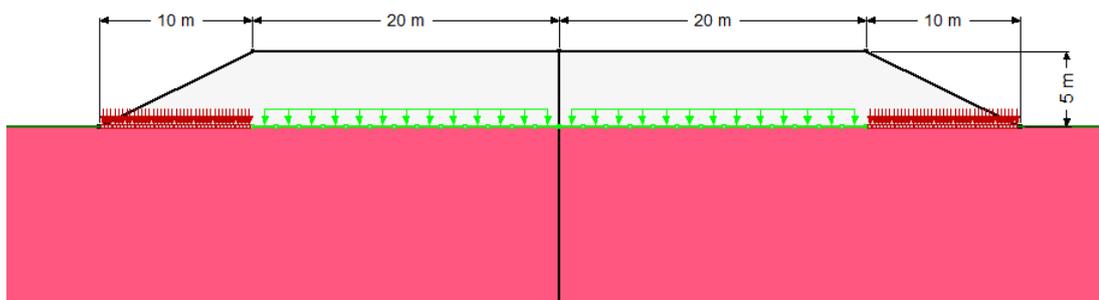


Fonte: Autor

Anexo C.3 - Influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão vertical simulando a sobrecarga do aterro com condições de contorno

Finalmente, fez-se uma análise da influência de ν' do material do subsolo considerando no modelo numérico que a sobrecarga do aterro advém de uma condição de contorno, e não pela existência de um material com parâmetros elásticos e peso específico. Os valores de γ e E' do subsolo foram mantidos (γ igual a 20kN/m^3 e E' igual a 20 MPa). Foi inserida uma condição de contorno de carga linear igual a 100 kPa nos 40 m em que a superfície do aterro é horizontal (Condições de contorno verdes, Figura C- 5). Como o Sigma/W não possui condição de contorno que simula uma carga triangular, fez-se essa simulação dividindo-se essa carga triangular em 40 cargas pontuais (condições de contorno vermelhas, Figura C- 5). Cada carga pontual possui um valor distinto, dado pela resultante do trapézio existente na área de influência do respectivo ponto.

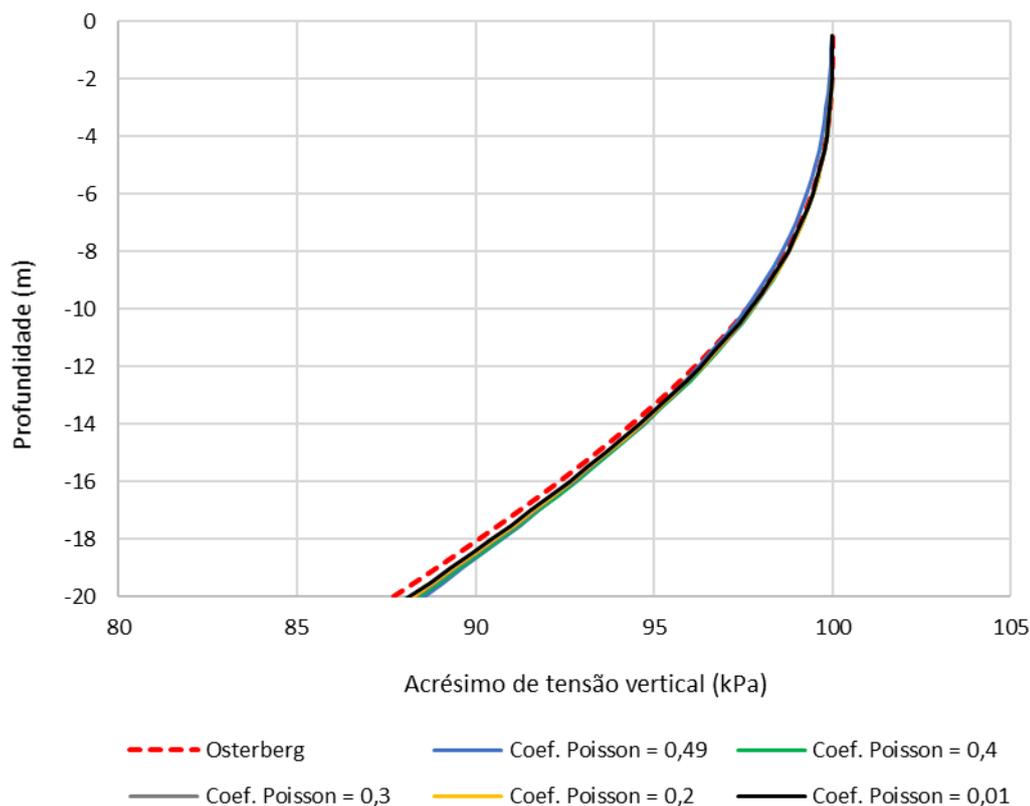
Figura C- 5 - Modelo numérico com sobrecarga a partir de condição de contorno.



Fonte: Autor

Os resultados dessa análise indicam que a solução de Osterberg (1957) é praticamente coincidente aos resultados obtidos no modelo numérico e que o coeficiente de Poisson, nesse caso, não tem relevância no resultado do perfil de $\Delta\sigma_z$ (Figura C- 6).

Figura C- 6 - Influência do coeficiente de Poisson no acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_v$), considerando sobrecarga a partir de condição de contorno.



Fonte: Autor

Os resultados deste anexo mostram que os perfis de $\Delta\sigma_v$ obtidos pela Teoria da Elasticidade (TE), seja a solução de Osterberg ou a de Gray, e pelo modelo numérico (Sigma/W) são coincidentes quando se modela o aterro como uma condição de contorno de sobrecarga. No entanto, ao considerar o aterro como um meio elástico, os resultados pelo modelo numérico e pela TE, embora próximos, não são coincidentes e verifica-se que, nesse caso, o valor de ν do subsolo tem influência nos resultados. Dessa forma, entende-se que o uso das soluções disponíveis da TE não substitui um cálculo mais rigoroso e preciso por meio de métodos numéricos, como o dos elementos finitos, principalmente em obras de responsabilidade.