

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

VINICIUS VERDELLI FERNANDES

MODELAGEM GEOMECÂNICA DE UMA ESTACA SUJEITA A CARREGAMENTOS
HORIZONTAIS ASSIMÉTRICOS

Joinville
2025

VINICIUS VERDELLI FERNANDES

MODELAGEM GEOMECÂNICA DE UMA ESTACA SUJEITA A CARREGAMENTOS
HORIZONTAIS ASSIMÉTRICOS

Trabalho apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil, no Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, do Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2025

VINICIUS VERDELLI FERNANDES

MODELAGEM GEOMECÂNICA DE UMA ESTACA SUJEITA A CARREGAMENTOS
HORIZONTAIS ASSIMÉTRICOS

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville (SC), 28 de Novembro de 2025.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann
Orientador /Presidente

Prof.^a Dra. Helena Paula Nierwinski
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Vitor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná

Eng. João Vitor Emmert Maximiliano
Serra do Mar Engenharia

Dedico este trabalho aos meus pais, Adriano e Elaine; meus avós,
Sergio e Isaura, José e Celice; e ao meu irmão, Guilherme.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por ser minha fonte de força, sabedoria e propósito. Sem Ele, nada disso seria possível. Agradeço por me conceder saúde, serenidade e perseverança para enfrentar os desafios desta caminhada, iluminando meu caminho em cada etapa desta jornada acadêmica.

Aos meus pais, pelo amor incondicional, apoio e confiança depositados em mim ao longo de toda a caminhada. Mesmo à distância, sempre estiveram presentes em cada conquista, oferecendo força, motivação e exemplo de dedicação. Sou profundamente grato por tudo o que fizeram e por serem minha base e maior inspiração.

Ao meu irmão Guilherme, por estar sempre ao meu lado, compartilhando momentos de apoio, companheirismo e incentivo.

Aos meus avós Sérgio, Celice e Isaura, por todo o carinho, sabedoria e ensinamentos que sempre me transmitiram. E, em memória do meu avô José, cuja lembrança continua sendo fonte de força e inspiração nesta conquista.

Ao meu orientador, Marcelo Heidemann, expresso minha profunda gratidão por todo o ensinamento, paciência e confiança ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Sua orientação técnica, dedicação e entusiasmo foram essenciais para meu aprendizado e evolução profissional. Agradeço, especialmente, por ter despertado em mim a paixão pela área da Geotecnia, que hoje levo como uma das maiores conquistas desta jornada acadêmica. Estendo também meus agradecimentos a todos os professores do curso de Engenharia Civil da UFSC Joinville, pelos valiosos ensinamentos transmitidos ao longo da graduação. Cada disciplina, orientação e desafio contribuíram de forma significativa para minha formação técnica e humana, consolidando o conhecimento e o amor pela engenharia.

Agradeço à UFSC Joinville, por proporcionar um ensino público, gratuito e de qualidade.

Às entidades estudantis das quais tive a oportunidade de fazer parte durante minha trajetória acadêmica, deixo meu sincero agradecimento. Em especial, à Atlética Camaleão e à equipe InfraTec, por terem proporcionado momentos únicos, aprendizado fora da sala de aula e, principalmente, por me apresentarem amizades que levarei para a vida toda.

Aos meus amigos Rafael Carnio, Luah Maria, João Lucas, Mateus Venezian, Ian Ferreira, Bruna Sell, Lucas Ferreira, Letícia Baldessar, Matheus Vitti, Luis Matheus, Carol Wang, Lucas Gomes e Ygor Oliveira, meu mais profundo agradecimento por estarem ao meu lado em todos os momentos desta caminhada. Cada um de vocês fez parte de forma especial dessa trajetória, transformando os dias difíceis em risadas, as incertezas em apoio e as conquistas em celebrações compartilhadas. Levo comigo não apenas as lembranças, mas o carinho e a amizade sincera que tornaram esta etapa da minha vida verdadeiramente inesquecível.

Aos meus amigos de São José dos Campos, que mesmo longe nunca deixaram a distância enfraquecer nossa conexão, meu sincero agradecimento. Pedro Portes, Eduardo Machado, João Pedro, Kauan Bernardi, Letícia Temperini, Luiza Guirau e Tainá Nesta, obrigado por manterem o contato, pelas conversas, pelas lembranças compartilhadas e por fazerem a amizade resistir ao tempo e aos quilômetros. Saibam que cada mensagem, cada visita e cada gesto de carinho fizeram diferença e me acompanharam durante toda essa jornada. Levo comigo o orgulho de ter amigos que permanecem, apoiam e celebram junto.

Por fim, agradeço a Giulia Marques, amor da minha vida, minha eterna gratidão por todo o amor, paciência e apoio incondicional em cada etapa desta jornada. Obrigado por estar ao meu lado nos momentos mais desafiadores e por compartilhar comigo tantas alegrias, sonhos e conquistas. Cada passo dado até aqui foi mais leve e significativo por ter você comigo. Eu te amo.

A análise numérica não substitui o julgamento do engenheiro, mas amplia sua capacidade de interpretar o comportamento do solo. (Schnaid; Odebrecht, 2012).

RESUMO

A crescente demanda por infraestrutura em áreas urbanas tem impulsionado a ocupação de terrenos com solos moles e sujeitos a inundações. Esses solos apresentam baixa resistência e alta compressibilidade, o que impõe desafios significativos quanto à estabilidade da obra. A execução de aterros nessas condições requer soluções geotécnicas que garantam segurança à estrutura e controlem deformações excessivas. Nessas condições, a execução de aterros pode gerar esforços horizontais assimétricos sobre fundações profundas, comprometendo o desempenho estrutural e a integridade de edificações próximas. O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento geomecânico de uma estaca existente submetida a tensões horizontais assimétricas, induzidas pela construção de um aterro com altura de 2,0 metros, em um terreno localizado na cidade de Tijucas, Santa Catarina. A metodologia foi desenvolvida a partir de investigações geotécnicas prévias realizadas por meio de ensaios SPT e CPTu, complementadas pela definição de parâmetros obtidos de ensaios de laboratório. Inicialmente, foram aplicados métodos analíticos juntamente com o auxílio do software Ftool para estimar os esforços na estaca. Em seguida, realizou-se uma modelagem numérica no software RS2, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), a fim de compreender a evolução das tensões e deformações ao longo do tempo, considerando o processo de adensamento e a dissipação do excesso de poropressões nas camadas argilosas. Os resultados evidenciaram a fragilidade dos métodos analíticos, além de apontar que os momentos fletores desenvolvidos na estaca ultrapassam sua capacidade resistente em todos os estágios avaliados, indicando a ocorrência de ruptura caso nenhuma medida de tratamento ou reforço do solo seja adotada antes da execução do aterro.

Palavras-chave: Efeito Tschebotarioff; modelagem geomecânica; solos moles.

ABSTRACT

The growing demand for infrastructure in urban areas has driven the occupation of lands with soft soils and areas subject to flooding. These soils present low strength and high compressibility, which impose significant challenges regarding the stability of the structure. The execution of embankments under such conditions requires geotechnical solutions that ensure structural safety and control excessive deformations. In these conditions, the construction of embankments can generate asymmetric horizontal stresses on deep foundations, compromising the structural performance and integrity of nearby buildings. The present study aims to analyze the geomechanical behavior of an existing pile subjected to asymmetric horizontal stresses induced by the construction of a 2.0-meter-high embankment on land located in the city of Tijucas, Santa Catarina. The methodology was developed based on previous geotechnical investigations carried out through SPT and CPTu tests, complemented by the definition of parameters obtained from laboratory tests. Initially, analytical methods were applied together with the use of the Ftool software to estimate the stresses on the pile. Subsequently, a numerical modeling was performed using the RS2 software, applying the Finite Element Method (FEM), in order to understand the evolution of stresses and deformations over time, considering the consolidation process and the dissipation of excess pore pressures in the clay layers. The results evidenced the fragility of the analytical methods and indicated that the bending moments developed in the pile exceed its resistant capacity in all evaluated stages, indicating the occurrence of failure if no soil treatment or reinforcement measures are adopted before the execution of the embankment.

Keywords: Tschebotarioff effect; geomechanical modeling; soft soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Analogia mecânica para o processo de adensamento	24
Figura 2 – Envoltória de resistência de argilas saturadas em ensaios UU	26
Figura 3 – Obtenção da resistência não drenada a partir de ensaios CIU	26
Figura 4 – Execução de estaca escavada do tipo raiz	28
Figura 5 – Execução de estaca de deslocamento do tipo Ômega	28
Figura 6 – Estaca sujeita à carga de ruptura de compressão	30
Figura 7 – Diferenças entre estacas passivas e ativas	32
Figura 8 – Efeito do carregamento lateral no topo de estacas	33
Figura 9 – Estacas curtas com topo livre (a) e topo fixo (b)	33
Figura 10 – Estacas longas com topo livre (a) e topo fixo (b).....	34
Figura 11 – Estacas passivas sujeitas a efeito Tschebotarioff	35
Figura 12 – Estacas carregadas transversalmente no caso de sobrecarga uniforme	37
Figura 13 – Pressões horizontais segundo Tschebotarioff.....	38
Figura 14 – Proposta de Tschebotarioff	39
Figura 15 – Método de Wenz	41
Figura 16 – Determinação do coeficiente ψ	42
Figura 17 – Determinação do ângulo do talude fictício	44
Figura 18 – Condição de apoio em camadas compressíveis pouco espessas (a) e espessas (b).....	45
Figura 19 – Ábacos para estimativa de momento fletor (a) e deslocamento (b) na estaca.....	47
Figura 20 – Reação do solo contra deslocamento horizontal: (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura.	48
Figura 21 – Distribuição de tensão real em uma estaca	51
Figura 22 – Conceito de módulo de reação	52
Figura 23 – Rede de elementos finitos	53
Figura 24 – Fluxograma das etapas efetuadas	54
Figura 25 - Mapa de localização	55
Figura 26 – Mapa pedológico	56
Figura 27 – Mapa geomorfológico.....	57

Figura 28 – Mapa geológico	58
Figura 29 – Ábaco de identificação do comportamento do solo	59
Figura 30 – Perfil estratigráfico do terreno	60
Figura 31 – Perfil estratigráfico de análise	61
Figura 32 – Diagrama de interação esforço normal vs momento fletor	67
Figura 33 – Seção de análise para o Caso A	71
Figura 34 – Seção de análise para o Caso B	72
Figura 35 – Valores calculados de K_m	74
Figura 36 – Processo de modelagem no Ftool.....	74
Figura 37 – Processo de modelagem no RS2.....	75
Figura 38 – Modelagem da geometria no RS2.....	76
Figura 39 – Parâmetros do modelo Cam-Clay modificado	78
Figura 40 – Atribuição dos parâmetros aos materiais no RS2	78
Figura 41 – Modelagem da estaca no RS2	79
Figura 42 – Implementação da malha e condições de contorno das fronteiras no RS2	80
Figura 43 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso A método de Tschebotarioff.....	83
Figura 44 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso B método de Tschebotarioff.....	84
Figura 45 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso A método de Wenz	85
Figura 46 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso B método de Wenz	86
Figura 47 – Determinação da inclinação do talude fictício	88
Figura 48 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso A método de De Beer e Wallays.....	89
Figura 49 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso B método de De Beer e Wallays.....	91
Figura 50 – Determinação de M_q e y_q – Caso A	93
Figura 51 – Determinação de M_q e y_q – Caso B	95
Figura 52 – Resultados da modelagem de um problema simples.....	100
Figura 53 – Pressões horizontais e excesso de poropressões para o “Caso A”	101
Figura 54 – Momentos fletores na estaca – “Caso A”	103

Figura 55 – Força cortante na estaca – “Caso A”	103
Figura 56 – Deslocamentos na estaca – “Caso A”	104
Figura 57 – Pressões horizontais e excesso de poropressões para o “Caso B”	105
Figura 58 – Momentos fletores na estaca – “Caso B”	107
Figura 59 – Força cortante na estaca – “Caso B”	107
Figura 60 – Deslocamentos na estaca – “Caso B”	108
Figura 61 – Comparação dos momentos fletores.....	111
Figura 62 – Comparação dos esforços cortantes.....	111
Figura 63 – Comparação dos deslocamentos	112
Figura 64 – Evolução dos momentos ao longo do tempo	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades geotécnicas de argilas moles brasileiras	23
Tabela 2 – Variação de Leq em função das condições de contorno da estaca	47
Tabela 3 – Valores de mh e nh para solos moles	50
Tabela 4 – Valores típicos de nh para areias	50
Tabela 5 – Valores de Kh para argilas pré-adensadas	51
Tabela 6 – Classificação de solos por tipo de comportamento	58
Tabela 7 – Parâmetros de comportamento medidos em ensaios de laboratórios	62
Tabela 8 – Parâmetros de comportamento medidos em ensaios de palheta	62
Tabela 9 – Valores de coeficiente de Poisson	63
Tabela 10 – Valores de qc , qt e Rf das camadas do perfil	63
Tabela 11 – Valores do coeficiente α	64
Tabela 12 – Parâmetros das camadas de solo	65
Tabela 13 – Características e parâmetros da estaca	66
Tabela 14 – Dimensionamento e parâmetro de resistência adotados para a estaca	68
Tabela 15 – Características e parâmetros do aterro utilizadas para as análises	70
Tabela 16 – nh considerado para cada camada	73
Tabela 17 – Definição dos estágios	77
Tabela 18 – Parâmetros utilizados para o método de Tschebotarioff	81
Tabela 19 – Parâmetros utilizados para o método de Wenz	85
Tabela 20 – Parâmetros utilizados para o método de De Beer Wallays	88
Tabela 21 – Parâmetros utilizados para o método de Stewart	92
Tabela 22 – Resumos dos resultados obtidos – Caso A	96
Tabela 23 – Resumos dos resultados obtidos – Caso B	96
Tabela 24 – Resumo dos carregamentos horizontais gerados	109

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CIU – Consolidado Isotropicamente não Drenado
CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPTu – Cone Penetration Test with Pore water pressure measurement
CTJ – Centro Tecnológico de Joinville
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Embrapa – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
LMS – Laboratório de Mecânica dos Solos
MDF – Método das Diferenças Finitas
MEF – Método dos Elementos Finitos
NBR – Norma Brasileira
PCI – Precast/Prestressed Concrete Institute
RCS – Resistência a Compressão Simples
RS2 – Rock and Soil – 2D finite element analysis
SC – Santa Catarina
SPT – Standard Penetration Test
UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina.
UU – Não Consolidado e não Drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

- α - Ângulo do talude fictício
- a - Distância entre o limite inferior e o ponto médio da camada de solo mole
- A_{sw} - Taxa mínima de armadura transversal
- b_w - Menor largura da seção
- B - Largura da estaca
- c' - Coesão do solo
- c_c - Índice de compressão
- c_s - Índice de recompressão
- c_v - Coeficiente de recompressão
- d - Altura útil da seção
- e_0 - Índice de vazios inicial
- E_p - Módulo de elasticidade da estaca
- E_s - Módulo de elasticidade do solo
- E_{sc} - Módulo de deformação secante
- f - Fator de redução da tensão horizontal
- f_{cd} - Resistência de cálculo à compressão do concreto
- f_{ck} - Resistência característica a compressão
- f_{yk} - Resistência característica ao escoamento do aço
- G - Densidade real dos grãos
- G_{50} - Módulo cisalhante a pequenas deformações para 50% da tensão cisalhante máxima
- h - Altura do aterro
- h_s - Espessura da camada de solo mole
- h_1 - Altura do aterro fictício
- I_p - Momento de inércia da seção transversal da estaca
- IP - Índice de Plasticidade
- k_h - Coeficiente de reação horizontal do solo
- K_e - Coeficiente de empuxo
- K_h - Módulo de reação horizontal
- K_m - Coeficiente de rigidez da mola

K_R - Rigidez relativa solo-estaca

κ - Inclinação da linha de recompressão no plano (V versus p')

l - Distância entre a superfície e o fim da camada compressível

L - Comprimento da estaca

L_{eq} - Comprimento equivalente da estaca

LL - Limite de Liquidez

LP - Limite de Plasticidade

m_h - Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade

M - Inclinação da linha de estado crítico no plano (p' versus q)

M_b - Momento fletor atuante no bloco de coroamento

$M_{m\acute{a}x}$ - Momento fletor máximo na estaca

M_q - Fator adimensional para o momento máximo

n_h - Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade, incluindo o diâmetro da estaca

p - Reação aplicada pelo solo à estaca

ρ - Tensão normal horizontal atuando na frente da estaca

p_a - Pressão atmosférica

ρ_h - Pressão exercida pelo solo

ρ'_h - Pressão horizontal em estacas de grupo

q - Sobrecarga uniforme

q_c - Resistência de ponta

q_t - Resistência de ponta tratada

$Q_{l,utl}$ - Capacidade de carga do fuste

$Q_{p,ult}$ - Capacidade de carga da ponta ou base

Q_{ult} - Capacidade de carga da fundação

R - Resultante da pressão horizontal

R_f - Razão de atrito

S_u - Resistência não drenada

t - Espessura da camada compressível

u_2 - Poropressão medida no ensaio CPTu

V - Volume específico

V_c - Força cortante resistida pelo concreto

V_{Rd2} - Força cortante resistente de cálculo, referente as bielas comprimidas

V_{Rd3} - Força cortante resistente de cálculo, referente a tração diagonal

V_{sw} - Força cortante resistida pela armadura transversal

ν - Coeficiente de Poisson

y - Deslocamento lateral do solo

γ_c - Coeficiente de ponderação do concreto

γ_s - Coeficiente de ponderação do aço

γ_q - Fator adimensional para o deslocamento do bloco de estacas

γH_a - Pressão correspondente a um aterro de altura H_a

γ - Peso específico do aterro

γ_d - Peso específico aparente seco

γ_{nat} - Peso específico natural

γ_w - Peso específico da água

W - Peso próprio da fundação

w_{nat} - Umidade natural

z - Profundidade alcançada pela estaca

z_d - Profundidade limite

$\Delta M_{m\acute{a}x}$ - Acréscimo de momento fletor

Δq - Carregamento vertical gerado pelo aterro

Δy - Variação de deslocamento da estaca

ψ - Fator de correção para estacas de grupo

$\varnothing_c$ - Diâmetro da cordoalha

$\varnothing_e$ - Diâmetro do estribo

φ - Ângulo de atrito do solo

σ'_v - Tensão efetiva vertical

λ - Inclinação da linha de compressão no plano (V versus p')

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. OBJETIVOS	20
1.1.1. Objetivo Geral.....	21
1.1.2. Objetivos Específicos	21
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	22
2.1. SOLOS MOLES	22
2.1.1. Adensamento.....	23
2.1.2. Resistência dos solos argilosos	25
2.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS	27
2.2.1. Tipos de estacas	27
2.3. CAPACIDADE DE CARGA	29
2.3.1. Estacas sujeitas a carregamentos verticais	30
2.4. ESTACAS SUJEITAS A CARREGAMENTOS HORIZONTAIS	31
2.4.1. Estacas ativas.....	32
2.4.2. Estacas passivas.....	34
2.5. EFEITO TSCHEBOTARIOFF	35
2.5.1. Método de Tschebotarioff.....	37
2.5.2. Método de Wenz	40
2.5.3. Método de De Beer e Wallays.....	42
2.5.4. Método de Stewart.....	46
2.6. REAÇÃO HORIZONTAL	48
2.6.1. Hipótese de Winkler	49
2.7. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	52
3. MATERIAIS E MÉTODOS	54
3.1. CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO.....	54
3.1.1. Localização	54
3.1.2. Caracterização pedológica	55
3.1.3. Caracterização geomorfológica	56
3.1.4. Caracterização geológica	57
3.1.5. Caracterização geotécnica	58
3.1.6. Parâmetros geotécnicos.....	61

3.1.7. Apresentação do caso estudado	65
3.2. MODELAGEM GEOMECÂNICA	72
3.2.1. Métodos analíticos	73
3.2.2. Métodos numéricos.....	75
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
4.1. RESULTADOS VIA MÉTODOS ANALÍTICOS	81
4.1.1. Método de Tschebotarioff.....	81
<u>4.1.1.1. Caso A.....</u>	<u>82</u>
<u>4.1.1.2. Caso B.....</u>	<u>84</u>
4.1.2. Método de Wenz	85
<u>4.1.2.1. Caso A.....</u>	<u>85</u>
<u>4.1.2.2. Caso B.....</u>	<u>86</u>
4.1.3. Método de De Beer e Wallays.....	87
<u>4.1.3.1. Caso A.....</u>	<u>89</u>
<u>4.1.3.2. Caso B.....</u>	<u>90</u>
4.1.4. Método de Stewart.....	91
<u>4.1.4.1. Caso A.....</u>	<u>92</u>
<u>4.1.4.2. Caso B.....</u>	<u>94</u>
4.1.5. Discussões sobre os métodos analíticos	96
4.2. RESULTADOS VIA MÉTODOS NUMÉRICOS	98
4.2.1. Análise para validação do modelo.....	99
4.2.2. Caso A	101
4.2.3. Caso B	104
4.2.4. Discussões sobre o método numérico.....	109
4.3. COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS	114
5. CONCLUSÕES.....	116
REFERÊNCIAS.....	118

1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por infraestrutura em áreas urbanas tem levado à ocupação de áreas com subsolo de menor qualidade, em razão da ocupação pretérita das áreas mais nobres (Oliveira; Almeida, 2004). Nesse sentido, destacam-se áreas em zonas baixas e suscetíveis a inundações, onde predominam solos moles com características pouco favoráveis à estabilidade das construções e infraestrutura, sendo vulneráveis a deformações (Pereira *et al.*, 2019).

Nessas regiões, a execução de aterros pode ser necessária para elevar as cotas do terreno e possibilitar a implantação de edificações e vias de acesso, o que impõe sobrecarga ao terreno natural. Futai (2010) define argilas moles ou solos moles como aqueles caracterizados por baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade, fato que impõe restrições significativas ao projeto e à execução de fundações.

A construção sobre solos moles é um problema complexo e requer alternativas para que se alcance níveis satisfatórios de segurança (Palmeira; Ortigão, 2004). Para a execução de uma obra sobre solos compressíveis devem ser consideradas duas condições: a segurança/estabilidade frente à ruptura geotécnica dos solos, e a manutenção das deformações verticais e horizontais em intervalos adequados (Oliveira; Almeida, 2004).

Dentre as consequências da execução de aterros sobre solos moles destaca-se o que se conhece como efeito Tschobotarioff, termo que descreve a ocorrência de carregamentos assimétricos em profundidade de elementos de fundação (estacas). Estes carregamentos resultam do adensamento da camada compressível o que leva a um aumento das tensões horizontais, mas que, ao atuarem de forma assimétrica nas fundações podem comprometer a integridade estrutural de estacas alocadas no terreno ou nas proximidades de onde será executado o aterro.

A avaliação do efeito Tschobotarioff pode ser realizada por meio de abordagens analíticas ou numéricas. Os métodos analíticos se desenvolveram a partir do trabalho de Tschobotarioff (1962), e visam estimar, de maneira simplificada, valores de tensões horizontais, deslocamentos e esforços gerados na estaca. Os métodos numéricos, por sua vez, permitem compreender os fenômenos de interação entre a fundação e o solo mole de maneira mais precisa, através do emprego de

modelagem numérica. Usualmente tais modelagens são realizadas através do auxílio de softwares que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF) (Azevedo, 2003). Para a problemática apresentada neste trabalho, faz-se necessária a avaliação do comportamento tensão-deformação do solo e estaca.

Mais especificamente, apresenta-se neste trabalho uma modelagem geomecânica de uma estaca sujeita a tensões horizontais assimétricas geradas pela execução de um aterro sobre solo mole em suas imediações. A fundação em questão está situada no entorno de um terreno que se pretende realizar um aterro com altura máxima de dois metros em relação ao terreno natural, o qual se faz necessário em função da recorrência de inundações na região. O terreno, onde será implantado um empreendimento comercial, está localizado no bairro central do município de Tijucas, no estado de Santa Catarina (SC).

As fundações já se encontram executadas, e em tese não podem receber intervenções. Assim é necessário avaliar o desempenho das mesmas diante de tais carregamentos, para que, em função dos resultados obtidos, sejam adotadas soluções geotécnicas que permitam controlar os recalques no terreno e assim reduzir a magnitude das tensões assimétricas e consequente efeito Tschebotarioff.

A metodologia de pesquisa iniciou com a análise da investigação geotécnica dos solos da região, feita através de sondagens SPT e CPTu já disponíveis, para a determinação do perfil estratigráfico, onde se constatou a existência de camadas espessas de solo considerado muito mole. Dos ensaios CPTu foi possível também a estimativa da variação de parâmetros de rigidez e resistência dos solos ao longo da profundidade. Ensaios de adensamento executados em amostras indeformadas foram utilizados para determinação de parâmetros de comportamento geotécnico dos solos compressíveis.

1.1. OBJETIVOS

A seguir apresentam-se o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho de conclusão de curso.

1.1.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral modelar o comportamento geomecânico de estacas sujeitas a tensões horizontais assimétricas e avaliar se tais esforços comprometem a integridade estrutural das mesmas.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Definir os parâmetros de comportamento geotécnicos necessários à modelagem numérica do caso de estudo a partir de ensaios de campo e laboratório;
- Construir e validar um modelo numérico para o problema em questão considerando as condições do terreno em que se fará a intervenção e as fundações vizinhas;
- Determinar deslocamentos e esforços internos à estaca, avaliando o efeito da intervenção sobre sua integridade estrutural.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para compreender os possíveis impactos gerados pela implantação de um empreendimento em fundações vizinhas apresenta-se neste trabalho uma modelagem geomecânica de uma estaca submetida a tensões horizontais assimétricas, em função do que é necessário compreender o conceito de solos moles, fundações profundas e carregamentos horizontais. Além disso, também serão expostas as relações entre as investigações de campo e de laboratório para extração de parâmetro dos materiais. O Método dos Elementos Finitos, empregado neste trabalho também será (brevemente) discutido.

2.1. SOLOS MOLES

São considerados solos moles aqueles formados em condições de equilíbrio sob seu próprio peso sem que tenham passado por um processo significativo de consolidação secundária desde sua origem. Esses solos apresentam baixa capacidade de suporte sendo capazes de resistir apenas a tensões geradas pela própria sobrecarga natural, ou seja, carregamentos adicionais tendem a resultar em deformações excessivas (Kempfert; Gebreselassie, 2006).

A NBR 6484 (ABNT, 2020) define solos moles em função do seu comportamento no ensaio de campo SPT, sendo caracterizado como aquele que não apresenta resistência a penetração superior a cinco golpes. Nesse contexto, Massad (2010) define solos moles como sedimentares e número de golpes para cravação do SPT inferiores a quatro golpes. Massad (2010) ainda cita que esses solos são predominantemente compostos por argilas com propriedades típicas de materiais coesivos e compressíveis, usualmente denominadas de argilas moles.

Os solos moles brasileiros são classificados como argilas altamente plásticas, com teores de umidade próximos ou acima do limite de liquidez. Esses materiais também são caracterizados pela baixa permeabilidade e baixa resistência ao cisalhamento não-drenado (Baran, 2014). A Tabela 1 apresenta valores típicos de alguns parâmetros geotécnicos de algumas argilas moles brasileiras.

Tabela 1 – Propriedades geotécnicas de argilas moles brasileiras

Propriedades do solo	Sudeste (planícies de Santos/SP)	Sudeste (Sarapuí/SP)	Sul (Porto de Rio Grande/RS)	Nordeste (Recife/PE)	Nordeste (Porto de Sergipe/SE)
Espessura (m)	< 50	11	40	19	7
w_{nat} (%)	90 - 140	100 - 170	45 - 85	40 - 100	40 - 60
% de argila	20 - 80	20 - 80	34 - 96	40 - 70	65
γ_{nat} (kN/m ³)	13,5 - 15,5	13	15 - 17,8	15,1 - 16,4	16
Atividade	1 - 2,2	1,4 - 2,3	0,6 - 1,0	0,4 - 1,0	0,5 - 1,0
Sensibilidade	4 - 5	4,3	2,5	-	4 - 6
% matéria orgânica	2 - 7	4 - 6,5	-	3 - 10	-
Cc/(1+e ₀)	0,33 - 0,51	0,36 - 0,41	0,31 - 0,38	0,45	0,31 - 0,43
Cs/Cc	0,09 - 0,12	0,10 - 0,15	-	0,10 - 0,15	0,1
Cs (campo)/Cc (laboratório)	15 - 100	20 - 30	-	-	-
Su (kPa) - palheta	8 - 40	8 - 20	50 - 90	2 - 40	12 - 25
G ₅₀ /Su	80	87	-	-	45 - 100
Su/ σ'_v (m)	0,28 - 0,30	0,35	0,3	0,28 - 0,32	0,22 - 0,24
φ (°)	19 - 24	25 - 30	23 - 29	25 - 28	26 - 30

Fonte: Almeida e Marques (2014, p. 224).

A composição dos solos moles está ligada com a história geológica, ações de carregamento ao longo do tempo e particularidade da região, fatores que impactam de forma direta em seus parâmetros geotécnicos (Baran, 2014). Os minerais de argila são caracterizados como partículas que apresentam tamanho específico menor que 0,002 mm, fato que condiciona suas propriedades fundamentais como plasticidade, resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade (Mitchell; Soga, 2005).

Segundo a norma DNIT 381/2022-PRO (Departamento Nacional de Infraestrutura de transportes, 2022), solos moles apresentam alta plasticidade, alta compressibilidade e baixa resistência e permeabilidade. Assim, estes fatores condicionam a maneira como o solo mole se comporta frente a carregamentos na superfície.

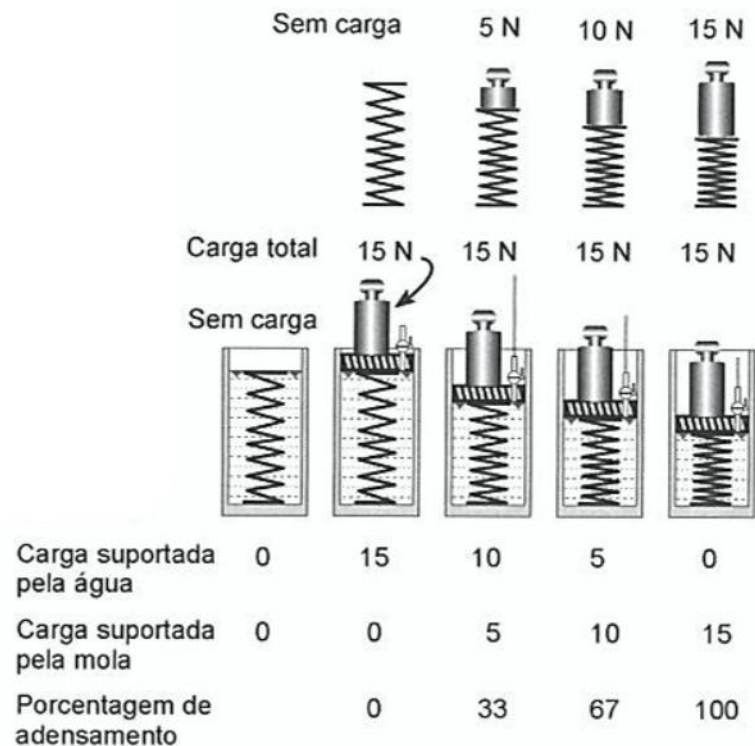
2.1.1. Adensamento

O adensamento é o processo de redução de volume de um solo saturado decorrente da expulsão da água presente em seus vazios, quando submetido a um aumento de tensão. Esse fenômeno ocorre predominantemente em solos argilosos,

devido à sua baixa permeabilidade, o que faz com que a dissipação da pressão neutra ocorra de forma lenta e progressiva ao longo do tempo (Das, 2007).

A mecânica do fenômeno de adensamento é apresentada por Terzaghi, onde a estrutura sólida do solo é considerada semelhante a uma mola, e as deformações acontecem proporcionalmente a carga aplicada, como apresenta a Figura 1.

Figura 1 – Analogia mecânica para o processo de adensamento



Fonte: Pinto (2006, p. 205).

A mola observada está inserida dentro de um pistão cheio de água e representa o solo saturado, o êmbolo que a contém possui pequenas perfurações, representando a baixa permeabilidade do solo. No instante imediato que o pistão aplica a carga, a mola não sofre deformações, visto que a água é menos compressível que a mola e, assim, a carga aplicada é suportada somente pela água (Pinto, 2006).

A água, ainda em carga, se encontra com uma pressão superior a exterior, como consequência, procura sair através dos furos presentes no êmbolo. Neste momento a mola irá se deformar na mesma proporção da carga aplicada, até que toda a carga seja suportada apenas pela mola, cessando assim a saída da água pelo êmbolo (Pinto, 2006).

No campo, o aumento de tensões aplicado sobre uma camada de solo argiloso provoca um excesso de poropressão, uma vez que a água contida nos poros resiste inicialmente à variação de carga devido à baixa permeabilidade do material. O excesso de poropressão dissipa-se gradualmente, resultando na redução do volume do solo e, conseqüentemente, na ocorrência de recalques associados ao adensamento (Das, 2007).

2.1.2. Resistência dos solos argilosos

A resistência ao cisalhamento de solos argilosos deve ser avaliada em termos de carregamento drenado ou não drenado. Além disso, o comportamento tensão-deformação das argilas irá depender da situação relativa da tensão confinante frente à tensão de pré-adensamento (Pinto, 2006). Para carregamentos drenados Pinto (2006) faz as seguintes comparações entre argilas normalmente adensadas e pré-adensadas:

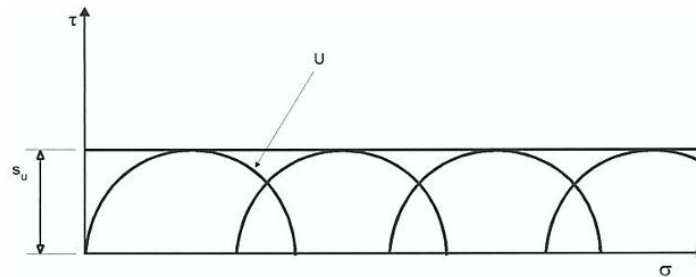
- O crescimento da tensão axial em função da deformação se faz mais rapidamente em argilas pré-adensadas, além da tensão máxima ocorrer com menores deformações;
- Solos normalmente adensados suportam uma máxima tensão desviadora menor;
- A diminuição de volume durante o carregamento axial é menos acentuada em solo pré-adensado.

Em situações em que se deseja identificar a resistência do solo no estado natural, como em análises de estabilidade de aterros construídos sobre uma argila mole, entende-se que uma eventual ruptura aconteceria previamente a qualquer tipo de drenagem. Neste caso, a resistência não drenada é de especial interesse, e pode ser estudada através de ensaios laboratoriais ou ensaios de campo, bem como estimada por meio de correlações (Pinto, 2006).

Dos ensaios laboratoriais destacam-se os ensaios triaxiais do tipo Consolidado Isotropicamente não Drenado (CIU) e não Consolidado e não Drenado (UU). Os ensaios do tipo UU têm como característica manter constante a tensão confinante efetiva durante todo o ensaio e, a partir disto, a envoltória de resistência é

traçada e a resistência não drenada (S_u) determinada, como apresenta a Figura 2 (Pinto, 2006).

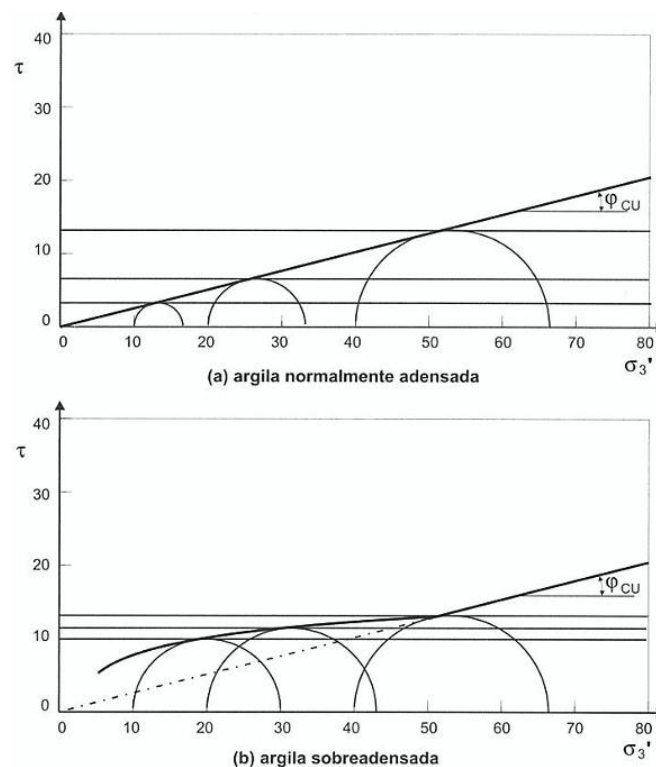
Figura 2 – Envoltória de resistência de argilas saturadas em ensaios UU



Fonte: Pinto (2006, p. 322).

Nos ensaios CIU, diferentemente do que se observa nos ensaios UU, as resistências são diferentes, uma vez que as tensões confinantes são alteradas na consolidação. Assim, ensaios CIU e UU devem apresentar resistências similares apenas nas amostras com tensões efetivas confinantes iguais (Pinto, 2006). A envoltória de resistência nestes casos é uma reta que passa pela origem, como apresenta a Figura 3.

Figura 3 – Obtenção da resistência não drenada a partir de ensaios CIU



Fonte: Pinto (2006, p. 323).

2.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Fundação profunda é caracterizada como aquela assente em profundidade mínima de três metros e superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta. É responsável por transmitir os esforços para o terreno através de sua base, pela superfície lateral ou uma combinação das duas. Dentre os tipos de fundações pertencentes a esse grupo estão as estacas e tubulões (ABNT, 2022).

Os tubulões diferenciam-se principalmente pelo processo executivo, sendo necessário a descida de pessoas em sua base para realizar seu alargamento. Esse procedimento realizado manualmente na base do fuste faz com que essa fundação apresente elevada resistência de ponta, desde que as condições de projeto como a limpeza do fundo de escavação sejam atendidas (ABNT, 2022).

2.2.1. Tipos de estacas

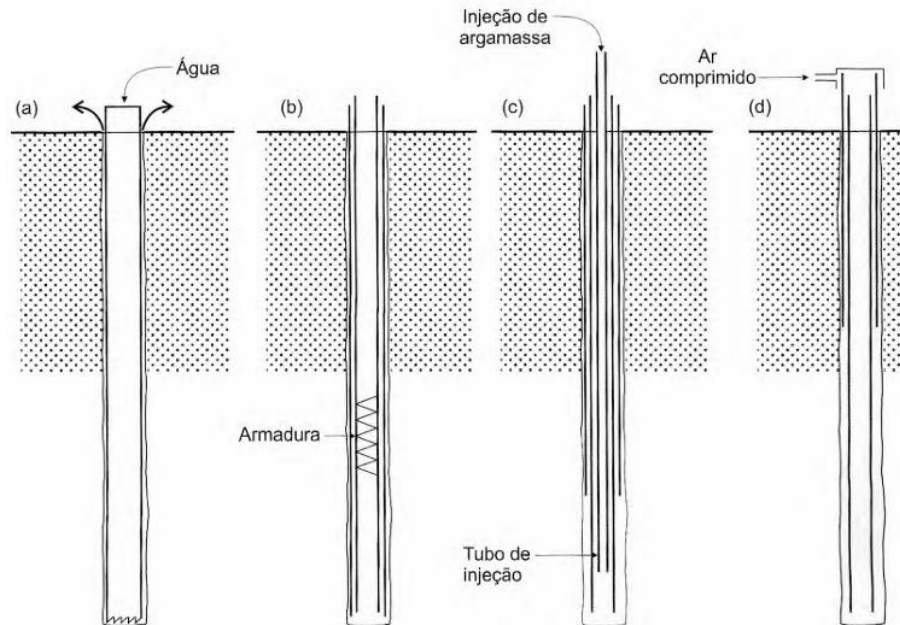
As fundações profundas podem ser classificadas como estacas de deslocamento ou escavadas, bem como diferenciadas em função de seus respectivos processos executivos (Décourt *et al.*, 1998). As estacas escavadas são fundações profundas moldadas *in loco*. Sua execução se dá pela perfuração do solo com o auxílio de um trado mecânico, podendo-se utilizar ou não fluidos estabilizantes para estabilidade das paredes de escavação (ABNT, 2022).

As estacas escavadas podem causar descompressão no terreno. Esse alívio não ocorre de maneira imediata em decorrência dos processos de migração de água e comportamento viscoso. Dessa forma, quanto menor o tempo decorrido entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor será a deterioração das condições originais do solo (Velloso e Lopes, 2010). Assim, os autores apresentam as seguintes vantagens para estacas escavadas:

- Não produzir perturbações na vizinhança em decorrência de levantamento do solo ou vibrações durante a execução;
- Fácil adaptação às variações do terreno;
- Atingir cargas admissíveis da ordem de até 10.000 kN (Velloso e Lopes, 2010).

A Figura 4 apresenta as etapas de execução de uma estaca do tipo escavada.

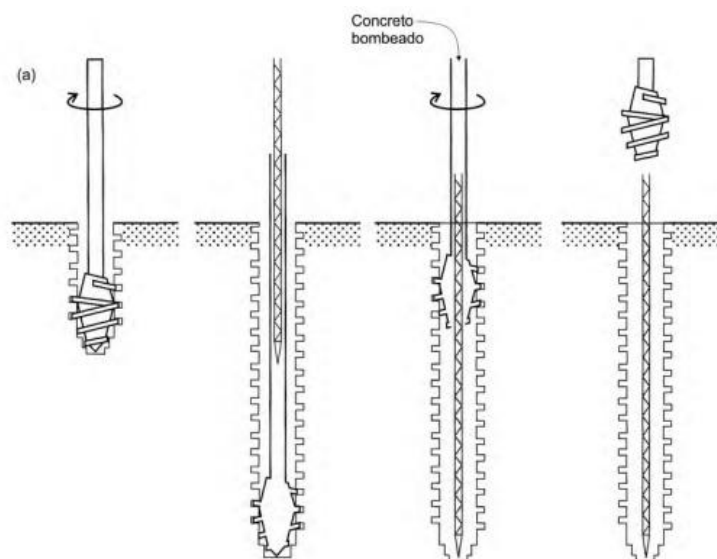
Figura 4 – Execução de estaca escavada do tipo raiz



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 224).

As estacas de deslocamento são aquelas que no processo executivo deslocam o solo que a envolve, ou seja, não necessitam que seja realizada a remoção do solo previamente a sua instalação (Décourt *et al.*, 1998). Estacas do tipo pré-moldada, metálicas, Franki e Ômega são exemplos de fundações profundas que pertencem ao tipo de estacas de deslocamento, como apresentado pela Figura 5 (Décourt *et al.*, 1998).

Figura 5 – Execução de estaca de deslocamento do tipo Ômega



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 230).

Velloso e Lopes (2010) apresentam as estacas de deslocamentos como estacas cravadas, e mencionam que os efeitos gerados pelo processo de cravação dependem do tipo de solo em que são executadas.

Em solos granulares pouco a medianamente compactos esse tipo de fundação profunda acarreta o aumento da compacidade, causando um efeito positivo para estaca em função dos recalques serem menores do que se fosse mantido o solo em seu estado natural (Velloso e Lopes, 2010).

No sentido contrário ao caso apresentado, solos finos podem ter efeitos danosos a estacas vizinhas em função do excesso de poropressão que pode vir a ser gerado durante o processo de cravação da estaca. Ao ser finalizada a cravação da estaca, a dissipação de poropressões também ocorrerá, completando o processo de densificação do solo (Velloso e Lopes, 2010).

Em solos argilosos saturados a cravação das estacas causa amolgamento do solo e aumento da poropressão. Caso o solo seja sensível, pode ocorrer o processo de enfraquecimento do solo ou um abatimento em torno da estaca. Em solos pouco sensíveis, o efeito se torna contrário, a redução do índice de vazios colabora para o aumento das tensões efetivas compensando o amolgamento gerado tornando o solo melhorado (Velloso e Lopes, 2010).

2.3. CAPACIDADE DE CARGA

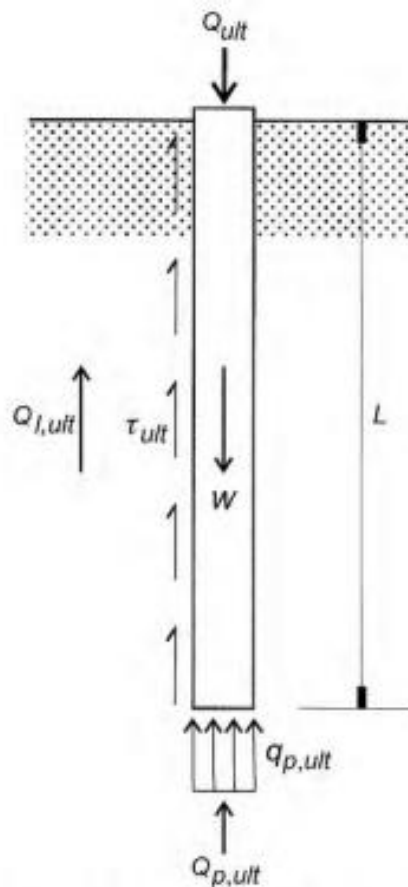
A capacidade de carga de uma estaca pode ser definida, em termos admissíveis, como a máxima carga aplicada sobre uma estaca capaz de atender os fatores de segurança e aos estados de limite último e de serviço (ABNT, 2022). Além disso, a capacidade de carga de uma fundação profunda varia em função da geometria da estaca, condições de carregamento, interação solo elemento de fundação e as propriedades dos solos mobilizados (Cintra; Aoki, 2010).

Segundo Faro (2014), cada projeto de fundação deve ser avaliado de forma individual, analisando o tipo de solicitação que está submetida e as condições do solo onde serão executadas. Nesse sentido, a NBR 6122 (ABNT, 2022) traz fatores que devem ser considerados para a determinação da capacidade de carga admissível de uma estaca, entre eles destacam-se as eventuais ocorrências de solicitações adicionais como atrito negativo e esforços horizontais devido a carregamentos assimétricos.

2.3.1. Estacas sujeitas a carregamentos verticais

A capacidade de carga para estacas sujeitas a carregamentos verticais, é definida através da resistência gerada na superfície de contato com o solo pelo fuste da estaca e em parte por tensões normais na ponta da estaca (Décourt *et al.*, 1998). Dessa forma, ao se definir a capacidade de carga geotécnica de uma estaca busca-se atingir o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da fundação e a resistência apresentada pelo solo (Velloso e Lopes, 2010). Assim, a Equação (1), descrita a partir da Figura 6, apresenta o cálculo para se obter a capacidade de carga da fundação.

Figura 6 – Estaca sujeita à carga de ruptura de compressão



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 239).

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (1)$$

Onde:

Q_{ult} = Capacidade de carga da fundação;

W = Peso próprio da fundação;

$Q_{p,ult}$ = Capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l,utl}$ = Capacidade de carga do fuste.

Essa abordagem corresponde a um método classificado como estático, e as abordagens adotadas para definir cada parcela da equação se dividem em racionais e semiempíricas. As abordagens racionais baseiam-se em soluções teóricas que utilizam os parâmetros do solo e capacidade de carga, enquanto as abordagens semiempíricas são baseadas em correlações diretas com resultados de ensaios SPT e CPTu (Velloso e Lopes, 2010). Dentre os métodos mais utilizados no Brasil para o projeto de fundações em estacas citam-se os métodos de Aoki e Velloso, de 1975, e de Décourt e Quaresma de 1978 (Décourt *et al.*, 1998).

2.4. ESTACAS SUJEITAS A CARREGAMENTOS HORIZONTAIS

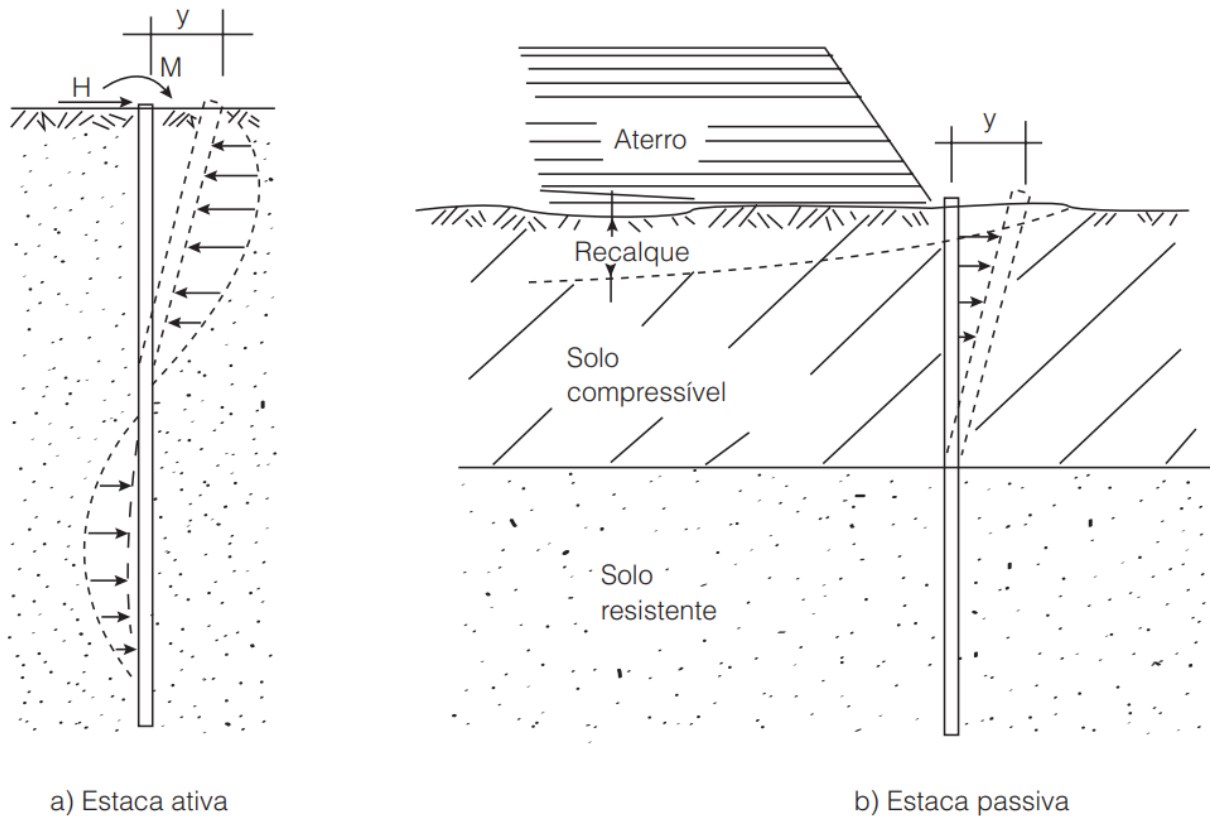
A diversidade geotécnica relacionada aos tipos de carregamentos evidencia a necessidade de metodologias aplicadas a projeto de fundações sujeitas a carregamentos laterais (Faro, 2014). A ação do vento e ondas em estruturas do tipo off-shore, prédios esbeltos sujeitos às ações do vento e estacas sujeitas a sobrecargas verticais unilaterais estão, tipicamente, sujeitas a carregamentos horizontais (Broms, 1964).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) aponta que em fundações sujeitas a esforços horizontais ou momentos, a plastificação do elemento estrutural ou do solo pode ocorrer, e deve ser considerada na etapa de projeto com as respectivas deformações. A avaliação dos deslocamentos máximos, em sua maioria, resulta em cargas admissíveis inferiores às cargas últimas do sistema estaca-solo, dessa forma, o projeto deve ser desenvolvido em função da verificação dos deslocamentos e deformações horizontais máximos admissíveis e esforços internos na estaca (Mier, 2001).

Em função da forma com que ocorre o carregamento horizontal, e da maneira como a estaca se comporta, pode-se dividir as estacas carregadas lateralmente em

estacas ativas e estacas passivas. A Figura 7 apresenta a diferença de comportamento entre as duas estacas mencionadas (Alonso, 1989).

Figura 7 – Diferenças entre estacas passivas e ativas



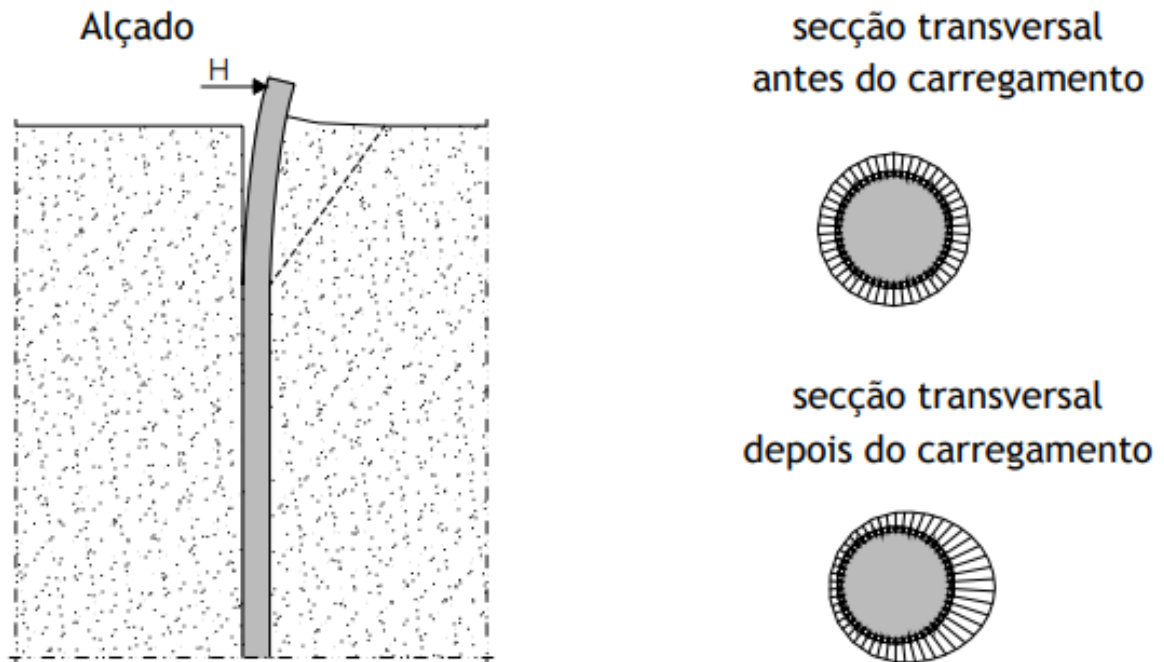
Fonte: Alonso (2019, p. 55).

2.4.1. Estacas ativas

Nas estacas ativas os esforços externos aplicados à estaca são transmitidos ao solo, fazendo com que a estaca transfira ao solo esforços horizontais. Nesse caso o carregamento feito na estaca é o responsável pelo deslocamento sofrido por ela. A intensidade e o ponto de aplicação das cargas nessa situação são previamente conhecidos (Alonso, 1989).

Os carregamentos horizontais nessa situação são provocados por fatores externos no topo da estaca, isso faz com que, o solo situado na face anterior da estaca, isto é, no sentido em que o carregamento ocorre, sofra um acréscimo de tensão. Como consequência, gera-se uma fenda vertical no solo na face posterior à estaca, enquanto na face onde está sendo realizado o carregamento forma-se uma cunha de ruptura, como é apresentado na Figura 8 (Sousa, 2006).

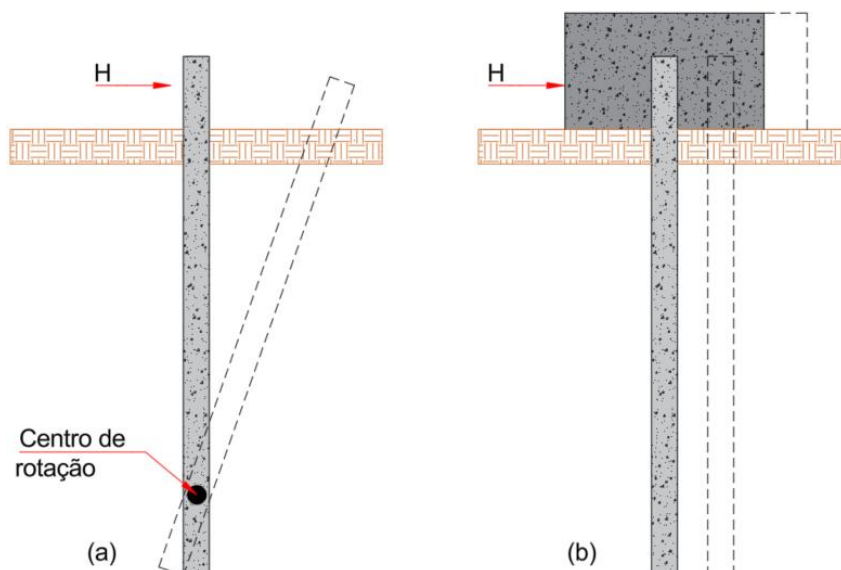
Figura 8 – Efeito do carregamento lateral no topo de estacas



Fonte: Sousa (2006, p. 5).

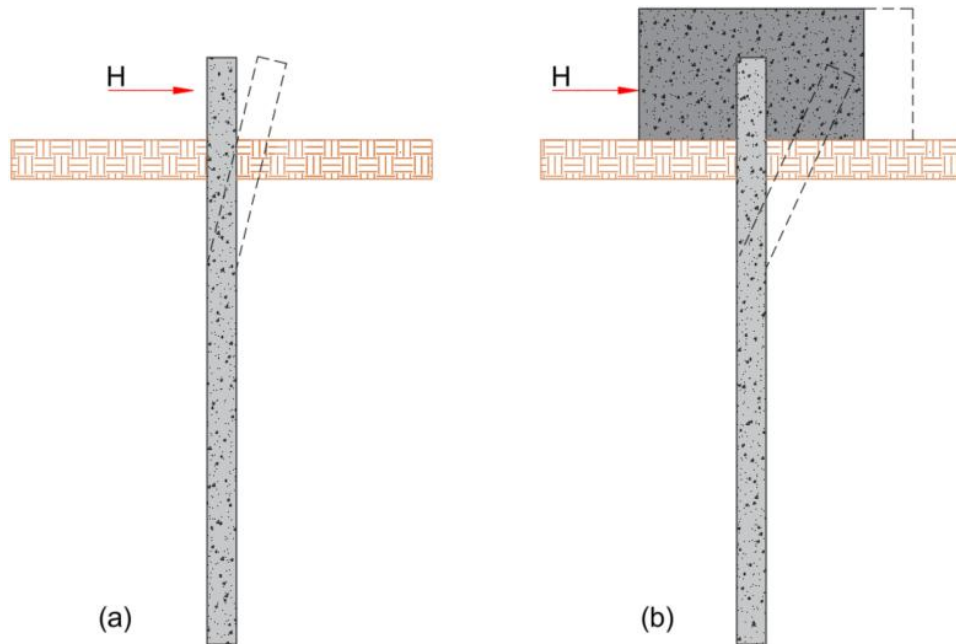
Tal efeito pode apresentar mecanismos de rupturas diferentes em função da geometria da estaca, isto é, seu comprimento e a condição do topo da estaca. Dentre as possibilidades tem-se estacas curtas com topo livre, estacas curtas com topo fixo, estacas longas com topo livre e estacas longas com topo fixo. Estas situações podem ser vistas na Figura 9 e Figura 10 (Décourt *et al.*, 1998).

Figura 9 – Estacas curtas com topo livre (a) e topo fixo (b)



Fonte: Adaptado de Faro (2014, p. 39).

Figura 10 – Estacas longas com topo livre (a) e topo fixo (b)



Fonte: Adaptado de Faro (2014, p. 43).

Para as estacas curtas com topo livre a ruptura ocorrerá no instante que a estaca sofre uma rotação do tipo corpo rígido, caso o topo esteja fixo, a ruptura ocorrerá pelo movimento de translação de corpo rígido. Para as estacas longas com topo livre nota-se o aparecimento de uma rótula plástica em determinada profundidade, surgindo deslocamentos apenas na parte superior da estaca. Caso a estaca tenha seu topo fixo, serão geradas duas rótulas plásticas na ruptura, uma pouco abaixo do bloco de coroamento e outra em determinada profundidade (Décourt *et al.*, 1998).

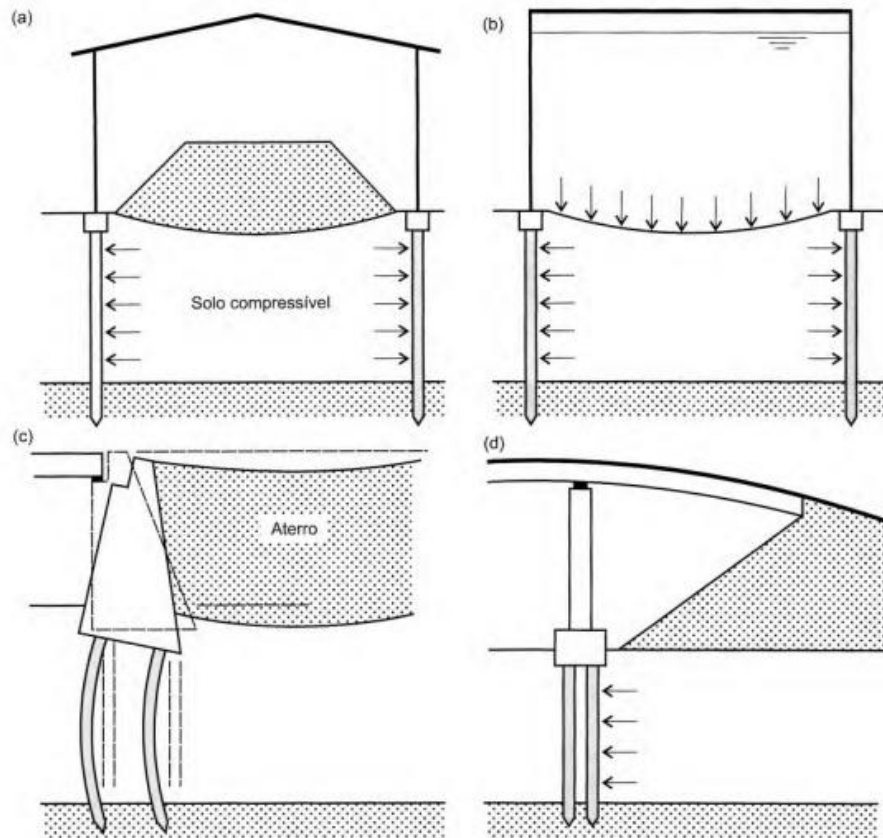
2.4.2. Estacas passivas

As estacas passivas são aquelas que sofrem carregamento lateral ao longo do seu comprimento, esse carregamento se dá pelo adensamento da camada compressível de solo a qual está sujeita a uma sobrecarga vertical assimétrica (Cintra; Aoki, 2010). A movimentação de massa de solo compressível causada pela implantação de uma sobrecarga, como aterros, faz com que o solo se deforme significativamente, surgindo esforços horizontais nas estacas (Alonso, 1989).

Dentre as dificuldades impostas ao projetista ao se deparar em situações de estacas passivas, pode-se citar a falta de conhecimento sobre a intensidade e ponto

de aplicação das cargas. Além disso, não há efeito de arco, como consequência de o solo permanecer em contato com a estaca durante todo o processo. Este efeito causado em estacas passivas é denominado efeito Tschebotarioff, e pode ser observado na Figura 11 (Alonso, 1989).

Figura 11 – Estacas passivas sujeitas a efeito Tschebotarioff



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 469).

2.5. EFEITO TSCHEBOTARIOFF

Quando uma sobrecarga é aplicada sobre um solo, esta induz tensões e deslocamento nas direções verticais e horizontais. Em locais onde há estacas na vizinhança da carregada, essas irão impedir (ao menos parcialmente) que as deformações do solo ocorram, ficando sujeitas a esforços transversais (Velloso; Lopes, 2010).

Os deslocamentos horizontais podem exercer uma força direta nas fundações profundas próximas. Desse modo, a estaca submetida a este tipo de ação deve ser dimensionada de forma a ser capaz de absorver estas solicitações (Faro, 2014). Este

fenômeno é característico de locais onde o solo de fundação apresenta camadas compressíveis, sendo esses solos os responsáveis pela ocorrência deste processo de carregamento horizontal em profundidade, o qual é denominado efeito Tschebotarioff (Rosa *et al.* 2022). Estacas sujeitas a estes carregamentos horizontais são também denominadas estacas passivas.

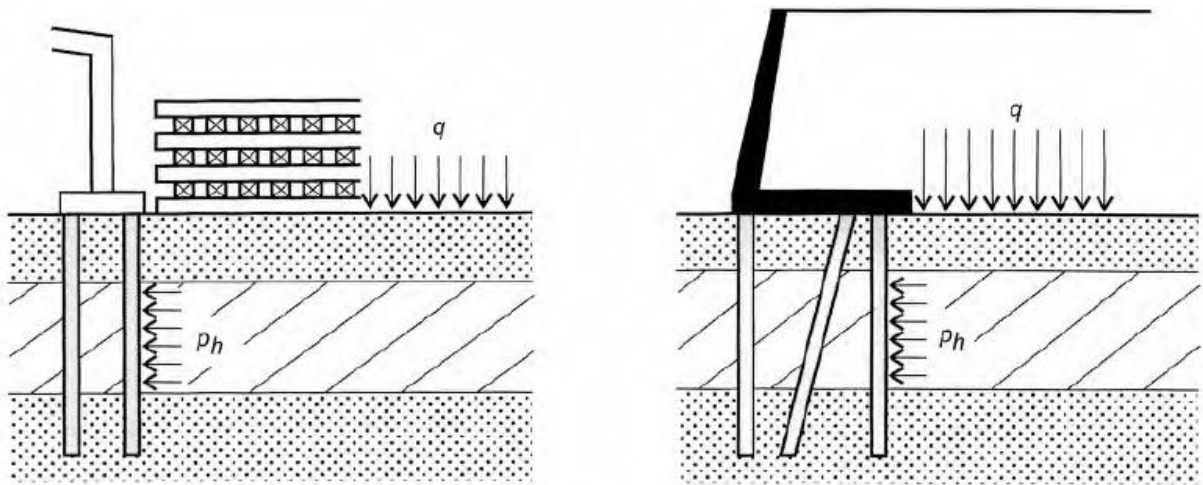
A magnitude dos esforços de flexão gerados pela aplicação de uma sobrecarga assimétrica em estacas se diferencia em função do tipo de solo que a fundação profunda atravessa (Tschebotarioff, 1962, *apud* Oliveira, 2022).

Segundo Tschebotarioff (1962, *apud* Velloso e Lopes, 2010), estacas que atravessam solos arenosos fofos, suscetíveis a deformações elevadas por ação de tensões altas, apresentam tensões de flexão muito baixas e podem ser desprezadas. Por outro lado, segundo Pieux Franki (1963, *apud* Velloso e Lopes, 2010), os esforços de flexão podem atingir valores consideráveis neste tipo de solo em função do valor de sobrecarga aplicada.

Estacas em regiões que atravessam camadas de argila muito mole ocasionarão o deslocamento e amolgamento do solo durante o processo executivo. Esse depósito argiloso, ainda mais se amolgado, sofrerá, pela ação de uma sobrecarga, um deslocamento horizontal e depois adensamento, ambos causando solicitação nas estacas. As tensões de flexão geradas nestas ocasiões atingem valores a serem considerados durante o dimensionamento das fundações (Velloso e Lopes, 2010).

Para Alonso (2019), a forma com que as tensões horizontais se distribuem ao longo do fuste da estaca, bem como os valores decorrentes, podem variar em função das características da camada compressível, da magnitude da carga unilateral aplicada, da rigidez relativa entre o solo e estaca, condições de contorno, do posicionamento relativo entre a estaca e a sobrecarga, assim como do tempo decorrido desde a sua instalação. A Figura 12 apresenta situações em que se observa tensões horizontais em estacas.

Figura 12 – Estacas carregadas transversalmente no caso de sobrecarga uniforme



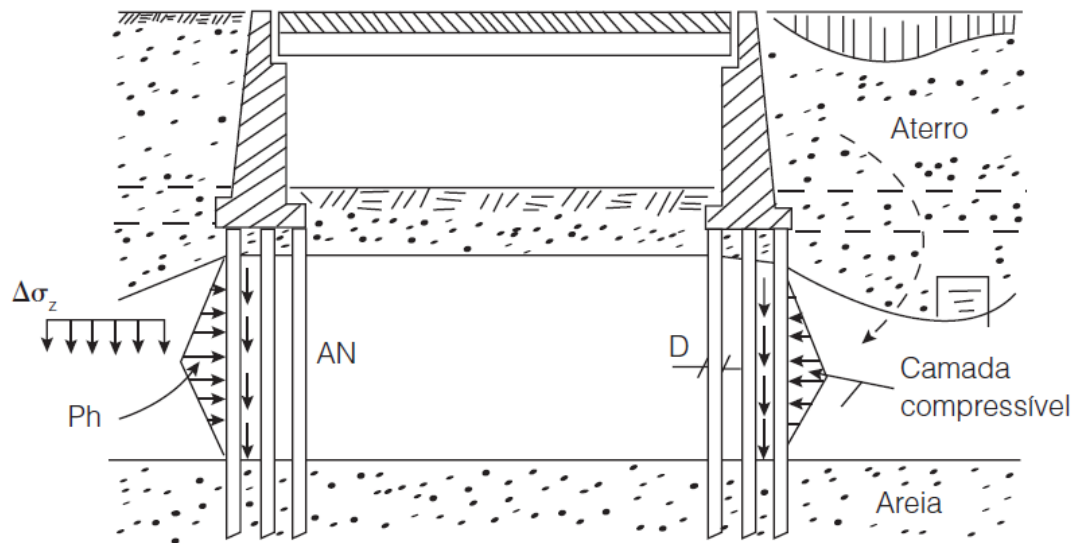
Fonte: De Beer e Wallays (1969, *apud* Velloso e Lopes, 2010, p. 477).

Diante da dificuldade de se descrever o comportamento das tensões horizontais em estacas, encontram-se na literatura diferentes formas para a avaliação deste problema, variando entre métodos empíricos e análises elastoplásticas. As análises empíricas são baseadas na teoria de empuxos, em que seus coeficientes são determinados de forma experimental, enquanto as análises elastoplásticas são descritas utilizando a teoria da elasticidade e da plasticidade (Alonso, 2019).

2.5.1. Método de Tschebotarioff

O método apresentado por Tschebotarioff foi desenvolvido a partir da análise de muros de flexão com estacas que vieram a romper em decorrência dos esforços de flexão (Velloso e Lopes, 2010). Para tal, Tschebotarioff (1962) propõe, como aproximação, que os empuxos laterais gerados ao longo da camada compressível podem ser representados como um carregamento triangular na estaca, sendo seu valor máximo obtido no centro da camada adensável, como pode-se observar na Figura 13.

Figura 13 – Pressões horizontais segundo Tschebotarioff



Fonte: Alonso (2019, p. 93).

A expressão que representa o valor máximo do carregamento lateral aplicado na estaca é descrita pela Equação (2).

$$\rho_h = 2 \cdot B \cdot K_e \cdot \gamma H_a \quad (2)$$

Onde:

ρ_h = Pressão exercida pelo solo;

B = Largura da estaca;

K_e = Coeficiente de empuxo;

γH_a = Pressão correspondente a um aterro de altura H_a .

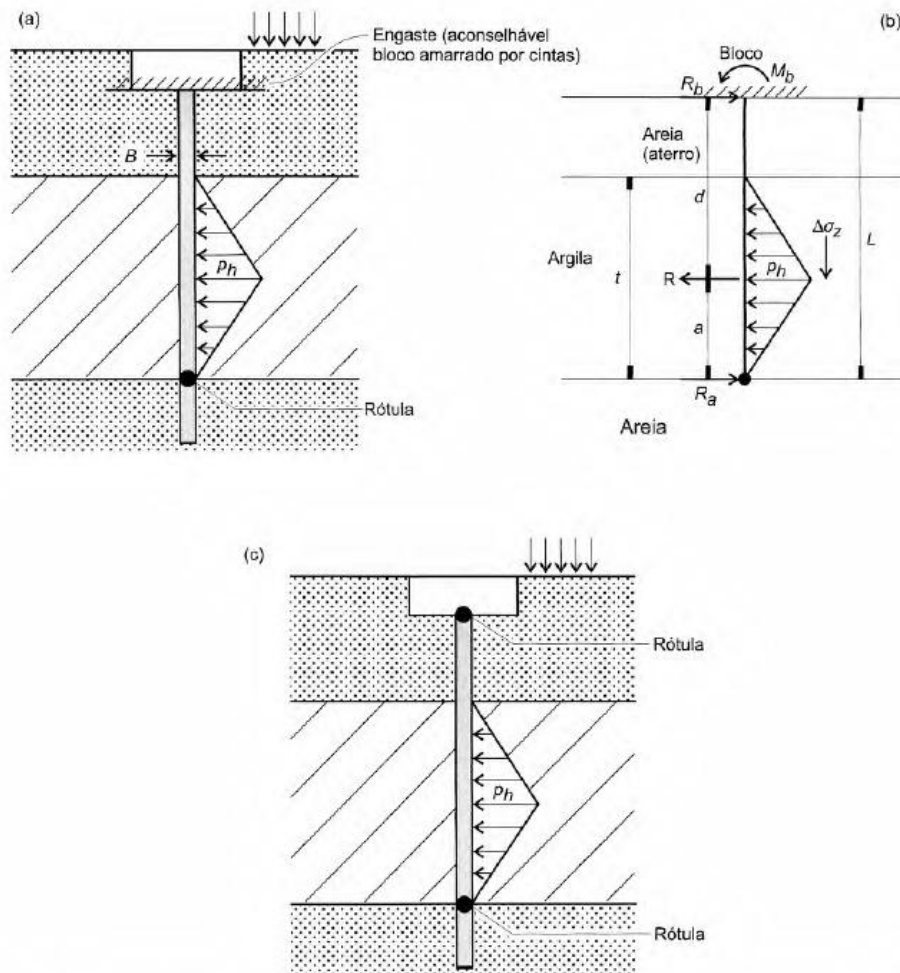
Segundo Velloso e Lopes (2010), os valores para o coeficiente de empuxo em solos normalmente adensáveis e não amolgados variam entre 0,4 e 0,5. Quanto ao dimensionamento, as estacas da fileira mais próxima à sobrecarga devem ser tratadas como vigas simplesmente apoiadas e comprimento do vão igual a espessura da camada de solo mole.

As estacas submetidas a esta situação devem ter como características a alta resistência a flexão e pequenos deslocamentos durante o processo de execução. Dentre os tipos de fundações indicadas para esta situação pode-se citar como exemplo estacas de perfil metálico e tubulares (Tschebotarioff, 1962). As condições de

apoio da estaca variam em função da qualidade do solo superficial em que o bloco de coroamento está situado (Tschebotarioff, 1973).

Nos casos em que o solo superficial é considerado resistente e os blocos de coroamento estão amarrados por cintas as estacas devem ser consideradas como engastadas no bloco e rotuladas na base. Em situações em que não é possível garantir a condição do bloco de coroamento e a qualidade do solo superficial, a condição de contorno que deve ser designada à estaca é de vínculos bi-rotuladas (Tschebotarioff, 1973). A Figura 14 apresenta estes casos.

Figura 14 – Proposta de Tschebotarioff



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 472).

Os momentos fletores gerados no bloco de coroamento em situações de engastamento observados na Figura 14-b, bem como o valor de momento máximo da estaca são descritos através das Equações (3) e (4).

$$M_b = -\frac{R \cdot a \cdot (l^2 - a^2)}{2l^2} \quad (3)$$

$$M_{m\acute{a}x} = +\frac{R \cdot a}{2} \cdot \left(2 - \frac{3a}{l} + \frac{a^3}{l^3}\right) \quad (4)$$

Em que R é a resultante da pressão horizontal e pode ser calculada pela Equação (5).

$$R = 0,9 \cdot \frac{\rho_h \cdot t}{2} \quad (5)$$

Onde:

M_b = Momento fletor atuante no bloco de coroamento;

$M_{m\acute{a}x}$ = Momento fletor máximo na estaca;

R = Resultante da pressão horizontal;

a = Distância entre o limite inferior e o ponto médio da camada de solo mole;

l = Distância entre a superfície e o fim da camada compressível;

t = Espessura da camada compressível.

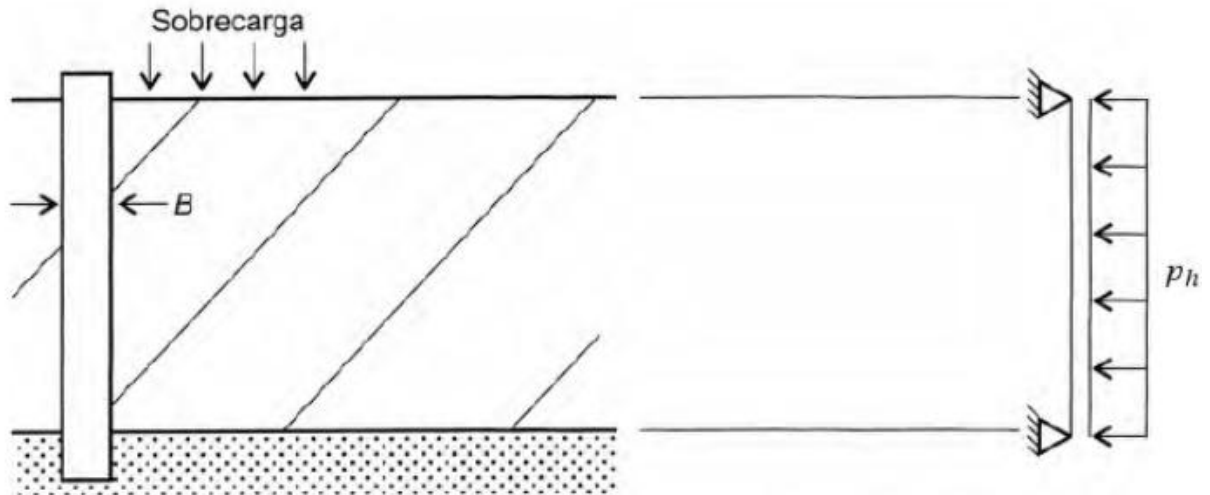
Aterros que aplicam pressões horizontais com valores maiores do que três vezes a resistência não drenada da camada de solo mole, devem ser tratados de maneira diferenciada em relação aos esforços de flexão nas estacas. Esta pressão corresponde a um fator de segurança de 1,7 em relação a ruptura do aterro, e valores inferiores não devem ser utilizados (Tschebotarioff, 1973).

2.5.2. Método de Wenz

O método publicado por Wenz (1963, *apud* Velloso e Lopes, 2010) foi desenvolvido através de estudos realizados com modelos reduzidos, onde a estaca é considerada como simplesmente apoiada nos limites da camada compressível. Além disso, ocorre um carregamento horizontal uniforme ao longo da camada compressível

caso ocorra ruptura do solo de fundação do aterro, como é representado na Figura 15.

Figura 15 – Método de Wenz



Fonte: Adaptado de Wenz (1963, *apud* Velloso e Lopes, 2010, p. 475).

O valor da pressão horizontal em situações em que a estaca é considerada isolada é calculado através da Equação (6).

$$\rho_h = B \cdot (2 + 2\pi) \cdot S_u \quad (6)$$

Onde:

S_u = Resistência não drenada da camada de solo mole.

Scheneck (1966, *apud* Velloso e Lopes, 2010) menciona que este método se aplica a estacas sujeitas a efeito de grupo, neste caso a pressão horizontal aumenta em função da relação entre diâmetro das estacas e seu espaçamento. Para se obter sua magnitude é necessário multiplicar o valor calculado através da Equação (6) por um fator de correção, como apresentado na Equação (7).

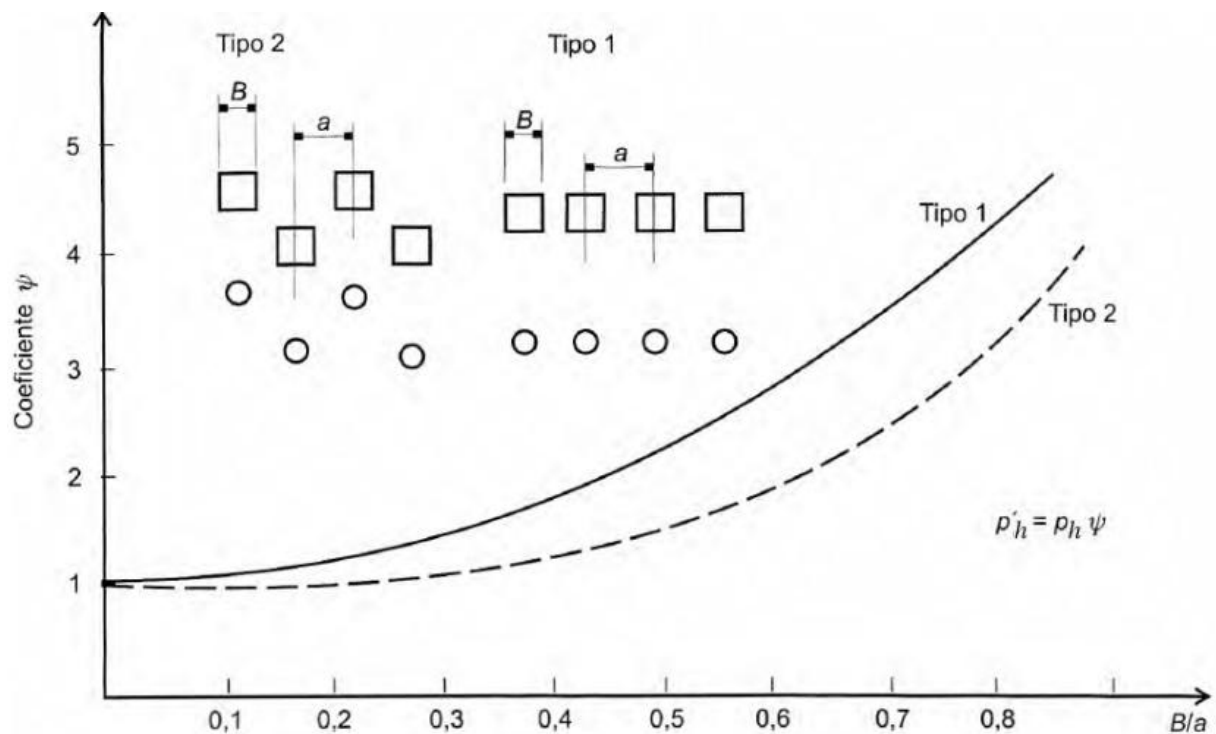
$$\rho'_h = \psi \cdot \rho_h \quad (7)$$

Onde:

ρ'_h = Pressão horizontal em estacas de grupo;
 ψ = Fator de correção para estacas de grupo.

O fator de correção para estacas de grupo é determinado com auxílio da Figura 16.

Figura 16 – Determinação do coeficiente ψ



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 475).

2.5.3. Método de De Beer e Wallays

A metodologia empírica proposta por De Beer e Wallays (1972, *apud* Alonso, 2019) corresponde a uma estimativa das tensões horizontais geradas por um carregamento assimétrico, desde que o fator de segurança global para o solo de fundação, sem as estacas, seja maior do que 1,4. Assim, com base nos trabalhos publicados de Heyman e Boersma (1961, *apud* Velloso e Lopes, 2010) e de Leussink e Wenz (1969, *apud* Velloso e Lopes, 2010), os autores indicam este método para casos em que o valor de ruptura global do solo seja significativamente maior do que as tensões cisalhantes.

Assim, situações em que a sobrecarga aplicada for uniforme, Velloso e Lopes (2010) apontam que as tensões horizontais serão iguais ao carregamento imposto ao solo, como apresenta a Equação (8).

$$\rho_h = q \quad (8)$$

Onde:

q = Sobrecarga uniforme.

Quando a sobrecarga lateral não é uniforme, como no talude de um aterro, faz-se necessário minorar a pressão horizontal através de fator de redução, como evidencia a Equação (9).

$$\rho_h = f \cdot \gamma H \quad (9)$$

Sendo:

f = Fator de redução da tensão horizontal.

O fator de redução da tensão horizontal é calculado em função do ângulo de atrito da camada compressível e a inclinação do talude fictício do aterro que causa a sobrecarga, como pode-se observar na Equação (10).

$$f = \frac{\alpha - \varphi/2}{90^\circ - \varphi/2} \quad (10)$$

Em que:

α = Ângulo do talude fictício;

φ = Ângulo de atrito do solo.

O ângulo do talude fictício é determinado em função de sua altura fictícia, como apresenta a Figura 17. Segundo De Beer e Wallays (1972, *apud* Velloso e Lopes, 2010), o aterro de altura fictícia é composto por um solo genérico com peso

específico igual a 18 kN/m^3 , assim, este deve aplicar sobrecarga igual ao aterro existente. Dessa maneira, a altura fictícia é calculada através da Equação (11).

$$h_1 = h \frac{\gamma}{18} \quad (11)$$

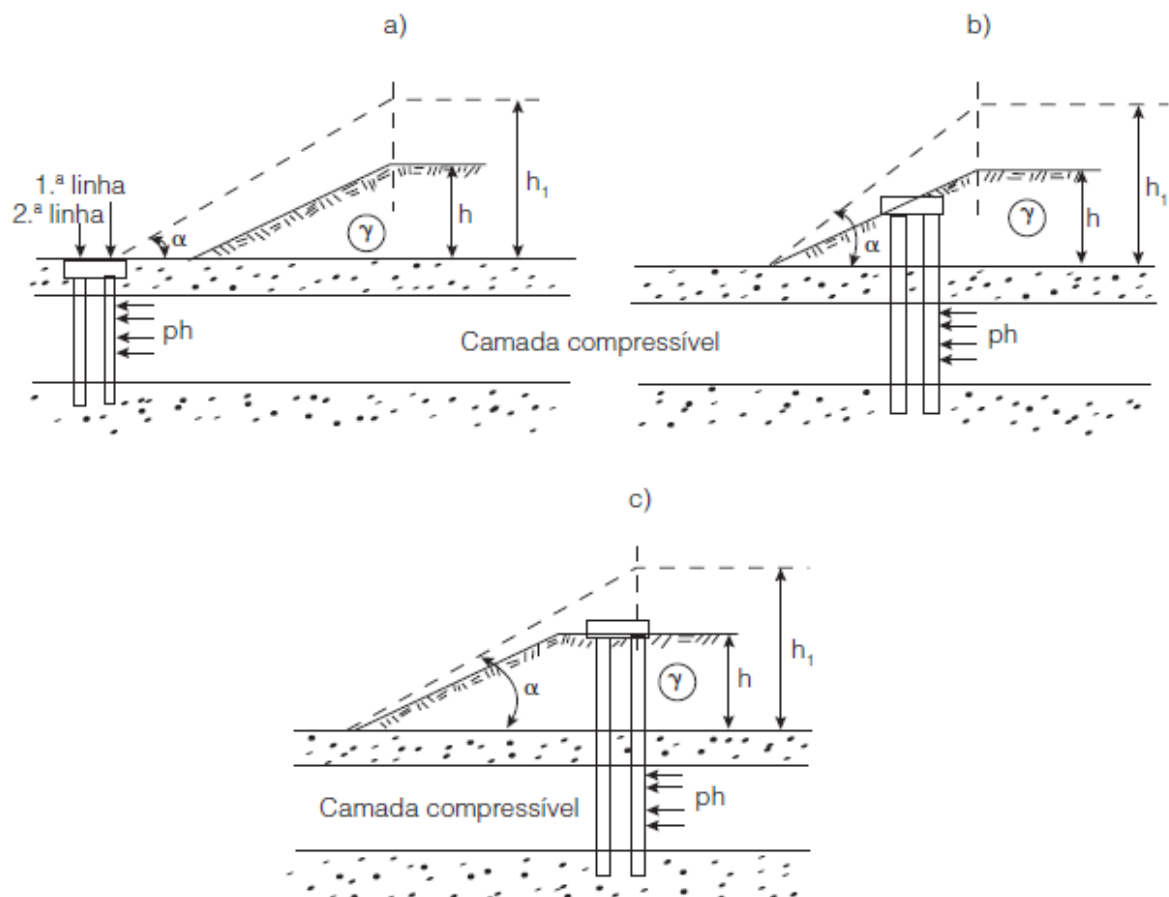
Onde:

h_1 = Altura do aterro fictício;

h = Altura do aterro;

γ = Peso específico do aterro.

Figura 17 – Determinação do ângulo do talude fictício



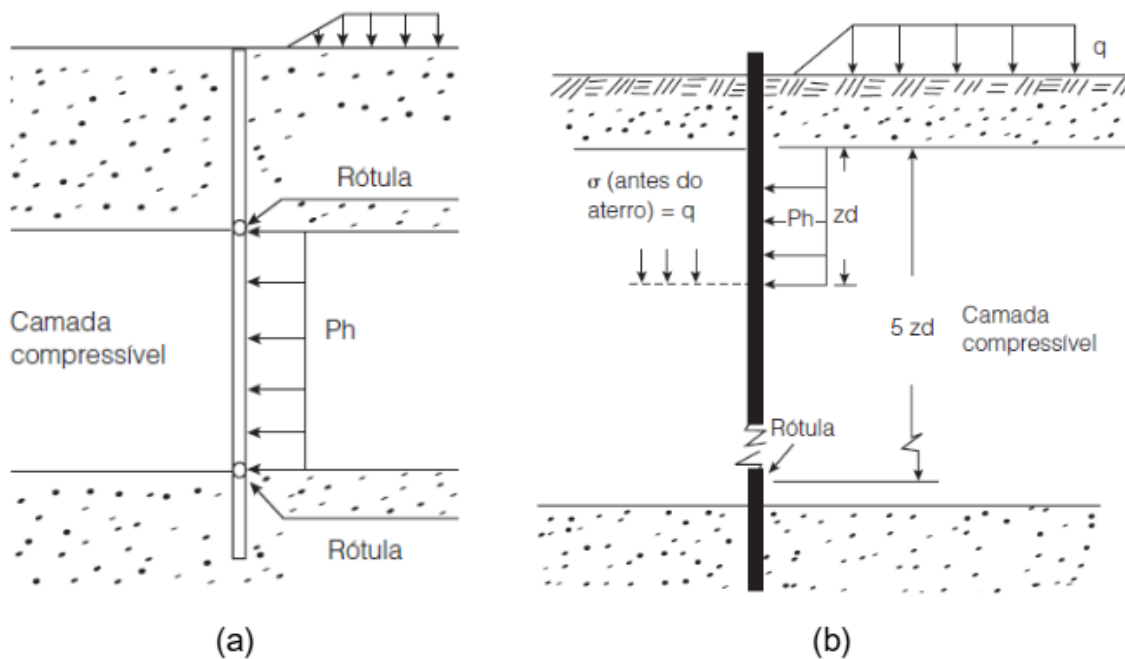
Fonte: Alonso (2019, p. 95).

Estacas que atravessam camadas espessas de solos moles devem ter uma profundidade limite (z_d) de carregamento horizontal, a qual é delimitada no ponto onde

o valor de tensão efetiva do solo, anteriormente à execução do aterro, é igual a sobrecarga imposta. A condição de apoio da estaca é admitida como bi-rotulada nas extremidades da camada compressível de solo mole, desde que esta seja inferior a cinco vezes a profundidade z_d (Alonso, 2019).

Em situações que a estaca, na camada de argila mole, atinge comprimento superior a cinco vezes z_d , a condição de apoio ainda é bi-rotulada, sendo neste cenário uma rótula na extremidade superior da camada e outra na profundidade de cinco vezes z_d . A Figura 18 retrata os casos apresentados (Alonso, 2019).

Figura 18 – Condição de apoio em camadas compressíveis pouco espessas (a) e espessas (b)



Fonte: Adaptado de Alonso (2019, p. 95).

Quanto aos momentos fletores, De Beer e Wallays (1972, *apud* Velloso e Lopes, 2010) alertam que o método não é capaz de fornecer a variação do momento ao longo do fuste da estaca. Assim, o valor calculado é referente ao momento máximo a que a fundação é submetida, e dessa maneira a estaca deve ser armada integralmente, de forma a ser capaz de absorver esse esforço.

2.5.4. Método de Stewart

O método apresentado por Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010) se baseia na comparação entre resultados de ensaios em centrífuga e observações de campo junto a cálculos elaborados de acordo com alguns critérios. A partir disso, constatou-se que valores de sobrecarga superiores a três vezes a resistência não drenada (S_u) do solo influenciam no comportamento da estaca quanto aos momentos fletores e deslocamentos.

A determinação do momento máximo e deslocamento se dá através dos ábacos apresentados na Figura 19. Para isso, Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010) determina através das Equações (12) e (13) fatores adimensionais, já a Equação (14) determina a rigidez relativa solo-estaca. Todos os valores são necessários para a interpretação dos ábacos.

$$M_q = \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^2} \quad (12)$$

$$y_q = \frac{\Delta y \cdot E_p \cdot I_p}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^4} \quad (13)$$

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot h_s^4} \quad (14)$$

Onde:

M_q = Fator adimensional para o momento máximo;

y_q = Fator adimensional para o deslocamento do bloco de estacas;

K_R = Rigidez relativa solo-estaca;

$\Delta M_{m\acute{a}x}$ = Acréscimo de momento fletor;

Δq = Carregamento vertical gerado pelo aterro;

L_{eq} = Comprimento equivalente da estaca;

Δy = Variação de deslocamento da estaca;

h_s = Espessura da camada de solo mole.

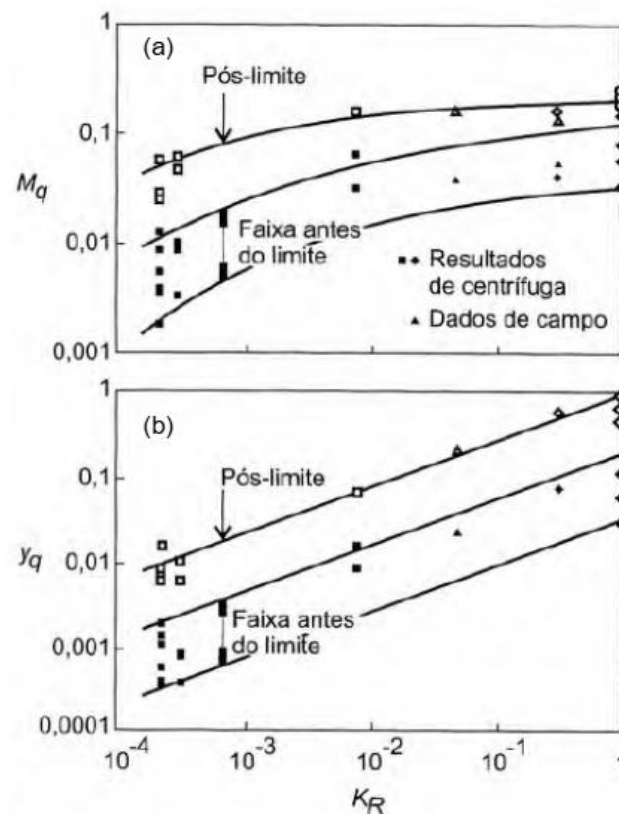
Os comprimentos equivalentes das estacas variam em função de sua condição de contorno, a Tabela 2 apresenta os valores para cada caso.

Tabela 2 – Variação de L_{eq} em função das condições de contorno da estaca

Condição de contorno	L_{eq}
Estaca engastada no bloco, com deslocamento horizontal permitido	L
Estaca rotulada em bloco indeslocável	0,6L
Estaca com topo livre	1,3L

Fonte: Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010, p.489).

Figura 19 – Ábacos para estimativa de momento fletor (a) e deslocamento (b) na estaca



Fonte: Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010, p.489).

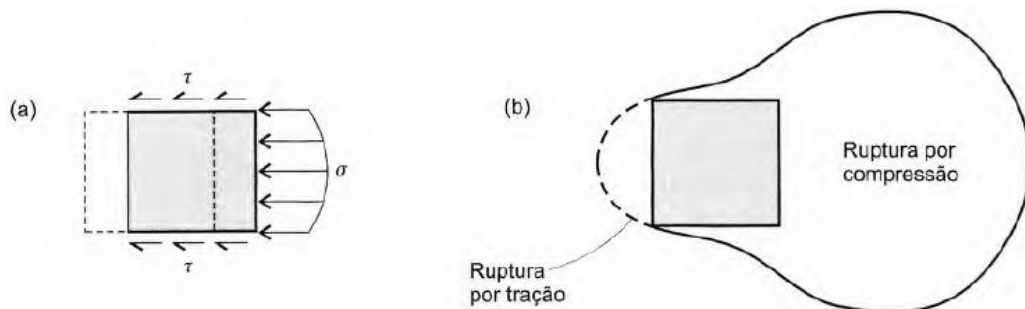
As curvas apresentadas nos ábacos são válidas para estacas executadas antes ou durante a construção do aterro. Em casos em que a fundação for cravada após a execução do aterro, o módulo de elasticidade das estacas deve ser corrigido em função dos deslocamentos laterais do solo. Segundo Stewart *et al.* (1994, *apud*

Velloso e Lopes, 2010), as deformações laterais, na fase não drenada, podem atingir cerca de 40% do valor do recalque total, já o módulo de elasticidade da estaca pode ser considerado igual a quatro vezes o valor original após esta fase.

2.6. REAÇÃO HORIZONTAL

Ao se carregar transversalmente uma estaca, esta tende a sofrer deslocamentos laterais e, como consequência, haverá uma reação do solo frente este comportamento (Marcelino, 2022). A partir desta reação, nos trechos onde ocorre deslocamento da estaca contra o solo há o surgimento de tensões de compressão, enquanto em locais onde há o afastamento da estaca, ocorrem esforços de tração (Danziger e Lopes, 2021). A Figura 20 ilustra a reação do solo.

Figura 20 – Reação do solo contra deslocamento horizontal: (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p.335).

Os solos, usualmente, não apresentam valores significativos de resistência frente à esforços de tração e, dessa maneira, nos trechos onde ocorrem o solo tende a permanecer na condição geostática, podendo estas se tornarem tensões de empuxo ativo (Danziger e Lopes, 2021). Assim, os deslocamentos horizontais do solo são resistidos através das tensões cisalhantes e normais atuantes nas laterais e na face da estaca, respectivamente (Silva *et al.*, 2020 *apud* Velloso e Lopes, 2002).

Dessa maneira, presume-se que a resultante dessas reações atue na face frontal da estaca, sendo proporcional à sua largura. A reação do solo, portanto, é definida como uma tensão normal hipotética, atuando na face projetada da estaca, perpendicularmente ao deslocamento da estrutura (Silva *et al.*, 2020 *apud* Velloso e Lopes, 2002).

2.6.1. Hipótese de Winkler

A hipótese de Winkler, aplicada em estacas carregadas lateralmente, corresponde a uma extensão das análises realizadas por Winkler para vigas de fundação. Este método considera o solo como uma série de molas independentes entre si (Velloso e Lopes, 2010). Assim, a avaliação da reação do solo é feita utilizando o coeficiente de reação horizontal do solo, determinado através da Equação (15).

$$k_h = \frac{\rho}{y} \quad (15)$$

Onde:

k_h = Coeficiente de reação horizontal do solo;

ρ = Tensão normal horizontal atuando na frente da estaca;

y = Deslocamento lateral do solo.

A tensão normal horizontal atuando na frente da estaca varia em função do diâmetro da estaca, assim, o valor do coeficiente de reação horizontal do solo pode variar com a profundidade, sendo calculado através da Equação (16) ou Equação (17).

$$k_h = m_h \cdot z \quad (16)$$

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{B} \quad (17)$$

Onde:

m_h = Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade;

n_h = Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade, incluindo o diâmetro da estaca;

z = Profundidade alcançada pela estaca.

Danziger e Lopes (2021) apresentam valores sugeridos de m_h e n_h para solos compressíveis (Tabela 3). Já Terzaghi (1955, *apud* Velloso e Lopes, 2010) apresentou valores típicos de n_h em areias em função de sua compactidade (Tabela 4). Destaca-se que os valores apresentados são válidos apenas para estacas com largura igual a 30 centímetros.

Tabela 3 – Valores de m_h e n_h para solos moles

Tipo de solo	Faixa de valores n_h (kN/m ³)	Faixa de valores m_h (kN/m ⁴)
Solos orgânicos recentes (vasa, lodo, turfa etc.)	1 a 10	15
Argila orgânica, sedimentos recentes	10 a 60	80
Argila siltosa mole, sedimentos consolidados	30 a 80	150

Fonte: Danziger e Lopes (2021, p.244).

Tabela 4 – Valores típicos de n_h para areias

Compactidade	n_h (MN/m ³)	
	Acima do N. A	Abaixo do N. A
Fofa	2,3	1,5
Medianamente compacta	7,1	4,4
Compacta	17,8	11,1

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p.338).

Segundo Velloso e Lopes (2010), é necessário atentar-se à forma como é apresentado o coeficiente k_h , em razão da existência do módulo de reação horizontal (K_h). Este módulo incorpora a influência da largura da estaca em seu valor, sendo calculado através da Equação (18).

$$K_h = k_h \cdot B \quad (18)$$

Além disso, este coeficiente não deve ser confundido com o coeficiente de rigidez da mola (K_m), obtido através da multiplicação de K_h por um segmento de solo que contém à estaca (Velloso e Lopes, 2010).

Os valores K_h variam em função do tipo de solo analisado, sendo válidos para tensões que atingem metade do valor da tensão de ruptura. Para camadas de argila pré-adensada o valor do coeficiente de reação do solo que incorpora o diâmetro da

estaca pode ser considerado constante com a profundidade, sendo este determinado a partir de sua resistência a compressão simples (RCS), como apresenta a Tabela 5 (Terzaghi, 1955 *apud* Faro, 2014).

Tabela 5 – Valores de K_h para argilas pré-adensadas

Consistência	RCS (kPa)	Faixa de valores K_h (MPa)	Valor provável (MPa)
Média	20 a 40	0,7 a 4,0	0,8
Rija	100 a 200	3,0 a 6,5	5,0
Muito Rija	200 a 400	6,5 a 13,0	10,0
Dura	>400	>13,0	20,0

Fonte: Terzaghi (1955, *apud* Faro, 2014, p.55).

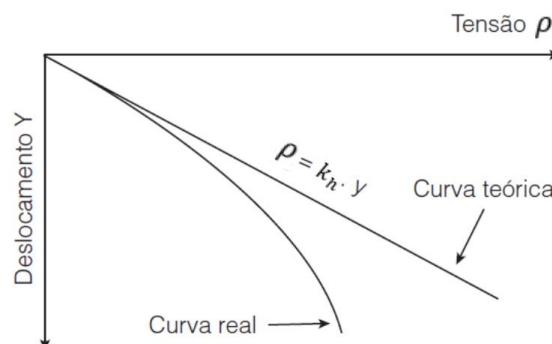
Para argilas normalmente adensadas, o valor de K_h , para a condição não drenada, pode ser determinado através da Equação (19). Para análises a curto prazo, na condição drenada, utiliza-se a Equação (20).

$$K_h = 67.S_u \quad (19)$$

$$200 \leq \frac{K_h}{S_u} \leq 400 \quad (20)$$

Segundo Alonso (2019), o coeficiente de reação horizontal apresenta divergências quanto a situação que se observa em campo, uma vez que ocorrem variações nos valores de k_h em função da largura da estaca. Assim, a Figura 21 apresenta a comparação entre a curva teórica e a curva real esperadas das tensões aplicadas na estaca.

Figura 21 – Distribuição de tensão real em uma estaca



Fonte: Adaptado de Alonso (2019, p.57).

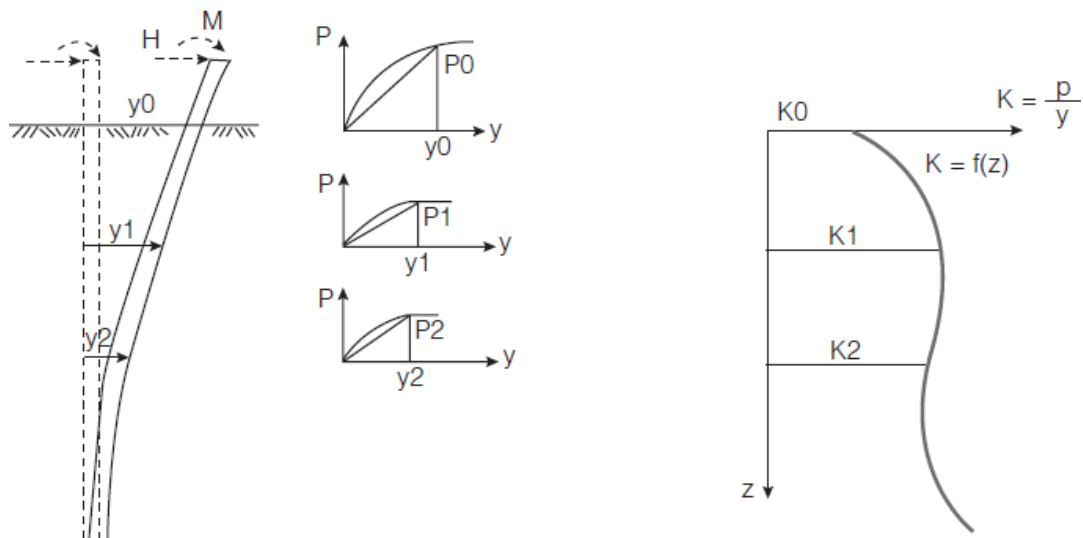
Em função desta variação, segundo Alonso (2019), é recomendado que seja adotado o módulo de reação horizontal ao invés do coeficiente de reação horizontal. A utilização desta grandeza permite eliminar a influência da dimensão da estaca, uma vez que esta já é considerada nos cálculos, como apresenta a Equação (21). Além disso, o módulo de reação permite o estudo das curvas p-y, que possibilitam considerar comportamento da tensão-deformação não linear durante as análises, como apresenta a Figura 22.

$$K_h = \frac{p}{y} \quad (21)$$

Onde:

p = Reação aplicada pelo solo à estaca.

Figura 22 – Conceito de módulo de reação



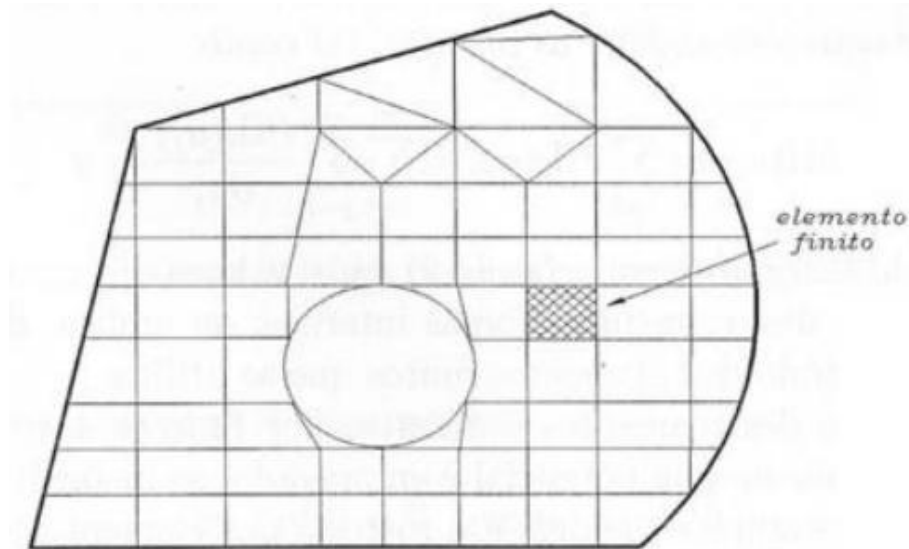
Fonte: Alonso (2019, p.58).

2.7. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos consiste em uma análise numérica onde o objeto de estudo é dividido em elementos finitos por meio de uma malha, interligados através de nós em suas extremidades. Assim, cada elemento é analisado de maneira

isolada e, posteriormente, é realizada a compatibilização de todos os elementos (Ferro, 1992). A Figura 23 apresenta um exemplo de uma malha de elementos finitos.

Figura 23 – Rede de elementos finitos



Fonte: Assan (2003, p. 57).

Os nós representam os pontos de interseção da malha e delimitam o domínio de integração de cada elemento. Assim, o MEF não busca determinar uma única função que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, mas sim funções aproximadas e admissíveis para cada elemento finito, que em conjunto representam o comportamento global da estrutura (Assan, 2003).

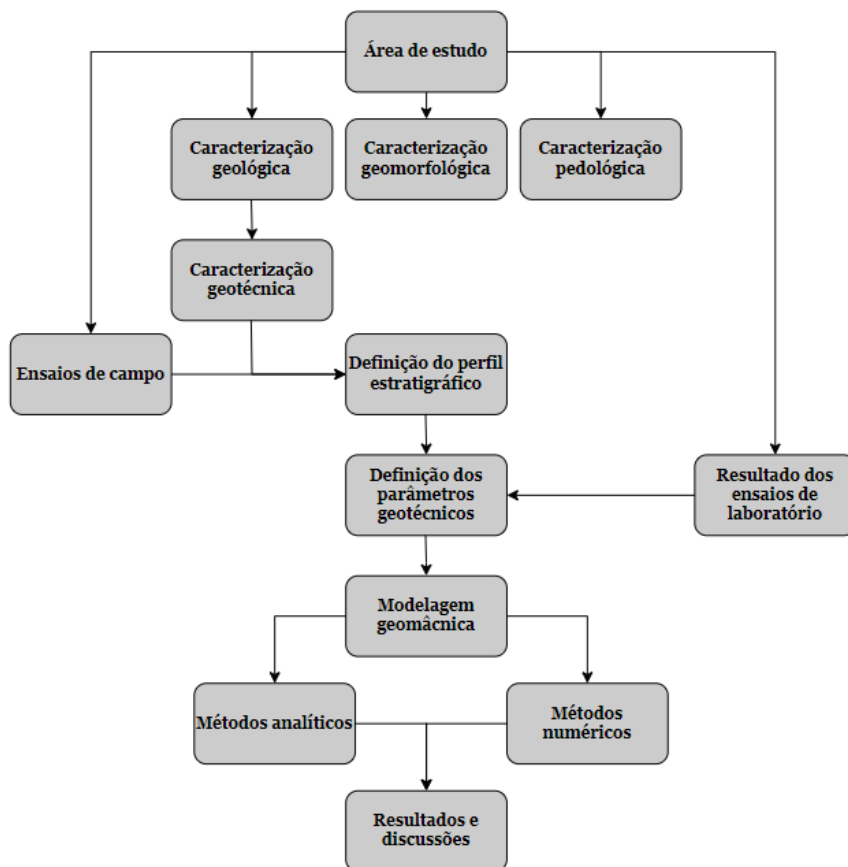
A formulação do método fundamenta-se no princípio da mínima energia potencial total, no método dos resíduos ponderados ou no princípio dos deslocamentos virtuais. Nesse contexto, aplicam-se os conceitos de discretização do contínuo e de matrizes de interpolação, as quais permitem determinar os deslocamentos em pontos internos de cada elemento a partir dos deslocamentos nodais (Vaz, 2011).

Assim, o MEF pode ser utilizado como alternativa frente as soluções analíticas, tornando-se adequado para resolução de problemas que apresentam geometria ou condições de contorno complexas (Monteiro *et al.* 2016). Para Ratton (1985), análises em estacas carregadas lateralmente devem ser realizadas através de métodos numéricos para que se obtenha resultados de maior precisão e, dessa maneira, representar com fidelidade o comportamento dos elementos analisados.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo tem como objetivo descrever as características geotécnicas da região de estudo deste trabalho, bem como apresentar a metodologia adotada para obtenção dos resultados. A Figura 24 apresenta um fluxograma com a sequência adotada para este trabalho.

Figura 24 – Fluxograma das etapas efetuadas



Fonte: Autor (2025)

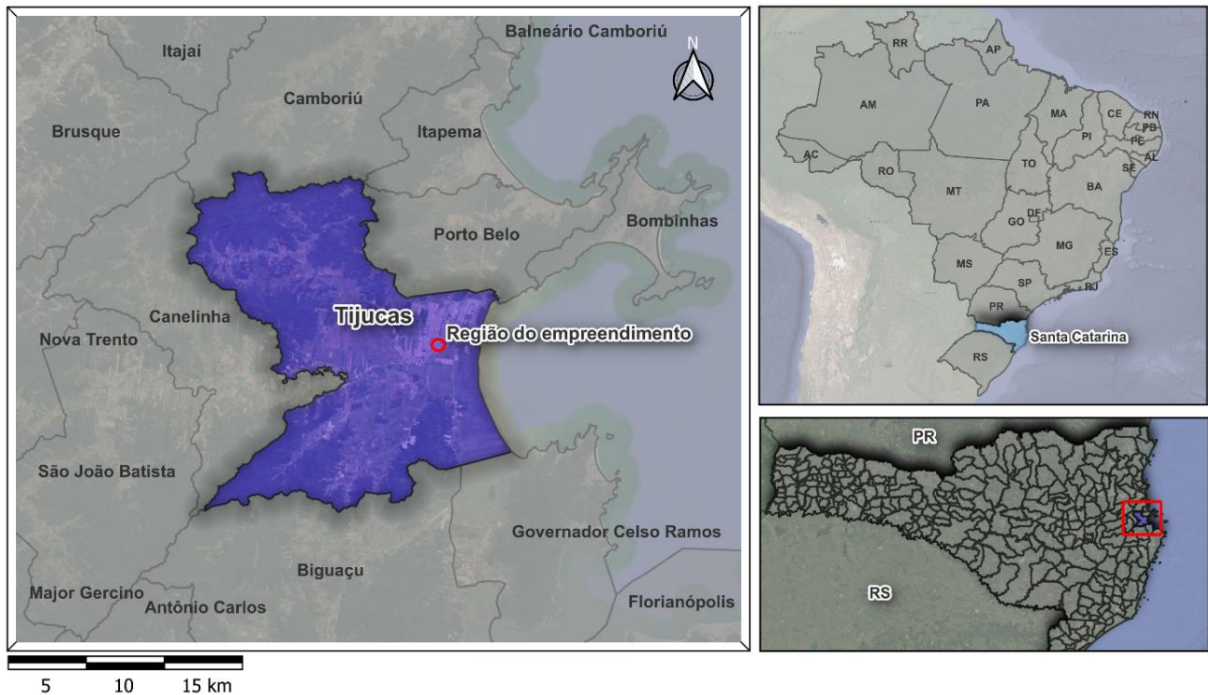
3.1. CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO

3.1.1. Localização

O presente trabalho tem como foco de estudo um terreno onde será implantado um empreendimento comercial, localizado na região central do município

de Tijucas, no estado de Santa Catarina. A Figura 25 apresenta um mapa de localização da região de análise.

Figura 25 - Mapa de localização



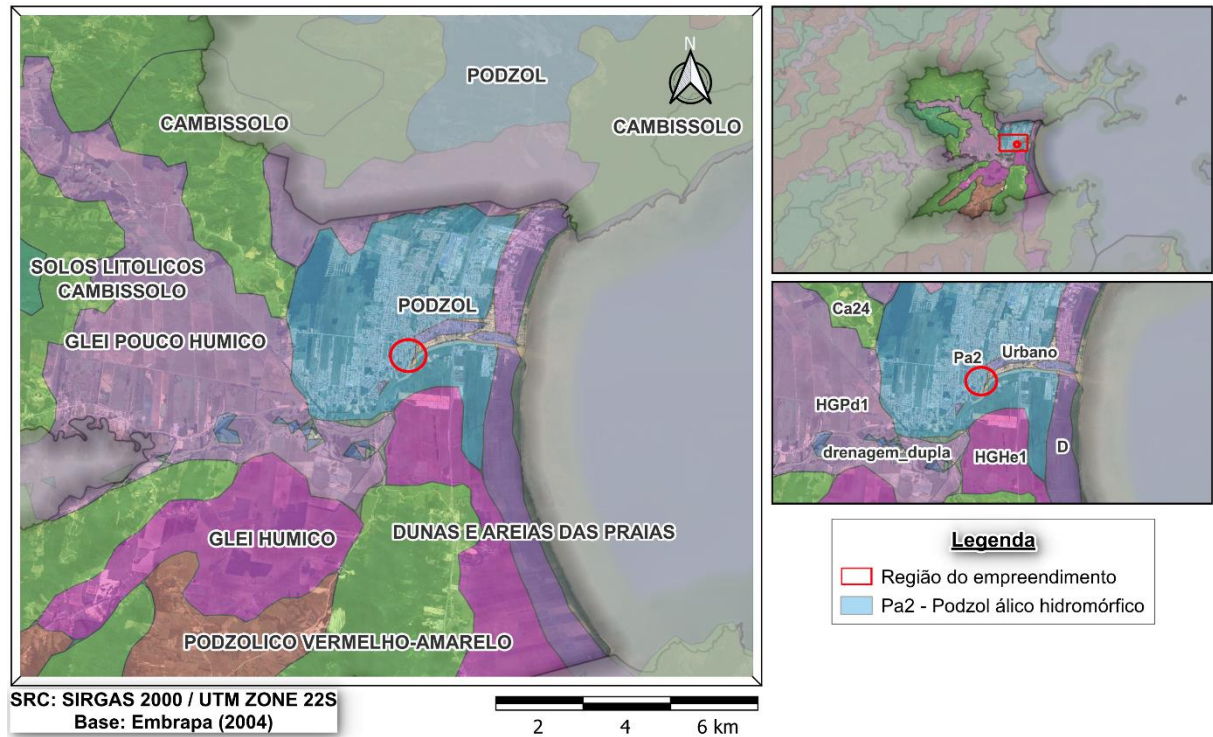
Fonte: Autor (2025)

A região de análise, quanto ao seu contexto urbano, é caracterizada por edificações residenciais de pequeno porte e comércio local. Estas edificações observadas em torno do terreno apresentam fundações profundas, e serão analisadas e caracterizadas posteriormente. Ademais, destaca-se que o endereço do local não é apresentado por questões de confidencialidade.

3.1.2. Caracterização pedológica

No caso da região em estudo, sua pedologia classifica-se como podzol do tipo Pa2, caracterizada como uma associação podzol álico hidromórfico A, moderada e proeminente, com textura arenosa derivada de areias quartzosas marinhas hidromórficas. Ambas ocorrem em fase de campo tropical de restinga, sobre relevo plano (Embrapa, 2004). A Figura 26 ilustra esse contexto pedológico na região.

Figura 26 – Mapa pedológico



Fonte: Autor (2025)

Os podzóis são solos altamente estratificados, formados por processos de podzolização em ambientes ácidos e úmidos, com perfil bem definido e baixa fertilidade.

Sua ocorrência em áreas arenosas e vegetação ácida os torna característicos de ambientes de restinga, matas ácidas e coníferas (Embrapa, 2004).

3.1.3. Caracterização geomorfológica

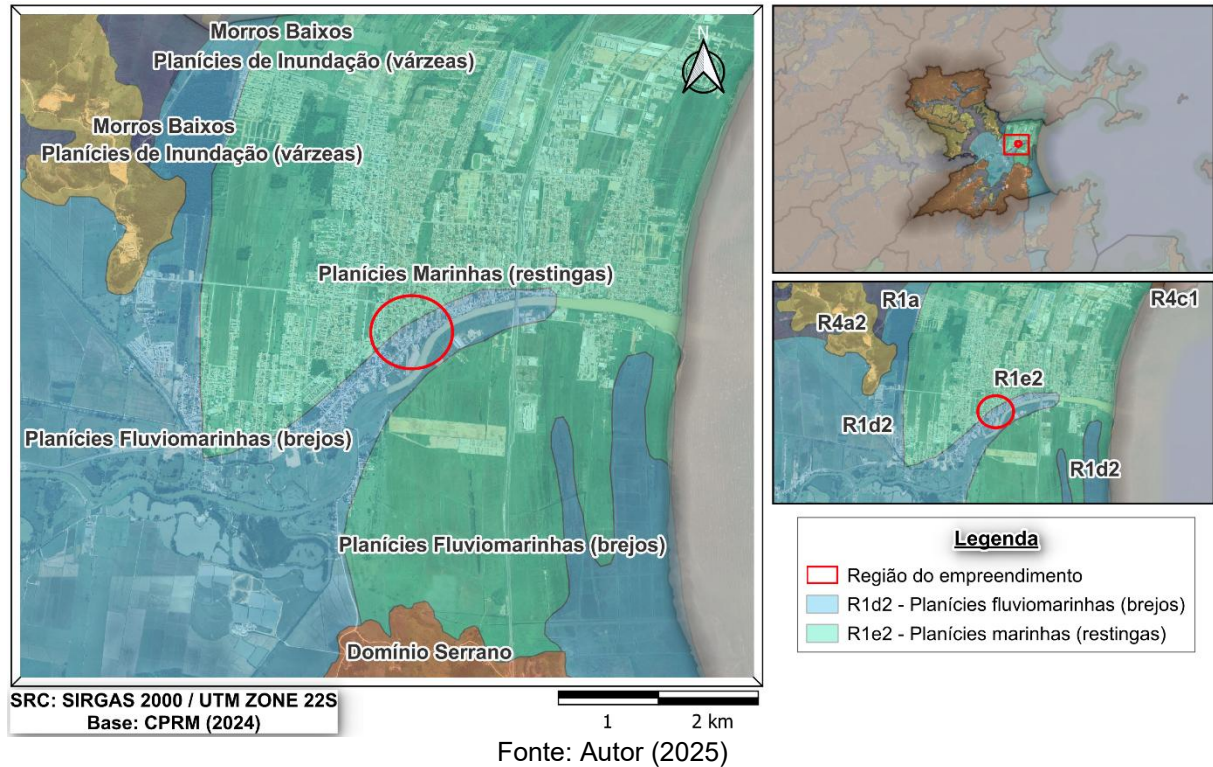
No que tange à classificação geomorfológica, a área de estudo engloba duas classificações distintas.

Grande parte do terreno se encontra em planícies fluviomarinhas (brejos), constituídas por depósitos argilosos e argilo-arenosos ricos em matéria orgânica. Apresentam superfícies planas, assim, são considerados terrenos muito mal drenados e potencialmente inundáveis (CPRM, 2024).

Além disso, uma pequena parte do terreno encontra-se na classificação de planícies marinhas (restinga), caracterizada por apresentar superfícies sub-horizontais, constituídas de depósitos arenosos, microrrelevo ondulado, geradas por

processos de sedimentação marinha (CPRM, 2024). A Figura 27 apresenta o mapa geomorfológico da região de estudo.

Figura 27 – Mapa geomorfológico



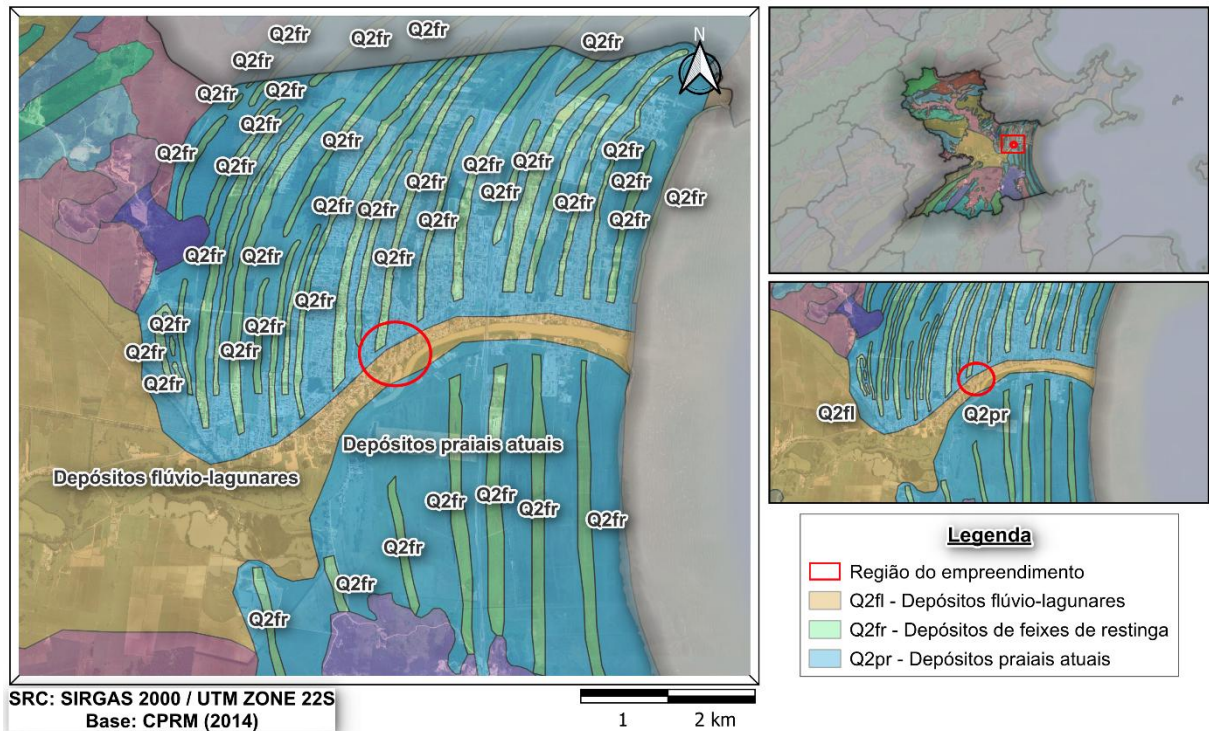
3.1.4. Caracterização geológica

A região em que o empreendimento está localizado, do ponto de vista geológico, enquadra-se em dois contextos distintos. Grande parte de seu território encontra-se em meio aos depósitos flúvios-lagunares, composto por camadas de areia e lamas lagunares, com restos orgânicos vegetais, interdigitados com cascalhos e areias grossas finas da sedimentação fluvial.

Além disso, uma pequena parte do empreendimento se encontra meio a depósitos praias atuais, compostos por areias quartzosas finas a médias, bem selecionadas, de cores claras (CPRM, 2014).

A Figura 28 apresenta o contexto geológico em que se insere o empreendimento.

Figura 28 – Mapa geológico



Fonte: Autor (2025)

3.1.5. Caracterização geotécnica

A caracterização geotécnica/estratigráfica foi feita com base em nove sondagens do tipo SPT e nove sondagens do tipo CPTu, as quais apresentam resultados condizentes com os apresentados no mapa geológico (Figura 28), apontando para a presença de solos argilosos a arenosos, saturados.

As sondagens CPTu foram interpretadas através da metodologia proposta por Robertson (1990, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012). Esta metodologia utiliza ábacos que diferenciam os materiais quanto seu comportamento em nove zonas a partir de parâmetros obtidos nas sondagens CPTu. A Figura 29 e a Tabela 6 apresentam os ábacos e as classificações de cada zona, respectivamente.

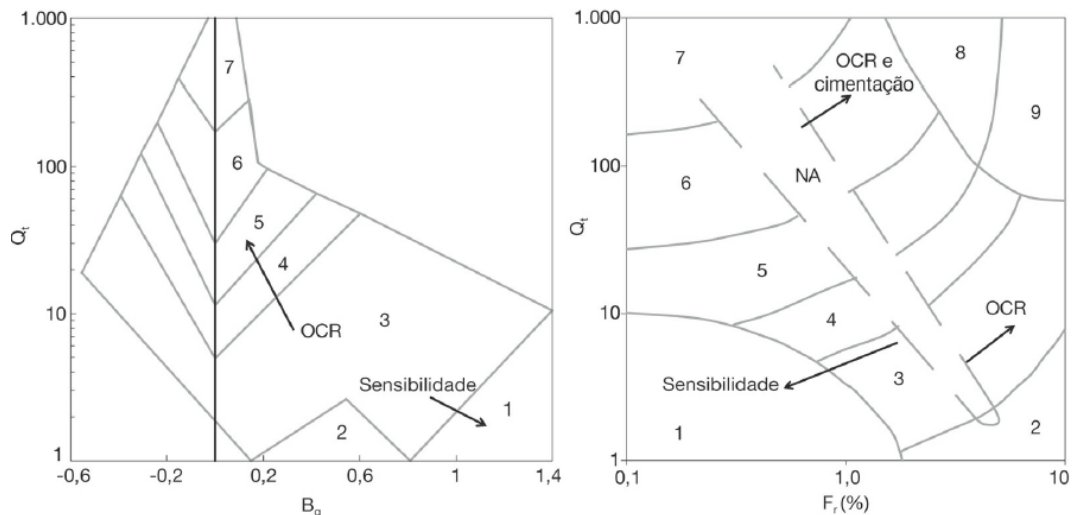
Tabela 6 – Classificação de solos por tipo de comportamento

Zona	Tipos de solos
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – Argilas siltosas
4	Argila siltosa – Silte argiloso
5	Siltes arenosos – Areias siltosas
6	Areias limpas – Areias siltosas

Zona	Tipos de solos
7	Areias com pedregulhos – Areias
8	Areias – Areias limpas
9	Areias finas rígidas

Fonte: Robertson (1990, *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012, p.87).

Figura 29 – Ábaco de identificação do comportamento do solo



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 87).

Os resultados das sondagens CPTu foram plotados nos ábacos apresentados na Figura 29 para se determinar as camadas e, conseqüentemente, o perfil estratigráfico. Assim, o terreno é caracterizado em alguns pontos por uma camada superficial de aterro com espessuras em geral da ordem de 0,70 m a 0,80 m. Ainda na superfície, foram encontradas camadas que apresentam material vegetal, estes possuem espessura máxima de 0,20 cm.

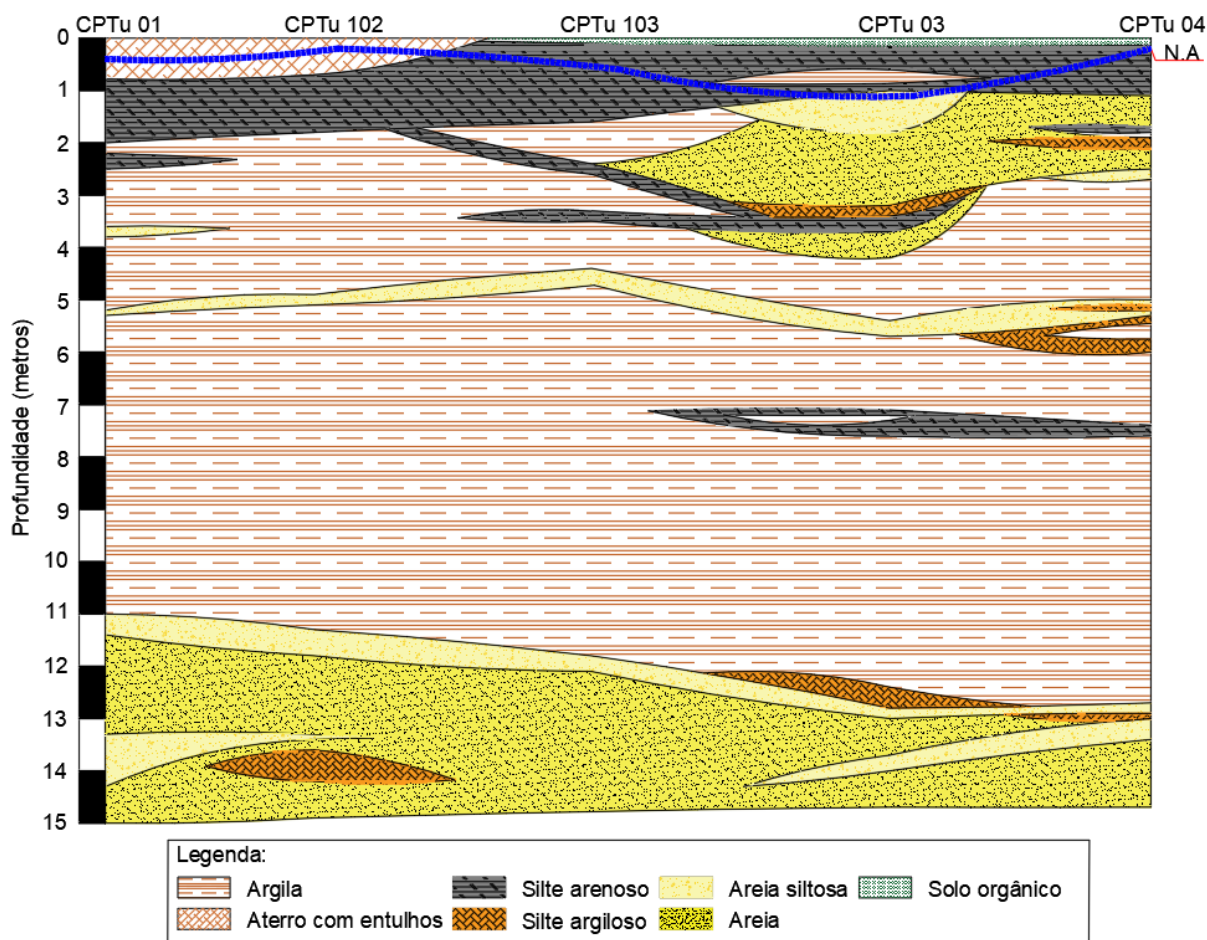
Abaixo destas camadas ocorre uma camada de silte arenoso com presença de bolsões de argila, que pode atingir até 1,60 m de espessura. Esta camada é assente a uma espessa camada de argila com consistência muito mole, e que está sujeita a transmitir pressões horizontais em estacas. A camada de argila apresenta bolsões de areia e areia siltosa e varia entre 2,00 m e 3,20 m de espessura.

Abaixo desta camada ocorre uma lente de areia-siltosa da ordem de 0,35 m. Sob esta areia, constatou-se outra camada de argila mole, com espessura máxima de 7,10 m, e também é responsável por aplicar carregamentos transversais em estacas vizinhas. Em alguns pontos desta camada há lentes de material silto arenoso.

Por fim, esta camada é assente sobre uma lente de areia siltosa, a qual está sobre uma camada de areia com espessuras que variam entre 2,50 m e 3,60 m. Foram notados, em algumas sondagens, bolsões de material silte argiloso e silte arenoso

O nível d'água varia de 0,20 m a 1,10 m de profundidade, mas para este trabalho considera-se sempre capaz de ascender até a superfície. A Figura 30 apresenta o perfil estratigráfico do terreno gerado a partir das sondagens CPTu.

Figura 30 – Perfil estratigráfico do terreno



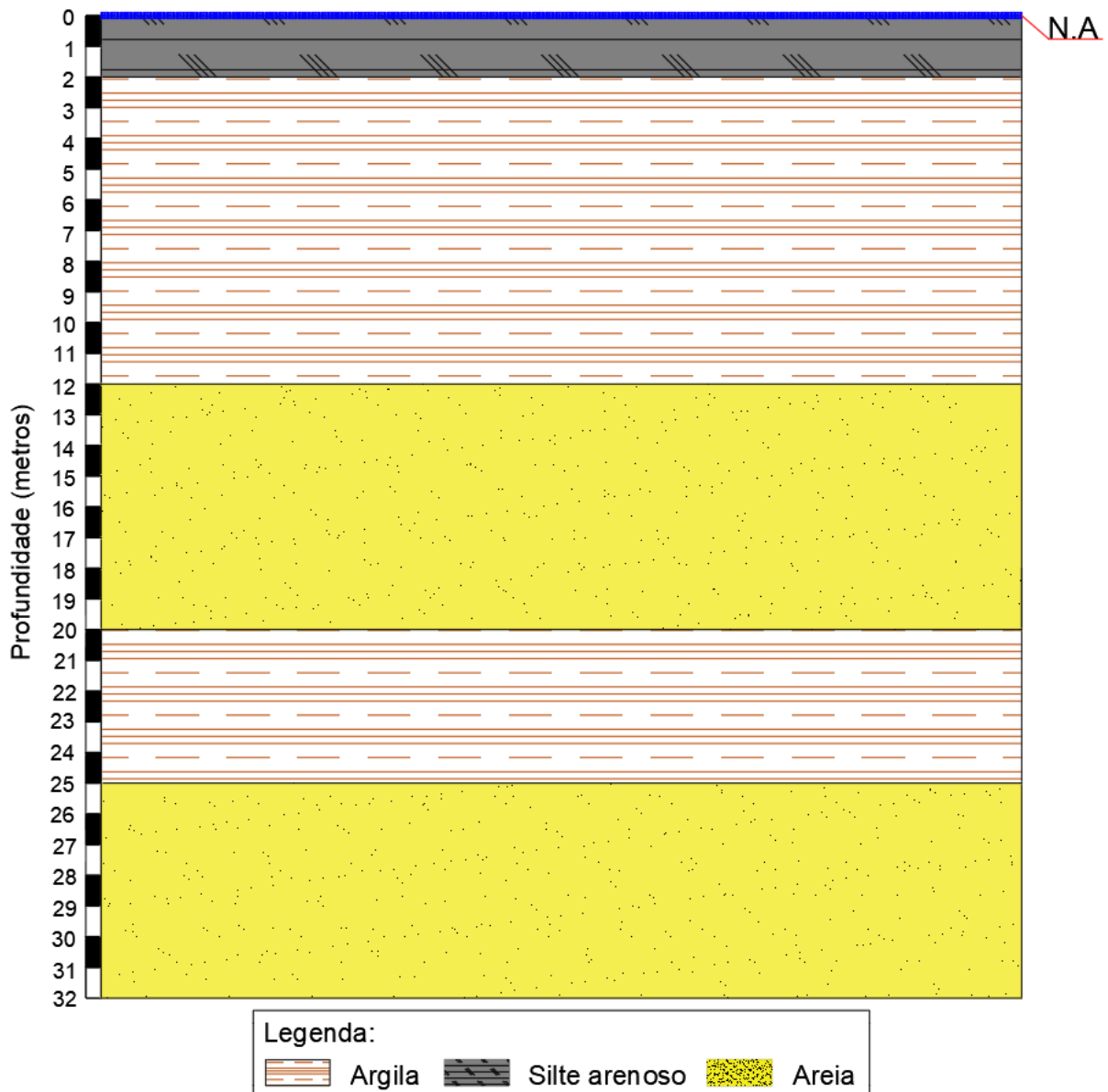
Fonte: Adaptado de Santos (2025)

As sondagens CPTu atingiram profundidades máximas na ordem de 15 metros. No entanto, verificou-se, por meio das sondagens SPT, a presença de uma camada argilosa espessa situada abaixo da profundidade na qual os ensaios de piezocone foram interrompidos.

Esta camada de argila mole detectada nas sondagens SPT tem espessuras que variam de 4 a 5 metros, apoiada sobre uma camada de areia compacta, que

alcançam profundidades da ordem de 32 metros. Assim, a partir dos resultados de ambas as sondagens, a Figura 31 apresenta o perfil considerado para as análises.

Figura 31 – Perfil estratigráfico de análise



Fonte: Autor (2025)

3.1.6. Parâmetros geotécnicos

A definição de alguns parâmetros geotécnicos se deu através de ensaios de laboratório realizados e interpretados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) do Centro Tecnológico de Joinville (CTJ) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Foram realizados três ensaios de caracterização completa e adensamento a partir da coleta de 03 amostras Shelby's realizadas no mesmo furo em profundidades distintas (3 m, 6 m, 8,50 m), sendo duas amostras coletadas para cada profundidade. Na Tabela 7 resumem-se os parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de laboratório.

Tabela 7 – Parâmetros de comportamento medidos em ensaios de laboratórios

Amostra	02	04	06
Profundidade aproximada (m)	3,00	6,00	8,50
Fração grosseira (pedregulho a areia fina)	1,83%	1,32%	45,33%
Fração de silte	56,33%	57,14%	36,52%
Fração de argila	41,83%	41,54%	18,15%
Limite de Liquidez – LL	66,60	61,0	29,0
Limite de Plasticidade – LP	35,00	26,00	17,00
Índice de Plasticidade – IP	32,00	35,00	12,00
Consistência	Mole	Muito mole	Muito mole
Umidade natural – w_{nat} (%)	65,40	95,98	61,62
Densidade real dos grãos – G	2,641	2,676	2,632
Peso específico aparente natural – γ_{nat} (kN/m ³)	15,53	14,80	16,34
Peso específico aparente seco – γ_d (kN/m ³)	9,39	7,55	10,11
Coeficiente de adensamento - c_v (cm ² /s)	$5,00 \times 10^{-4}$	$2,00 \times 10^{-3}$	$7,50 \times 10^{-4}$
Tensão de pré-adensamento (Casagrande) (kPa)	48,00	55,00	78,00
Tensão de pré-adensamento (Pacheco e Silva) - (kPa)	41,00	46,00	70,00

Fonte: LMS (2024, p. 6-18).

Além destes, foram disponibilizados os resultados de três ensaios de palheta (*Vane Test*) realizados no mesmo furo em profundidades distintas (3,20 m, 6,50 m, 8,70 m). Os resultados são sumarizados na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros de comportamento medidos em ensaios de palheta

Vane teste	102		
Profundidade (m)	3,20	6,50	8,70
Resistência não drenada em solo natural – S_u (kPa)	15,44	11,95	12,50

Fonte: Empresa responsável pelo ensaio (2024)

Estes resultados serão utilizados para caracterização das camadas de argila mole. O coeficiente de Poisson (ν) para cada camada foi determinado com base nos valores típicos mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 – Valores de coeficiente de Poisson

Solo	Coeficiente de Poisson - ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 a 0,5
Argila saturada	0,4 a 0,5
Argila não saturada	0,1 a 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 *apud* Sivelli, 2018, p. 35).

Os valores de Módulo de Elasticidade (E_s), ângulo de atrito (ϕ) e peso específico natural (γ_{nat}) foram definidos a partir de correlações provenientes dos resultados das sondagens CPTu. Para isso, são apresentados na Tabela 10 os valores de resistência de ponta (q_c), resistência de ponta tratada (q_t) e razão de atrito (R_f) considerados para cada camada de solo.

Os laudos de sondagem apresentam medições realizadas a cada dois centímetros de profundidade, fornecendo os registros contínuos de q_c , q_t , R_f , poropressão (u_2) e seus respectivos gráficos. Assim, procedeu-se à identificação das transições entre materiais, permitindo delimitar as camadas de silte arenoso, argila e areia superior.

Dessa forma, os valores de resistência de ponta, resistência de ponta tratada e razão de atrito foram definidos para cada camada do perfil estratigráfico por meio da média dos valores registrados dentro dos intervalos correspondentes a cada material identificado. Além disso, para as camadas de argila inferior e areia inferior, admitiu-se que os valores de q_c , q_t e R_f são semelhantes aos das camadas superiores, uma vez que as sondagens CPTu não alcançaram a profundidade em que os mesmos ocorrem.

Tabela 10 – Valores de q_c , q_t e R_f das camadas do perfil

Camada	q_c (MPa)	q_t (MPa)	R_f (%)
Silte arenoso	3,17	3,20	0,70
Argila superior	0,33	0,38	3,41
Areia superior	6,26	6,30	1,01
Argila inferior	0,4	0,4	3,40
Areia inferior	6,50	6,50	1,00

Fonte: Autor (2025)

Assim, o módulo de elasticidade das camadas de solo foi determinado a partir da correlação proposta por Texeira e Godoy (1996, *apud* Sivelli 2018), descrita através da Equação (22).

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad (22)$$

O coeficiente α observado na equação varia em função do tipo de solo, determinado através da Tabela 11.

Tabela 11 – Valores do coeficiente α

Tipo de solo	Coeficiente α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Texeira e Goddoy (1996 *apud* Sivelli, 2018, p. 34).

A determinação dos valores de ângulo de atrito, para solos granulares, foi determinada através da Equação (23), proposta por Meyerholf (1976).

$$\varphi = 29^\circ + 2,5\sqrt{q_c} \quad (23)$$

Para as camadas de solos finos, segundo Robertson e Cabal (2022), não havendo ensaios laboratoriais para determinação do ângulo de atrito, pode-se assumir 26° para argilas e 30° para siltes.

Os valores de peso específico das camadas foram estimados com base na proposta de Robertson e Cabal (2010), que estabelece correlações entre parâmetros adimensionais de resistência e o atrito lateral medido no ensaio de piezocone, permitindo a obtenção de valores aproximados do peso específico dos solos, através da Equação (24). Destaca-se que os valores utilizados de peso específico para as camadas argilosas se deram a partir dos resultados de ensaios de laboratório apresentados na Tabela 7.

$$\frac{\gamma_{nat}}{\gamma_w} = 0,27 \cdot [\log R_f] + 0,36 \cdot \left[\log \frac{q_t}{\rho a} \right] + 1,236 \quad (24)$$

Onde:

γ_w = Peso específico da água (10 kN/m³);

p_a = Pressão atmosférica (101,325 kPa).

Robertson e Cabal (2010) comentam que é necessário fazer uma correção nesta equação para solos que apresentam densidade real dos grãos (G) fora da faixa de 2,5 a 2,7. Os resultados dos ensaios laboratoriais de caracterização não apontaram solos com estas características e, dessa forma, não se aborda este caso no presente trabalho.

Assim, com base nos resultados disponibilizados e correlações abordadas, a Tabela 12 apresenta os parâmetros que serão utilizados para cada camada do perfil estratigráfico apresentado na Figura 31.

Tabela 12 – Parâmetros das camadas de solo

Parâmetros	Camadas				
	Silte arenoso	Argila superior	Areia superior	Argila inferior	Areia inferior
γ_{nat} (kN/m ³)	17,34	15,56	18,83	16	19
φ (°)	28,45	26	35,25	26	35
c' (kPa)	0	0	0	0	0
S_u (kPa)	0	13,30	0	14	0
v	0,3	0,5	0,4	0,5	0,4
E_s (MPa)	15,85	2,31	18,78	2,80	19,50

Fonte: Autor (2025)

3.1.7. Apresentação do caso estudado

Este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de uma estaca submetida a carregamentos horizontais assimétricos, resultantes da execução de um aterro com altura igual a dois metros. No entorno da área do empreendimento localizam-se edificações de até quatro pavimentos, as quais entende-se que possuem fundações profundas em função da geologia local.

Presume-se que estas fundações estejam engastadas em blocos de coroamento, podendo estar assentadas na camada de areia superior ou inferior, sendo analisadas em ambas as situações. Assim, a estaca de análise deste trabalho pertencente a um edifício vizinho à área destinada ao aterro, sendo esta do tipo pré-moldada de concreto protendido, quadrada de 30 cm de largura.

A estaca em análise foi baseada a partir do catálogo da empresa Cassol (2025), em que as estacas são fabricadas em concreto protendido com resistência característica a compressão (f_{ck}) igual a 35 MPa, e armadura protendida CP170RB.

O coeficiente de Poisson adotado para a estaca foi definido com base na NBR 6118 (ABNT, 2023), a qual estabelece o valor de 0,2 para elementos de concreto. Quanto ao módulo de elasticidade do material da estaca (E_p), a NBR 16.258 (ABNT, 2014), define um módulo de deformação secante (E_{sc}) mínimo de 26 GPa. A partir disto, pode se determinar E_p através das Equações (25) e (26), propostas pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

$$\alpha_I = 0,8 + \frac{0,2 \cdot f_{ck}}{80} = 0,8 + \frac{0,2 \cdot 35}{80} = 0,89 \quad (25)$$

$$E_p = \frac{E_{cs}}{\alpha_I} = \frac{26 \times 10^3}{0,89} = 29213,48 \text{ MPa} \quad (26)$$

O momento de inércia (I_p) para estacas com seção transversal quadrada é calculado através da Equação (27).

$$I_p = \frac{B^4}{12} = \frac{0,30^4}{12} = 6,75 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (27)$$

Assim, a Tabela 13 apresenta as características consideradas para a estaca de análise em dois casos distintos.

- Caso A: Estaca de comprimento igual a 18 metros, instalada na camada superior de areia;
- Caso B: Estaca de comprimento igual a 30 metros, instalada na camada inferior de areia;

Tabela 13 – Características e parâmetros da estaca

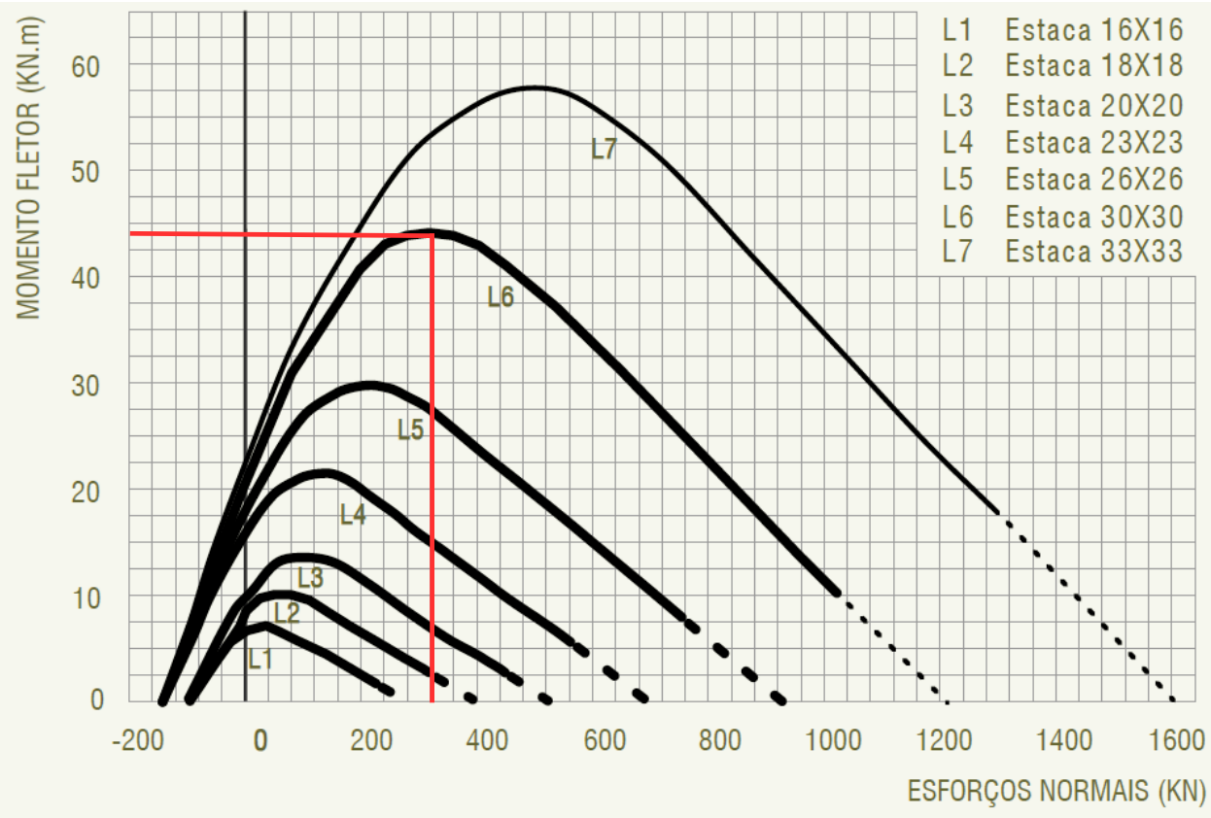
Características / Parâmetros	Caso A	Caso B
Tipo de estaca	Pré-moldada de concreto protendido	Pré-moldada de concreto protendido
Largura da estaca – B (m)	0,3	0,3
Comprimento – L (m)	18	30
Condição de contorno no topo	Engastada – Topo fixo	Engastada – Topo fixo

Características / Parâmetros	Caso A	Caso B
Coeficiente de Poisson - ν	0,2	0,2
Resistência característica do concreto à compressão - f_{ck} (MPa)	35	35
Módulo de elasticidade do material da estaca - E_p (MPa)	29213,48	29213,48
Momento de inércia da seção transversal da estaca- I_p (m^4)	$6,75 \times 10^{-4}$	$6,75 \times 10^{-4}$

Fonte: Autor (2025)

Quanto à definição da máxima força aplicada verticalmente, bem como do momento fletor resistente da estaca, utilizou-se o diagrama de interação entre esforço normal e momento fletor disponível no catálogo da empresa Cassol (2025), apresentado através da Figura 32.

Figura 32 – Diagrama de interação esforço normal vs momento fletor



Fonte: Adaptado de Cassol (2025)

Com base no diagrama de interação momento–força normal, definiu-se para as análises uma carga axial de 320 kN, para a qual o momento resistente correspondente da estaca é de 44 kN.m.

Posto isso, a Tabela 14 apresenta os parâmetros de dimensionamento adotados para determinação da resistência ao cisalhamento da estaca, definidos a partir da NBR 16258 (ABNT, 2014). O diâmetro da cordoalha utilizada foi determinado a partir do catálogo da empresa Arcellor Mittal (2025).

Tabela 14 – Dimensionamento e parâmetro de resistência adotados para a estaca

Coeficiente de ponderação do concreto - γ_c	1,4
Coeficiente de ponderação do aço - γ_s	1,15
Resistência ao escoamento do aço - f_{yk} (MPa)	600
Diâmetro da cordoalha - ϕ_c (mm)	7
Diâmetro do estribo - ϕ_e (mm)	5
Cobrimento (cm)	5
Altura útil da seção - d (cm)	21
Taxa mínima de armadura transversal - A_{sw} (cm ² /m)	1,38
Carga vertical aplicada (kN)	320,00

Fonte: Autor (2025)

A resistência ao cisalhamento da estaca foi determinada conforme o modelo de cálculo I da NBR 6118 (ABNT, 2023). Inicialmente verifica-se a compressão da diagonal do concreto, através das Equações (28), (29) e (30).

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,86 \quad (28)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,4} = 25 \text{ MPa} \quad (29)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,86 \cdot 25 \times 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,21 = 365,72 \text{ kN} \quad (30)$$

Onde:

V_{Rd2} = Força cortante resistente de cálculo, referente as bielas comprimidas;

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto;

b_w = Menor largura da seção.

Assim, o valor da força cortante resistente de cálculo, referente as bielas comprimidas (V_{Rd2}) é igual a 365,72 kN. A NBR 6118 (ABNT, 2023) indica a

necessidade da verificação relativa à ruína por tração diagonal através da Equação (31).

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (31)$$

Onde:

V_{Rd3} = Força cortante resistente de cálculo, referente a tração diagonal;

V_c = Força cortante resistida pelo concreto;

V_{sw} = Força cortante resistida pela armadura transversal.

As parcelas da força cortante resistida pelo concreto (V_c) e pela armadura transversal (V_{sw}) são determinados a partir das Equações (32) e (33), respectivamente.

$$V_c = \frac{0,6 \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot bw \cdot d}{\gamma_c} = \frac{0,6 \cdot 0,21 \cdot 35^{\frac{2}{3}} \cdot (0,30 \cdot 0,21)}{1,4} = 60,67 \text{ kN} \quad (32)$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot 0,90 \cdot d \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{(6,75 \times 10^{-4}) \cdot 0,90 \cdot 0,21 \cdot 600}{1,15} = 66,56 \text{ kN} \quad (33)$$

Assim, o valor da força cortante resistente de cálculo, referente a tração diagonal (V_{Rd3}) é igual a 127,23 kN. Destaca-se que, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), o elemento estrutural é considerado seguro quando o valor solicitante de esforço cortante é inferior aos valores de V_{Rd2} e V_{Rd3} , simultaneamente.

Além disso, conforme as recomendações do *Precast/Prestressed Concrete Institute* (PCI, 2021), considera-se uma deflexão máxima de 25 mm para estacas submetidas a carregamentos laterais, valor que será adotado neste estudo como o deslocamento máximo admissível, de modo a garantir que as estacas operem em condições seguras e dentro do regime de serviço.

Os parâmetros geotécnicos do material empregado na execução do aterro foram definidos com base nos valores apresentados na Tabela 12, tendo sido considerado um solo de melhor qualidade que os observados no perfil de análise.

Quanto à sua geometria, o aterro apresenta taludes de inclinação 1V:2H. A Tabela 15 resume as características e parâmetros definidos para o aterro.

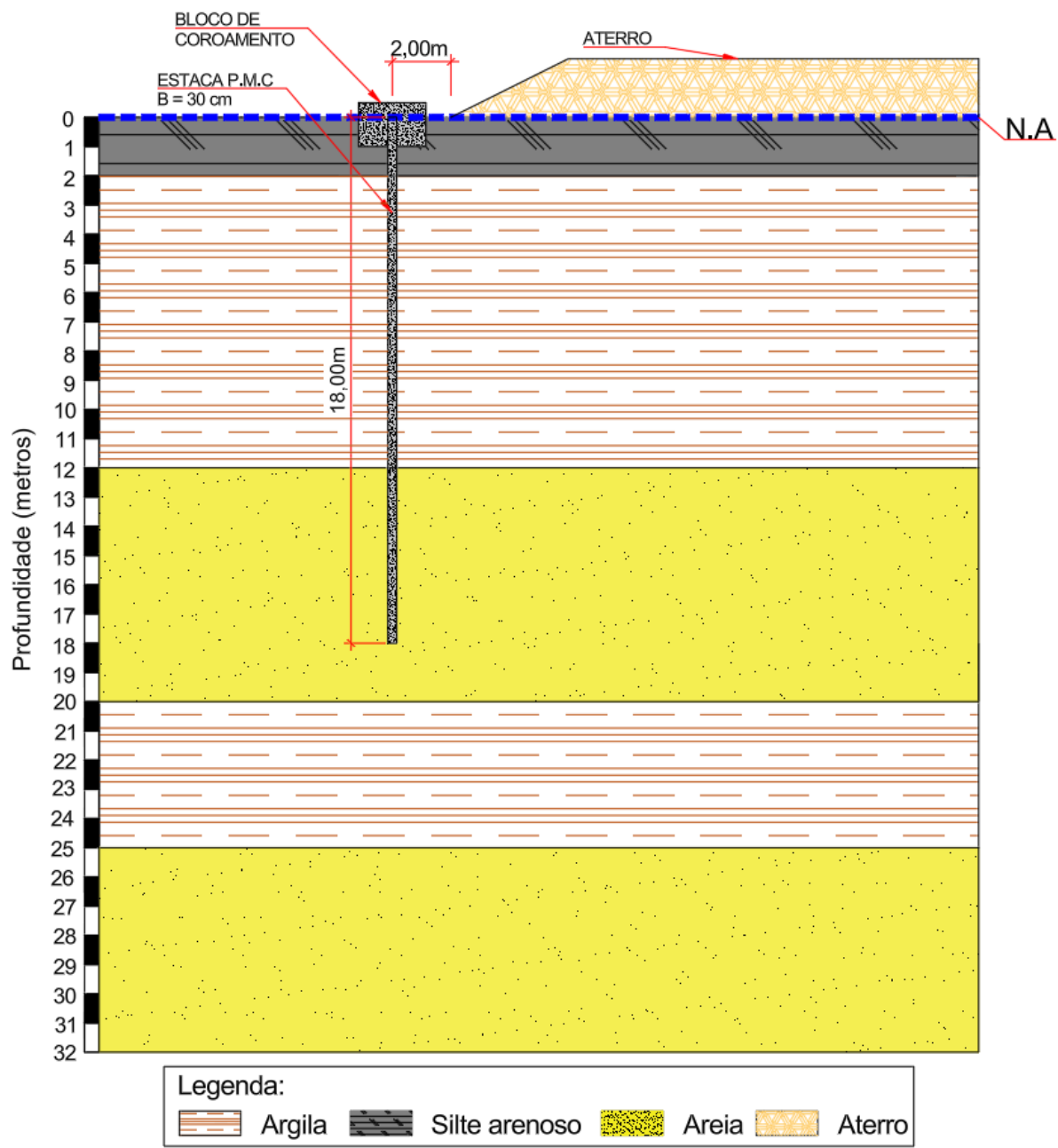
Tabela 15 – Características e parâmetros do aterro utilizadas para as análises

Característica/Parâmetros	Valor
Altura do aterro (m)	2
Inclinação do aterro	1V:2H
Distância do pé do talude até à estaca (m)	2
Peso específico - γ_{nat} (kN/m ³)	20
Ângulo de atrito - φ (°)	35
Coesão - c' (kPa)	0
Coefficiente de Poisson - ν	0,4

Fonte: Autor (2025)

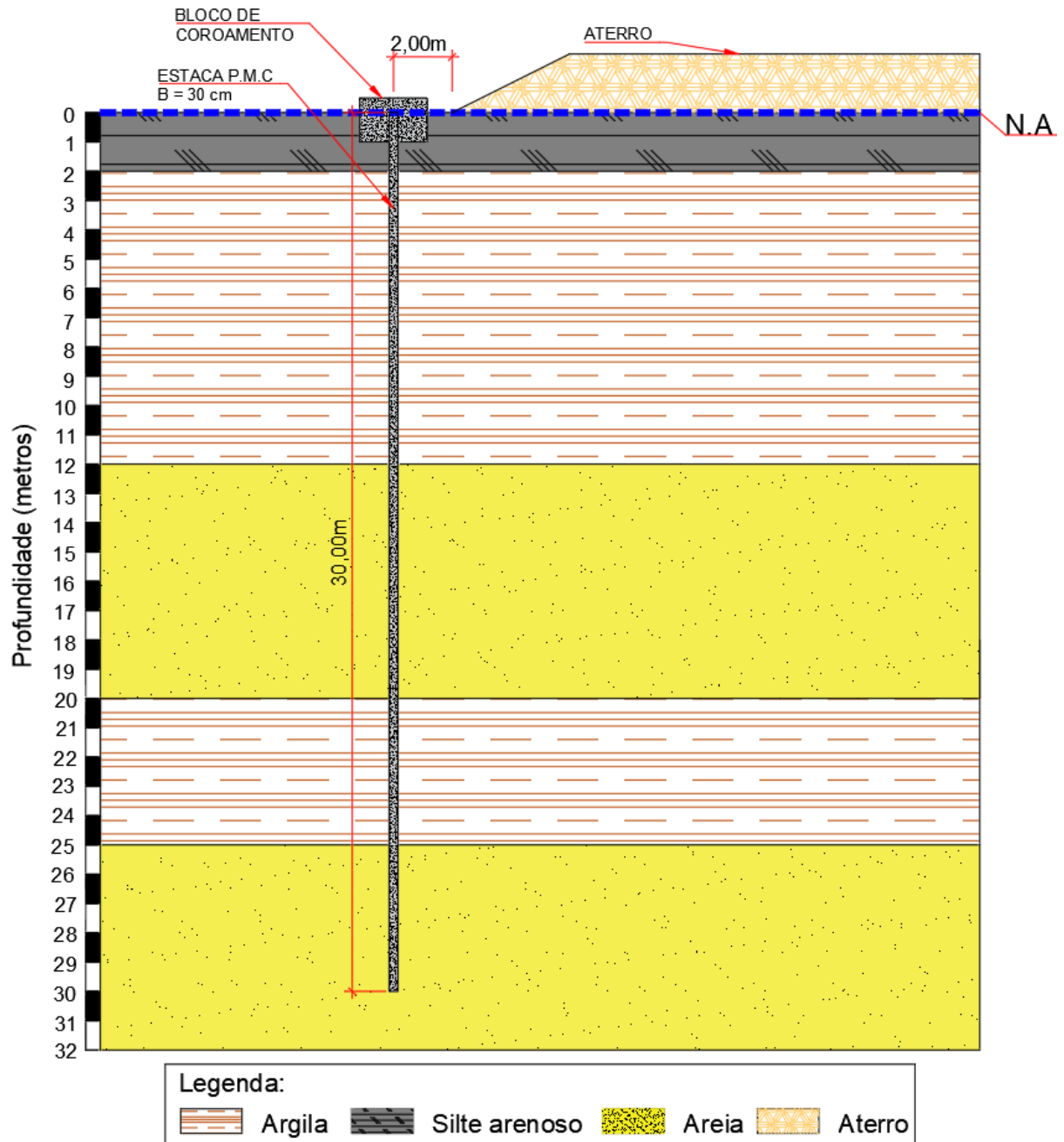
Assim, a Figura 33 e Figura 34 apresentam as seções típicas que serão consideradas para as análises.

Figura 33 – Seção de análise para o Caso A



Fonte: Autor (2025)

Figura 34 – Seção de análise para o Caso B



Fonte: Autor (2025)

3.2. MODELAGEM GEOMECÂNICA

A partir das seções típicas de análise apresentadas, torna-se possível modelar o problema de estacas submetidas a carregamentos horizontais assimétricos. Para isso, são utilizados métodos analíticos e numéricos.

3.2.1. Métodos analíticos

Para a análise do comportamento de uma estaca submetida ao efeito Tschebotarioff, foram empregados métodos analíticos como forma de estimar as pressões horizontais geradas, deslocamentos e momentos fletores na estaca. Estes métodos são utilizados como base para análises numéricas posteriores. Assim, neste trabalho foram empregados os seguintes métodos analíticos:

- Método de Tschebotarioff;
- Método de Wenz;
- Método de De Beer e Wallays;
- Método de Stewart.

A solução dos métodos apresentados se fez através de planilhas elaboradas no Excel. Além disso, de maneira complementar aos métodos que não definem momentos fletores e deslocamentos, utilizou-se o software Ftool para o cálculo destes.

A construção dos modelos no Ftool incorporou o conceito de reação do solo, através da determinação do coeficiente de rigidez da mola (K_m) para as camadas. Para isso, foram calculados os coeficientes de reação horizontal do solo (k_h) e o coeficiente de reação do solo que incorpora a largura da estaca (K_h).

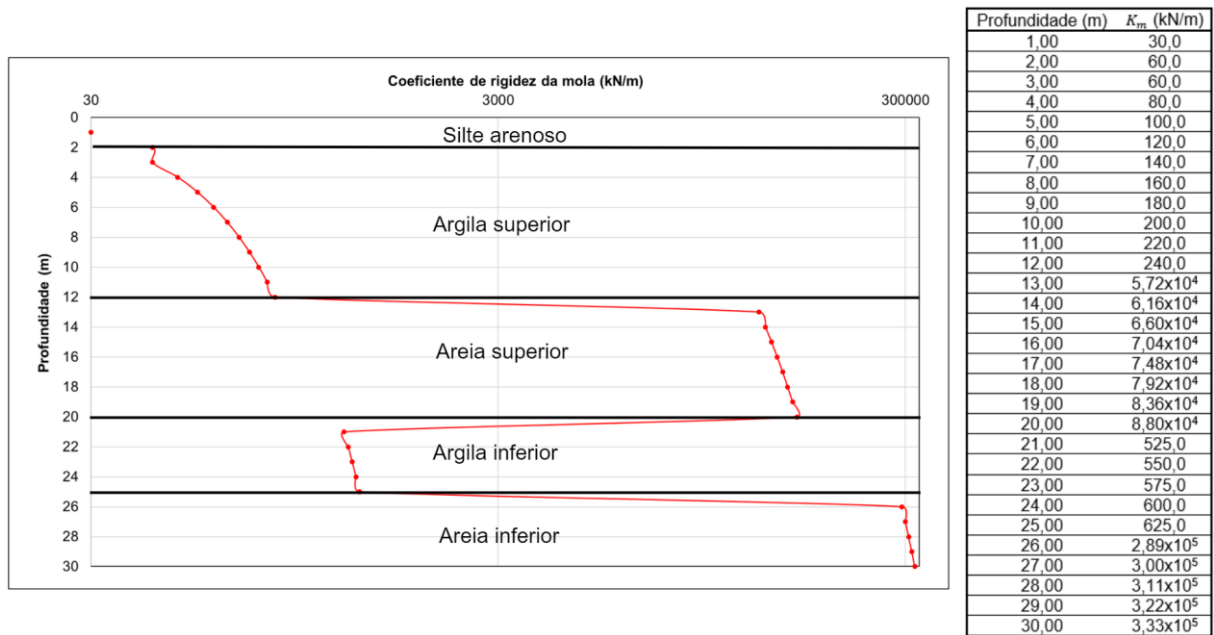
O cálculo destes coeficientes se deu através das Equações (17) e (18), com o auxílio das Tabela 3 e Tabela 4 para determinação da taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade (n_h), para cada camada do perfil de análise. A Tabela 16 apresenta os valores de n_h considerados para as camadas.

Tabela 16 – n_h considerado para cada camada

Camada	n_h (kN/m ³)
Silte arenoso	30
Argila superior	20
Areia superior	4400
Argila inferior	25
Areia inferior	11100

Fonte: Autor (2025)

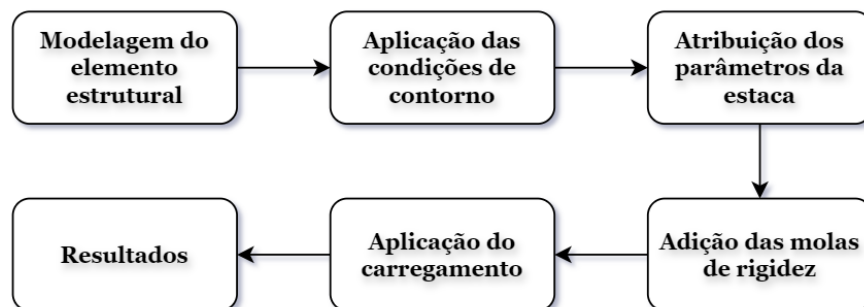
Assim, a Figura 35 apresenta a distribuição e os valores de K_m calculados ao longo da profundidade do perfil de análise.

Figura 35 – Valores calculados de K_m 

Fonte: Autor (2025).

Além do conceito de reação horizontal do solo, as análises realizadas no Ftool incorporam as propriedades de rigidez da estaca, tais como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, geometria e dimensões da seção transversal. Dessa forma, os resultados obtidos apresentam maior grau de confiabilidade. A construção do modelo estrutural segue as etapas apresentadas na Figura 36.

Figura 36 – Processo de modelagem no Ftool



Fonte: Autor (2025)

As condições de contorno adotadas variam em função do método analítico utilizado para a análise, sendo mantida como padrão apenas a condição de engastamento no topo da estaca. Quanto aos carregamentos, aplica-se no topo da estaca a carga axial de 320 kN, enquanto as pressões horizontais são inseridas ao

longo dos trechos em que a estaca atravessa as camadas argilosas, utilizando-se os valores calculados em cada método, respeitando o formato de distribuição proposto por cada abordagem analítica.

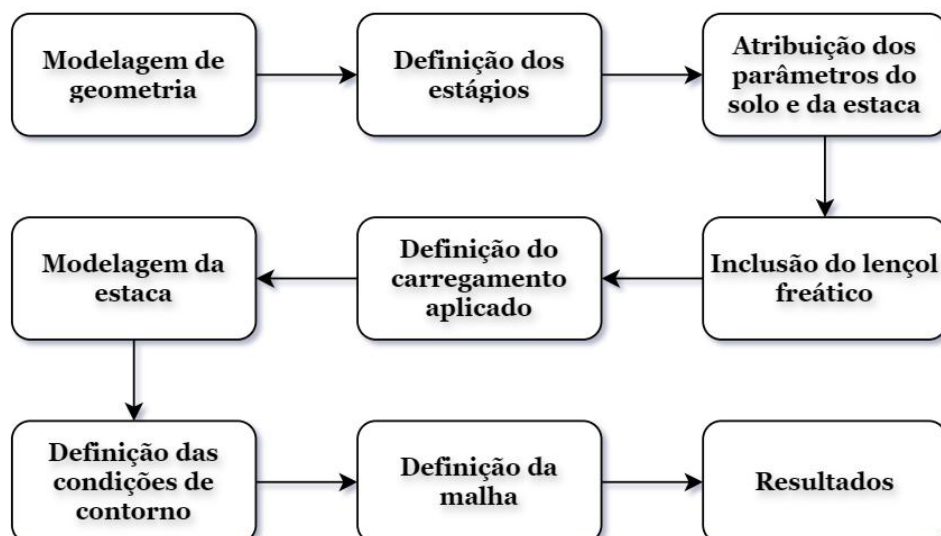
3.2.2. Métodos numéricos

As análises realizadas por meio de métodos numéricos baseiam-se na utilização de softwares que empregam o Método dos Elementos Finitos (MEF), com o objetivo de obter uma representação precisa do comportamento da estaca estudada. Assim, para a simulação de uma estaca submetida a carregamentos horizontais assimétricos, fez-se o uso do software RS2 (*Rock and Soil – 2D finite element analysis*).

Este software é utilizado para análises de taludes, túneis, fundações e outros elementos, através de métodos que reduzem a resistência ao cisalhamento para avaliação precisas de estabilidade. Para fundações, o RS2 é capaz de analisar capacidade de carga, recalque e comportamento de tensões e deformações em estacas.

Além disso, pode-se realizar análises em múltiplas etapas, simulação da instalação de elementos de suporte e ampla capacidade de análise de fluxo e nível d'água subterrâneo. O processo de modelagem do problema estudado no software é realizado em fases, estas são apresentadas na Figura 37.

Figura 37 – Processo de modelagem no RS2

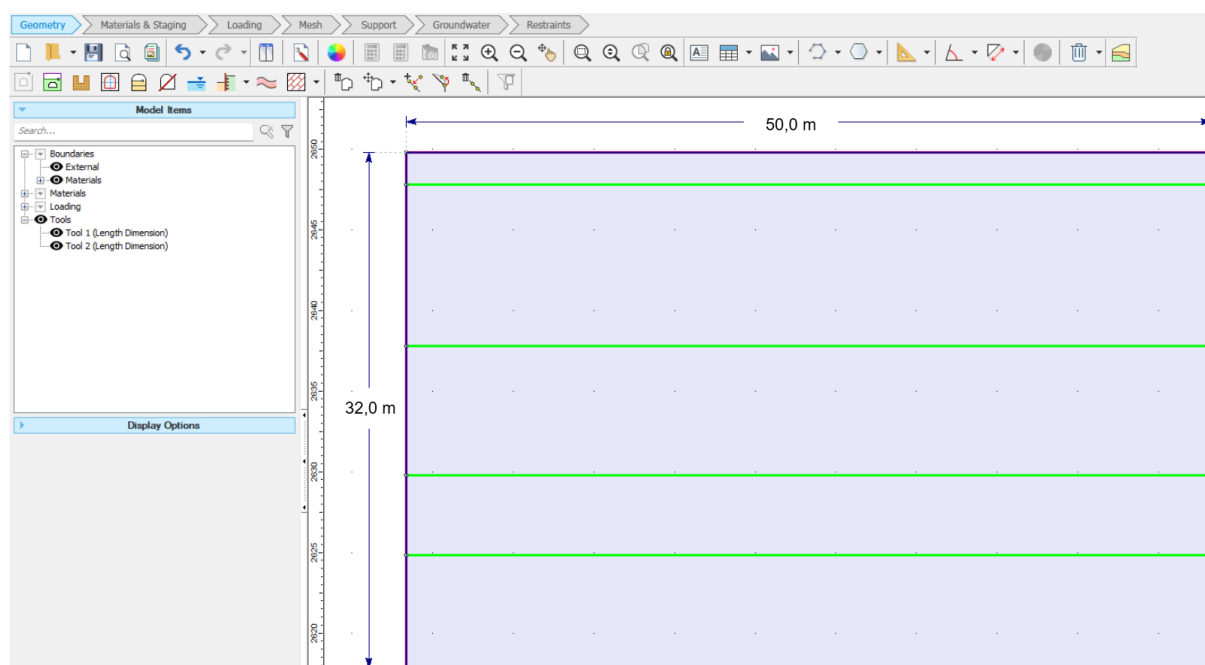


Fonte: Autor (2025)

Neste trabalho fez-se inicialmente a modelagem de um problema mais simples, que considera a existência de uma camada apenas de argila. Este procedimento busca validar o modelo numérico, na medida em que se espera que, para condições de contorno simplificadas seja capaz de produzir resultados similares a alguns dos métodos analíticos já abordados. Uma vez concluída esta etapa, o modelo é adaptado para incluir as estratificações.

A fase de definição da geometria se deu a partir do perfil apresentado na Figura 31. O perfil foi desenhado com auxílio do software Civil 3D, e sua geometria foi importada ao RS2. A Figura 38 apresenta esta etapa finalizada.

Figura 38 – Modelagem da geometria no RS2



Fonte: Autor (2025)

Com a geometria implementada, procedeu-se à definição dos estágios que compõem as análises numéricas. Para este trabalho, foram considerados doze estágios de cálculo, apresentados na Tabela 17, que representam a evolução temporal desde a condição inicial de terreno natural até vinte anos após a execução do aterro e da estaca. A divisão dos estágios busca avaliar o processo de dissipação de excesso das poropressões geradas ao longo do tempo, bem como observar a redistribuição dos esforços e deslocamentos na estaca em diferentes fases do adensamento.

Tabela 17 – Definição dos estágios

Estágio	Descrição	Tempo
1	Terreno natural	Dia 0
2	Instalação da estaca	Dia 1
3	Execução do aterro	Dia 2
4	Aterro instalado	4 meses
5	Aterro instalado	8 meses
6	Aterro instalado	12 meses
7	Aterro instalado	16 meses
8	Aterro instalado	20 meses
9	Aterro instalado	24 meses
10	Aterro instalado	60 meses
11	Aterro instalado	120 meses
12	Aterro instalado	240 meses

Fonte: Autor (2025)

Definidos os estágios, a etapa seguinte consiste na atribuição dos parâmetros previamente determinados aos materiais que compõem as camadas de solo, bem como na inclusão do lençol freático no modelo. O nível d'água é considerado estático para todas as camadas, adotando-se, portanto, uma análise que não incorpora fluxo.

Quanto ao comportamento dos materiais, as camadas de solo arenoso foram modeladas com comportamento elástico, adotando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este método considera que o solo irá romper devido a combinação entre tensões de cisalhamento e normal, e não devido à máxima tensão normal ou de cisalhamento isoladas (Das, 2007).

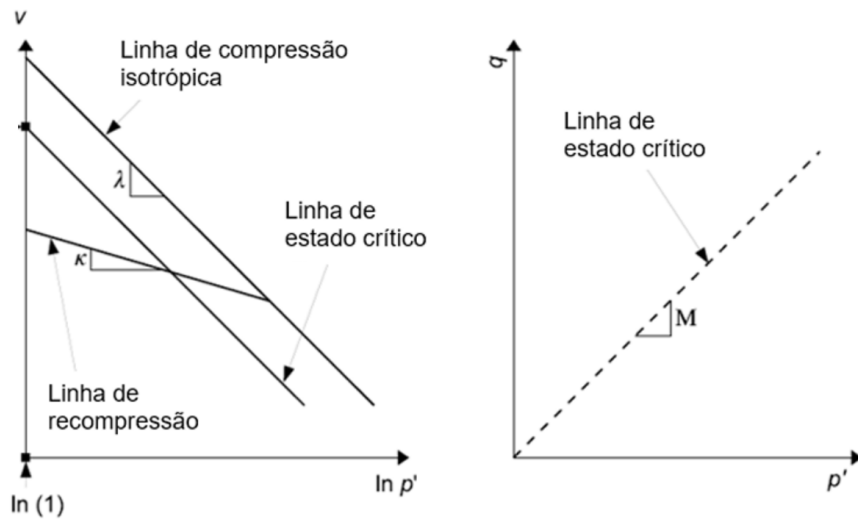
Para as camadas argilosas adotou-se o modelo Cam-Clay modificado, que consiste em um modelo de estado crítico que contempla uma relação elastoplástica de endurecimento. Além disso, considera que, ao atingir o estado de plastificação, as deformações no solo acontecem de forma proporcional aos carregamentos, sendo estas deformações não recuperáveis e maiores que as obtidas no regime elástico (Marcelino, 2022).

Além disso, para a aplicação do modelo Cam-Clay modificado faz-se necessário a adoção dos seguintes parâmetros:

- M – Inclinação da linha de estado crítico no plano (p' versus q);
- κ – Inclinação da linha de recompressão no plano (V versus p');
- λ – Inclinação da linha de compressão no plano (V versus p').

Estes parâmetros são representados através da Figura 39.

Figura 39 – Parâmetros do modelo Cam-Clay modificado



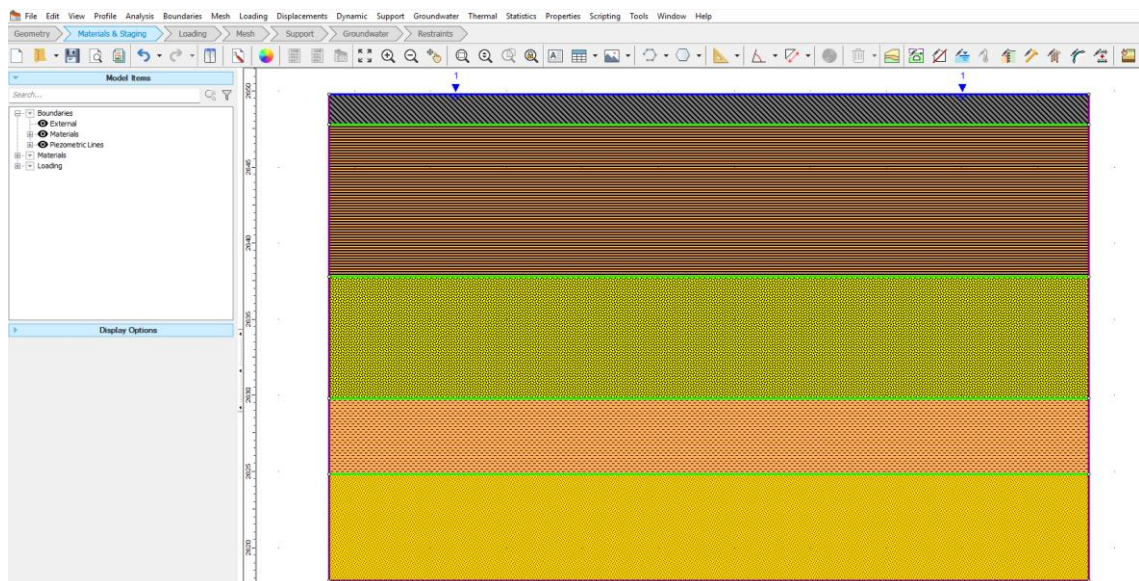
Fonte: Marcelino (2022, p. 53).

O parâmetro M também é dado em função do ângulo de atrito do solo, calculado através da Equação (34).

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (34)$$

Posto isso, a Figura 40 apresenta o perfil de análise após a atribuição dos parâmetros e comportamentos das camadas de solo.

Figura 40 – Atribuição dos parâmetros aos materiais no RS2



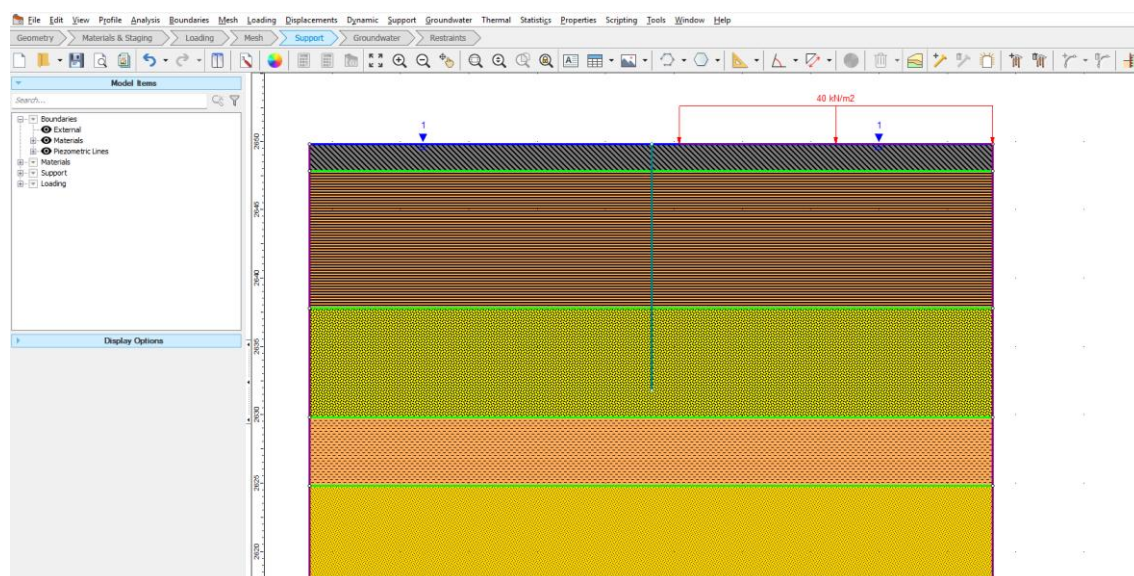
Fonte: Autor (2025)

Após a definição dos parâmetros de comportamento dos materiais que compõem o perfil estratigráfico, procede-se à aplicação da sobrecarga responsável pelos carregamentos horizontais atuantes na estaca.

O aterro a ser executado apresenta dois metros de altura e peso específico igual a 20 kN/m^3 . Assim, a sobrecarga transmitida ao terreno é de 40 kN/m^2 .

Após a aplicação da sobrecarga ao modelo, a próxima etapa consiste em atribuir os parâmetros determinados à estaca e adicioná-la ao modelo. Além disso, atribui-se a condição de engastamento do topo da estaca, carregamento vertical de 320 kN aplicado e característica elástica do material que a compõem. A Figura 41 apresenta a estaca do “Caso A” modelada no RS2.

Figura 41 – Modelagem da estaca no RS2



Fonte: Autor (2025)

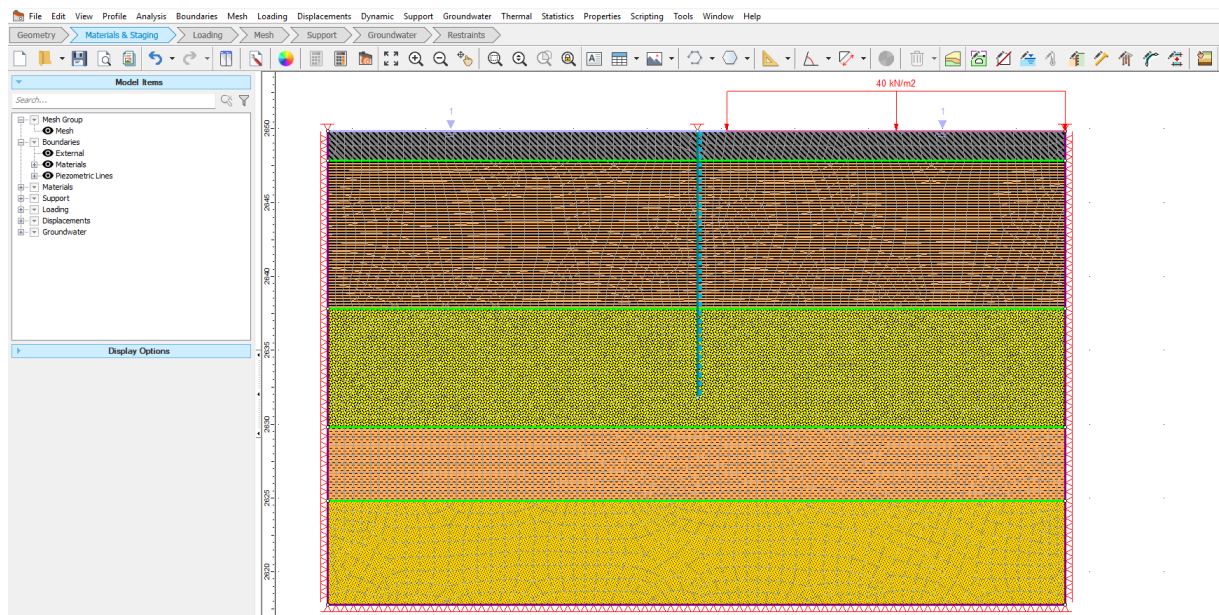
Após a inserção da estaca procede-se à definição da malha e das condições de contorno da fronteira do modelo. O perfil em análise possui $50,0 \text{ m}$ de largura e $32,0 \text{ m}$ de profundidade. As laterais e a base do modelo são restringidos quanto aos deslocamentos nas direções x e y , enquanto a superfície superior permanece livre para deslocamentos.

A definição da malha foi realizada tomando como referência o trabalho de Costa (2021), no qual o modelo numérico foi discretizado em elementos finitos tetraédricos com 4 nós distribuídos de maneira gradual. Neste tipo de malha a densidade de cada região é definida de acordo com a complexidade de sua geometria.

As geometrias mais complexas, com mais ângulos e cortes, têm uma maior densidade de elementos para melhor representar seu comportamento, em função das dimensões da seção analisada.

Assim, a malha utilizada nas análises apresenta mesma distribuição e geometria que a apresentada por Costa (2021). Além disso, a malha é discretizada em 280 nós. A Figura 42 apresenta a seção resultante após a implementação da malha e a aplicação das condições de contorno nas fronteiras do modelo.

Figura 42 – Implementação da malha e condições de contorno das fronteiras no RS2



Fonte: Autor (2025)

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da metodologia proposta. Os casos apresentados na metodologia são analisados nos métodos analíticos e na modelagem numérica.

Ressalta-se que o “Caso A” se refere a situação em que a estaca possui 18 metros de comprimento e atravessa apenas a camada de argila superior. Já o “Caso B”, representa situações em que a estaca possui 30 metros e sofre carregamentos horizontais das duas camadas de argila apresentadas na Figura 31.

4.1. RESULTADOS VIA MÉTODOS ANÁLITICOS

São apresentados neste tópico os resultados das análises realizadas por meio de métodos analíticos de uma estaca submetida a carregamentos horizontais assimétricos, decorrentes da execução de um aterro de dois metros de altura.

Os resultados buscam apresentar valores de pressões horizontais, momentos fletores e deslocamentos desenvolvidos ao longo do fuste da estaca.

4.1.1. Método de Tschebotarioff

De acordo com o método de Tschebotarioff (1962), as pressões são distribuídas por um diagrama triangular, com seu valor máximo no centro da camada mole, sendo a máxima magnitude dada pela Equação (2bis).

$$\rho_h = 2 \cdot B \cdot K_e \cdot \gamma H_a \quad (4)$$

A Tabela 18 apresenta valores de entrada para a realização das análises em ambos os casos (A e B).

Tabela 18 – Parâmetros utilizados para o método de Tschebotarioff

Parâmetro	Valor
Largura da estaca – B (m)	0,3
Coefficiente de empuxo (K_e) para argila superior	0,4

Parâmetro	Valor
Coeficiente de empuxo (K_e) para argila inferior	0,5

Fonte: Autor (2025)

4.1.1.1. Caso A

Para o “Caso A”, são calculadas as pressões horizontais geradas pela camada de argila superior, com espessura (t) igual a 10 metros. O resultado é apresentado a seguir.

$$\rho_h = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,4 \cdot (20 \cdot 2) = 9,6 \text{ kN/m}$$

A estaca encontra-se engastada em um bloco de coroamento e, para este caso, é possível calcular os valores da resultante da pressão horizontal (R), momento fletor atuante no bloco de coroamento (M_b) e momento fletor máximo na estaca ($M_{m\acute{a}x}$) através das Equações (5bis), (3bis) e (4bis) respectivamente. Destaca-se que as distâncias “ a ” e “ l ” presentes nas equações dos momentos foram determinadas conforme apresenta a Figura 14.

$$R = 0,9 \cdot \frac{\rho_h \cdot t}{2} = 0,9 \cdot \frac{9,6 \cdot 10}{2} = 43,2 \text{ kN}$$

$$M_b = -\frac{R \cdot a \cdot (l^2 - a^2)}{2l^2} = -\frac{43,2 \cdot 7 \cdot (12^2 - 7^2)}{2 \cdot 12^2} = -99,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = +\frac{R \cdot a}{2} \cdot \left(2 - \frac{3a}{l} + \frac{a^3}{l^3}\right) = \frac{43,2 \cdot 7}{2} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot 7}{12} + \frac{7^3}{12^3}\right) = 67,81 \text{ kN.m}$$

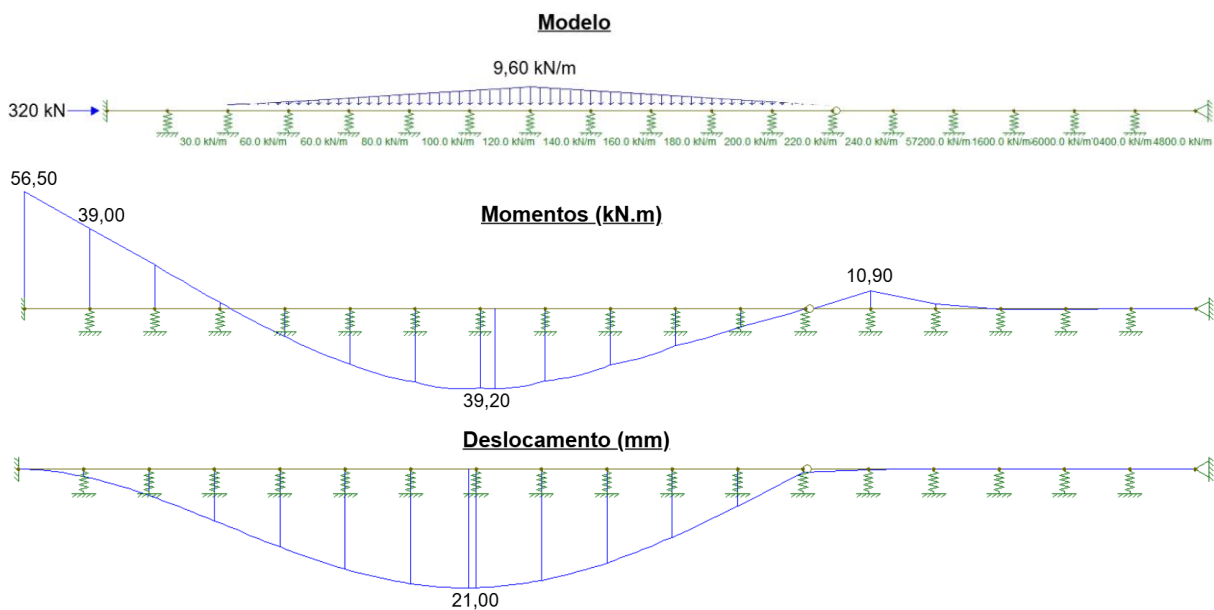
Nota-se que o valor obtido de momento máximo é superior ao limite que a estaca suporta (que é de 44 kN.m) e, portanto, esta viria a romper.

O método de Tschebotarioff não fornece um procedimento para a estimativa dos deslocamentos horizontais da estaca. Assim, realizou-se a modelagem estrutural no software Ftool, de modo a obter os deslocamentos ao longo do fuste a partir da aplicação das cargas horizontais estimadas. Além disso, a construção do modelo no Ftool permite a determinação dos momentos fletores na estaca, possibilitando a

comparação direta entre os valores obtidos numericamente no Ftool e aqueles calculados pelas equações analíticas apresentadas anteriormente.

Quanto às condições de contorno, conforme apresenta o método, a estaca é considerada engastada no topo e rotulada no limite da camada compressível. Além disso, considera-se apoiada na camada de areia. Os coeficientes de rigidez da mola são inseridos nesta fase. Os resultados são apresentados na Figura 43.

Figura 43 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso A método de Tschebotarioff



Fonte: Autor (2025)

Observa-se que os valores de momento fletor obtidos nesta etapa diferem daqueles calculados anteriormente. Verifica-se que os maiores momentos ocorrem no primeiro metro da estaca e na região correspondente ao centro da camada argilosa, contudo, seus valores permanecem inferiores ao limite de 44 kN.m, indicando que não haveria ruptura estrutural do elemento.

Destaca-se que o momento de 56,50 kN.m acontece no bloco de coroamento e, portanto, não é analisado.

Quanto aos deslocamentos, estes apresentaram valores da ordem de 21 mm, inferior ao limite de 25 mm recomendado pela PCI (2021), o que indica que a estaca estaria operando dentro de seu regime de serviço.

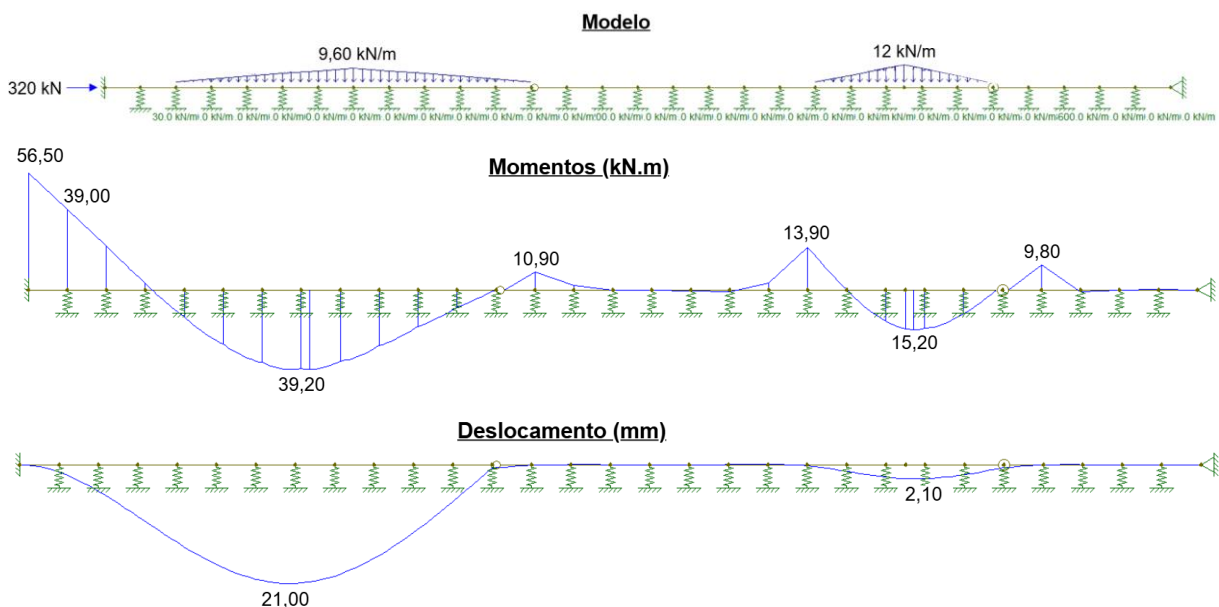
4.1.1.2. Caso B

Para o “Caso B”, as pressões horizontais desenvolvidas na camada de argila superior mantêm-se iguais às observadas anteriormente. Além disso, devem ser calculadas as pressões geradas pela camada de argila inferior. Dessa forma, o cálculo das pressões totais é realizado de maneira análoga ao procedimento adotado no “Caso A”.

$$\rho_h = 2 \cdot B \cdot K_e \cdot \gamma H_a = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot (20 \cdot 2) = 12 \text{ kN/m}$$

O método proposto por Tschebotarioff não prevê o cálculo de momentos para estacas que atravessam duas camadas de argila. Assim, os momentos e deslocamento foram obtidos através do Ftool, mantendo as considerações para as condições de contorno realizadas para o “Caso A”. Os resultados são apresentados na Figura 44.

Figura 44 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso B método de Tschebotarioff



Fonte: Autor (2025)

Nota-se que o cenário se mantém parecido com o observado na situação anterior, os maiores momentos e deslocamentos persistem na camada de argila

superior, porém abaixo do limite estipulado, não oferecendo riscos quanto a estabilidade da estaca.

4.1.2. Método de Wenz

O método de Wenz (1963, *apud* Velloso e Lopes, 2010) propõe, para estacas isoladas, o cálculo da pressão limite que se desenvolverá quando ocorrer a ruptura do solo de fundação do aterro através da Equação (6bis). A Tabela 19 apresenta os parâmetros utilizados para este método.

Tabela 19 – Parâmetros utilizados para o método de Wenz

Parâmetro	Valor
Largura da estaca – B (m)	0,3
S_u (kPa) – Argila superior	13,30
S_u (kPa) – Argila inferior	14,00

Fonte: Autor (2025)

Os cálculos de momentos fletores e deslocamentos na estaca foram realizados através do Ftool.

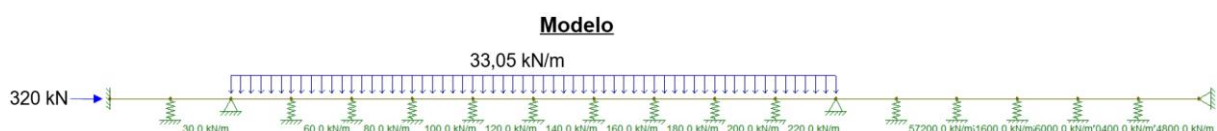
4.1.2.1. Caso A

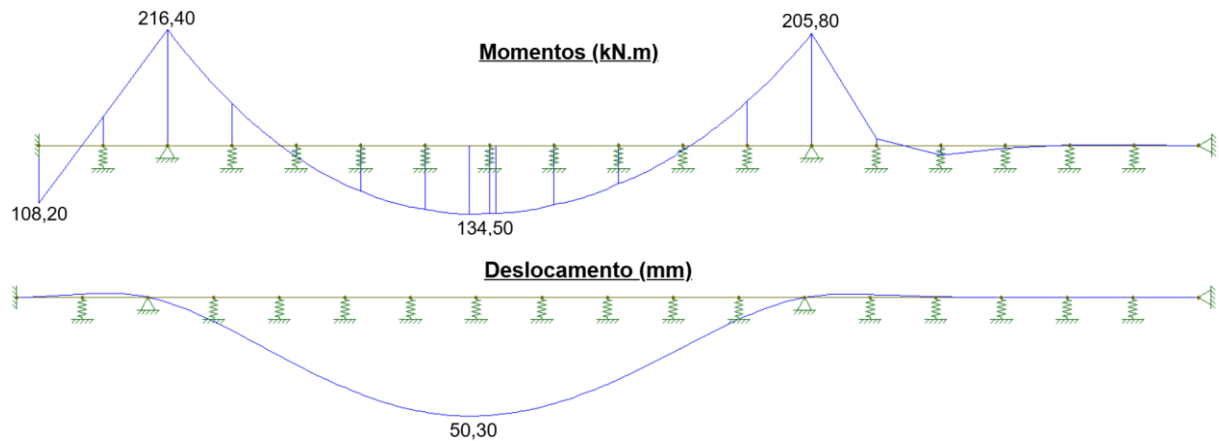
Para o “Caso A”, calcula-se a pressão horizontal gerada na camada de argila superior. O resultado é apresentado a seguir.

$$\rho_h = B \cdot (2 + 2\pi) \cdot S_u = 0,3 \cdot (2 + 2\pi) \cdot 13,30 = 33,05 \text{ kN/m}$$

Neste método, a estaca é considerada simplesmente apoiada nos níveis superior e inferior da camada de solo mole, assim, a Figura 45 apresenta os resultados de momentos fletores e deslocamentos para este caso. Destaca-se que seu topo é considerado engastado em função do bloco de coroamento que contém a estaca.

Figura 45 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso A método de Wenz





Fonte: Autor (2025)

Dos resultados obtidos, observa-se valores de momentos fletores e deslocamentos que excedem os limites máximos admissíveis para o comportamento em serviço da estaca, chegando a valores da ordem de 134,50 kN.m e 50,30 mm, respectivamente. Dessa forma, sob as condições analisadas, a estaca viria a romper.

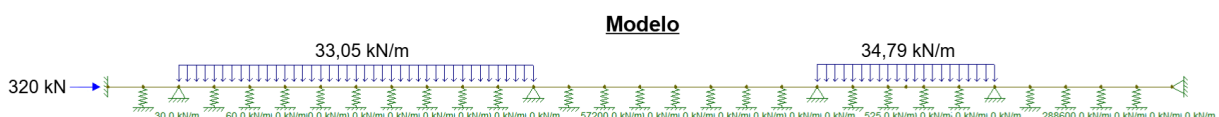
4.1.2.2. Caso B

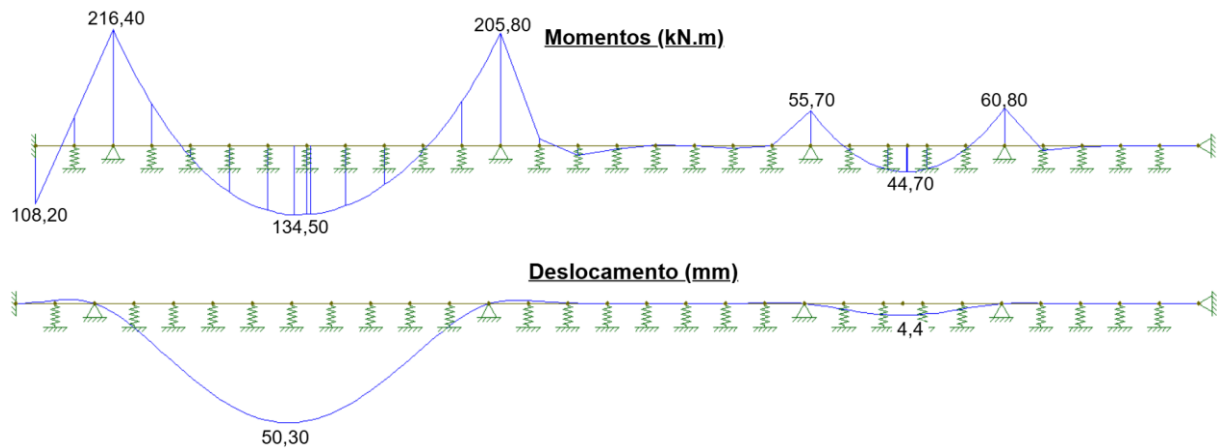
O cálculo das pressões no “Caso B” é realizado de forma análoga ao procedimento adotado no caso anterior. As pressões desenvolvidas na camada superior de argila mantêm-se inalteradas, sendo calculadas às pressões geradas na camada inferior.

$$\rho_h = B \cdot (2 + 2\pi) \cdot S_u = 0,3 \cdot (2 + 2\pi) \cdot 14 = 34,79 \text{ kN/m}$$

Para a modelagem no Ftool, se mantêm as condições de contorno adotadas para o “Caso A”, com os limites das camadas de solos argilosos consideradas simplesmente apoiadas. Os momentos fletores e deslocamentos obtidos são apresentados na Figura 46.

Figura 46 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso B método de Wenz





Fonte: Autor (2025)

Observa-se que os valores de momentos fletores e deslocamentos obtidos nas camadas presentes em ambos os casos se mantiveram iguais. Os deslocamentos observados na camada de argila inferior não atingem valores que comprometam o desempenho em regime de serviço, entretanto, os momentos fletores ultrapassam o valor máximo resistente da seção da estaca.

Apesar disso, nota-se que os esforços gerados na camada superior de argila são consideravelmente maiores, assim, a ruptura da estaca aconteceria nesta camada.

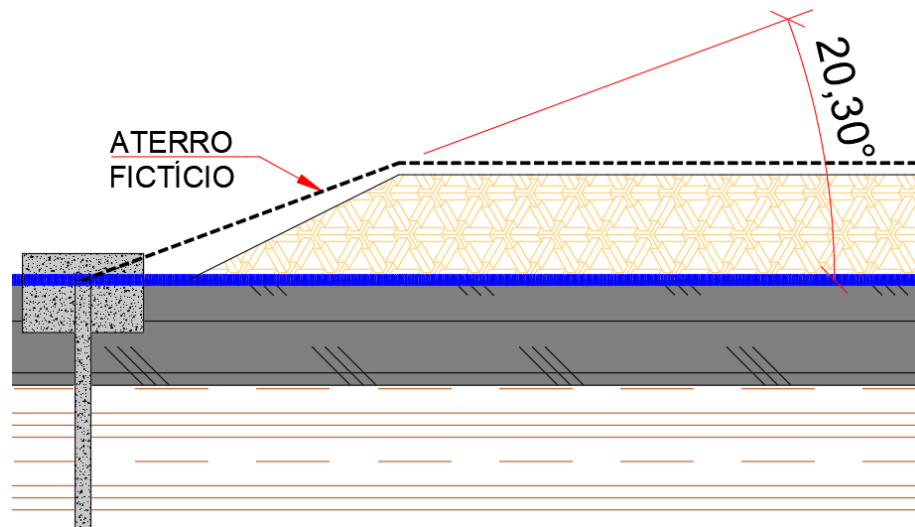
4.1.3. Método de De Beer e Wallays

O método proposto por De Beer e Wallays (1972, *apud* Alonso, 2019), propõe que as pressões horizontais geradas por uma sobrecarga não uniforme, como no talude de um aterro, podem ser calculadas através da Equação (9bis). O fator de redução da tensão horizontal (f) presente na equação depende do ângulo de atrito da camada compressível e a inclinação do talude fictício (α) do aterro que causa a sobrecarga. Esta inclinação depende da altura do aterro fictício, calculada através da Equação (11bis) e apresentada a seguir:

$$h_1 = h \frac{\gamma}{18} = 2 \cdot \frac{20}{18} = 2,22 \text{ m}$$

Com a altura do aterro fictícia calculada fez-se a determinação de α , como apresenta a Figura 47.

Figura 47 – Determinação da inclinação do talude fictício



Fonte: Autor (2025)

Este método restringe a aplicação das pressões horizontais a camadas de argila espessas, limitando-as a uma espessura máxima equivalente a cinco vezes o valor da profundidade z_d . Esta profundidade corresponde ao ponto em que a tensão efetiva do solo, antes da execução do aterro, iguala-se à sobrecarga aplicada. O cálculo de z_d é apresentado na sequência, utilizando as informações da Tabela 12 e da Figura 31.

$$(2 \cdot (17,34 - 10)) + (z_d \cdot (15,56 - 10)) = 40 \text{ kPa} \rightarrow z_d = 4,55 \text{ m}$$

Assim, a Tabela 20 apresenta os parâmetros utilizados para as análises realizadas com base no método proposto por De Beer e Wallays.

Tabela 20 – Parâmetros utilizados para o método de De Beer Wallays

Parâmetro	Valor
Inclinação do talude fictício – α (°)	22,30
φ (°) – Argila superior	0,00
φ (°) – Argila inferior	0,00
Espessura máxima das camadas argilosas - $5 \cdot z_d$ (m)	22,77

Fonte: Autor (2025)

Destaca-se que os valores de ângulo de atrito das camadas argilosas são igualados a zero, uma vez que o carregamento é realizado de maneira não drenada.

4.1.3.1. Caso A

Para as análises do “Caso A”, calcula-se o fator de redução da tensão horizontal em função do ângulo de atrito da camada de argila superior, como apresentado a seguir.

$$f = \frac{\alpha - \varphi/2}{90^\circ - \varphi/2} = \frac{22,30 - 0/2}{90^\circ - 0/2} = 0,24$$

Assim, determinado o fator f , calcula-se a pressão horizontal que carrega a estaca.

$$\rho_h = f \cdot \gamma H = 0,24 \cdot (20 \cdot 2) = 9,91 \text{ kN/m}^2$$

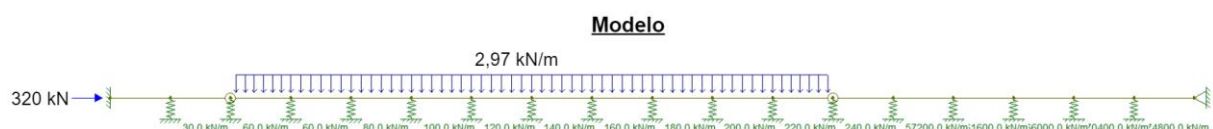
Nota-se que a pressão calculada pelo método de De Beer e Wallays é expressa em termos de força por unidade de área (kN/m^2). Dessa forma, para a conversão em carga distribuída ao longo do comprimento da estaca (kN/m) o valor obtido deve ser multiplicado pela largura da seção transversal da estaca.

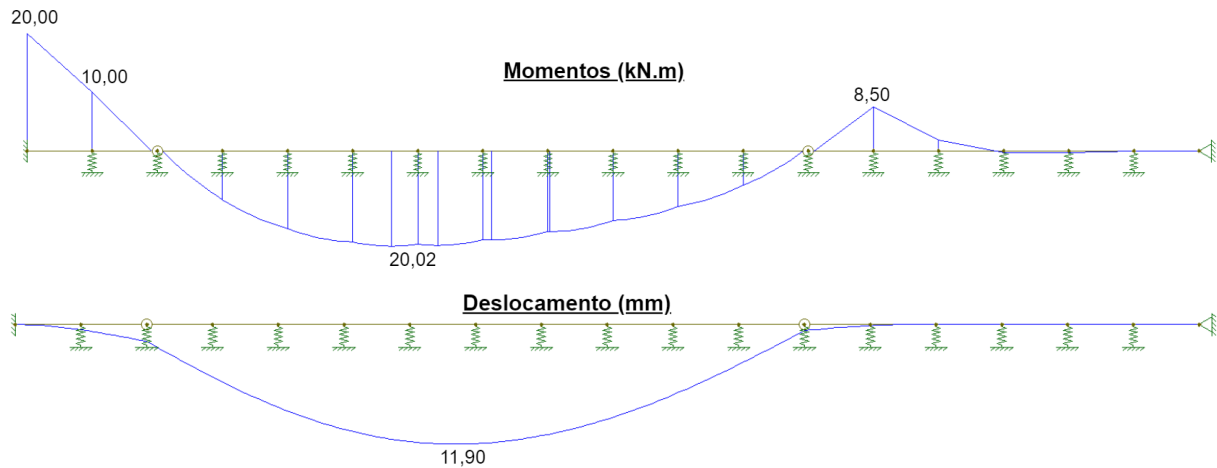
$$\rho_h = 9,91 \cdot 0,3 = 2,97 \text{ kN/m}$$

Destaca-se que a camada de argila superior tem espessura inferior a $5 \cdot z_d$ e, assim, a carga aplicada na estaca se dá ao longo de toda sua extensão. Dessa forma, os momentos fletores e deslocamentos foram determinados por meio da modelagem realizada no software Ftool.

As condições de contorno para o método, para camadas de argila com espessura inferior a $5 \cdot z_d$, os limites da camada compressível são especificados como rótulas. Ademais, a estaca é engastada em seu topo e simplesmente apoiada em sua base, a Figura 48 apresenta os resultados obtidos.

Figura 48 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso A método de De Beer e Wallays





Fonte: Autor (2025)

Nota-se que os valores de momentos fletores e deslocamentos obtidos são inferiores aos limites estabelecidos para a estaca. Dessa forma, a estaca atende aos critérios de segurança e, assim, o aterro não causa riscos quanto a estabilidade estrutural do elemento.

4.1.3.2. Caso B

Para o “Caso B”, são calculadas as pressões geradas pela camada de argila inferior, que apresenta espessura igual cinco metros, ou seja, inferior a $5 \cdot z_d$. Dessa forma, o carregamento atuante na estaca ocorre ao longo de toda esta camada.

Destaca-se que o parâmetro necessário para o cálculo das pressões horizontais, via método de De Beer e Wallays, é o ângulo de atrito da camada compressível, que, neste estudo, apresenta o mesmo valor para ambas as camadas, igual a 26° . Assim, o fator de redução da tensão horizontal e o valor da pressão horizontal apresentam valores iguais nas duas camadas argilosas, conforme apresentado a seguir.

$$f = \frac{\alpha - \varphi/2}{90^\circ - \varphi/2} = \frac{22,30 - 0/2}{90^\circ - 0/2} = 0,24$$

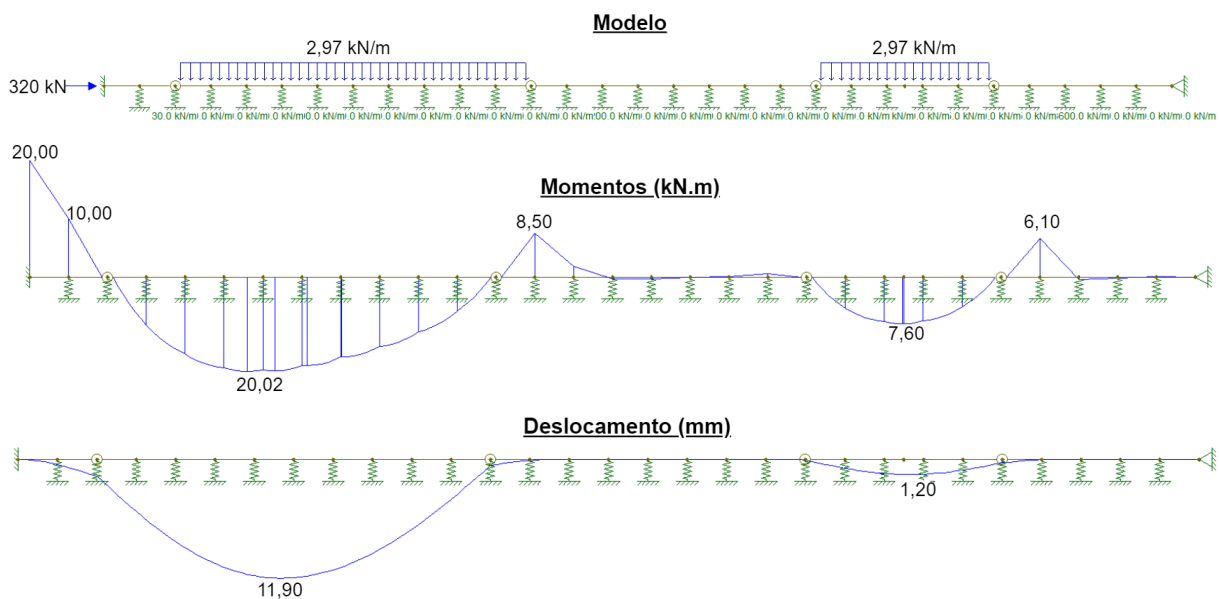
$$\rho_h = f \cdot \gamma H = 0,24 \cdot (20 \cdot 2) = 9,91 \text{ kN/m}^2$$

De forma análoga ao caso anterior, o valor da pressão é multiplicado pelo diâmetro da estaca para se obter um carregamento em kN/m.

$$\rho_h = 9,91 \cdot 0,3 = 2,97 \text{ kN/m}$$

As condições de contorno seguem as premissas estabelecidas para o “Caso A” e, a partir disso, se determina os momentos fletores e deslocamentos na estaca através da modelagem no Ftool, como apresenta a Figura 49.

Figura 49 – Momentos e deslocamento obtidos no Ftool – Caso B método de De Beer e Wallays



Fonte: Autor (2025)

Os resultados obtidos apresentam comportamento semelhante ao verificado no “Caso A”, em que os esforços decorrentes do carregamento horizontal não comprometem a segurança da estaca. Ademais, os maiores valores de momentos fletores e deslocamentos concentram-se na camada de argila superior, apresentado valores iguais ao calculados para o caso anterior.

4.1.4. Método de Stewart

O método proposto por Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010), utiliza os ábacos apresentados na Figura 19 para determinação de fatores adimensionais que são utilizados nos cálculos de momentos fletores e deslocamentos, conforme as Equações (12bis) e (13bis), respectivamente.

Quanto às condições de contorno do problema, a estaca é considerada engastada no bloco, com deslocamento horizontal permitido. Dessa forma, o comprimento equivalente da estaca (L_{eq}) é igual ao comprimento real (L), como apresentado na Tabela 2.

Assim, a Tabela 21 apresenta as informações que serão utilizadas para o cálculo dos momentos fletores e deslocamentos através do método de Stewart. Destaca-se que este método não prevê o cálculo da magnitude dos carregamentos impostos à estaca e, portanto, não se fez possível realizar as análises via Ftool.

Tabela 21 – Parâmetros utilizados para o método de Stewart

Parâmetro	Valor
Largura da estaca - B (m)	0,3
Comprimento equivalente da estaca L_{eq} (m) – Caso A	18,00
Comprimento equivalente da estaca L_{eq} (m) – Caso B	30,00
Módulo de elasticidade da estaca - E_p (MPa)	29213,48
Momento de inércia da seção transversal da estaca - I_p (m^4)	$6,75 \times 10^{-4}$
Módulo de elasticidade do solo E_s (MPa) – Argila superior	2,31
Módulo de elasticidade do solo E_s (MPa) – Argila inferior	2,80
Espessura da camada de solo mole h_s (m) – Argila superior	10,00
Espessura da camada argilosa h_s (m) – Argila inferior	5,00

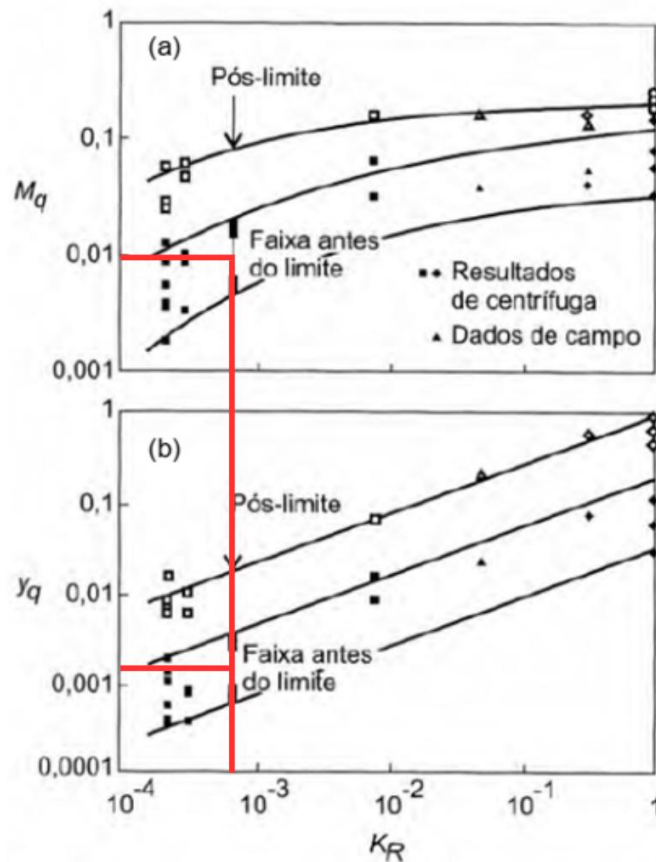
Fonte: Autor (2025)

4.1.4.1. Caso A

Para o cálculo dos momentos fletores e deslocamentos na estaca, faz-se necessário calcular a rigidez relativa solo-estaca (K_R) através da Equação (14).

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot h_s^4} = \frac{29213,48 \cdot 6,75 \times 10^{-4}}{2,31 \cdot (10)^4} = 8,54 \times 10^{-4}$$

Calculado K_R , utiliza-se os ábacos apresentados na Figura 19, para se determinar os fatores adimensionais de momento máximo (M_q) e deslocamento do bloco de estacas (y_q). Os ábacos apresentam faixas em que a estaca opera para este trabalho considera-se que a estaca trabalha na faixa intermediária antes de atingir seu limite. Assim, os fatores adimensionais são determinados através da Figura 50.

Figura 50 – Determinação de M_q e y_q – Caso A

Fonte: Adaptado de Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010, p.489).

A partir da interpretação do ábaco, obtiveram-se os valores de M_q igual a 0,01 e y_q igual a 0,002. Tendo determinado os fatores adimensionais, calcula-se os valores de momentos fletores e deslocamento da estaca.

$$M_q = \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^2} \rightarrow 0,01 = \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{(2 \cdot 20) \cdot 0,3 \cdot 18^2} \rightarrow \Delta M_{m\acute{a}x} = 38,88 \text{ kN.m}$$

$$y_q = \frac{\Delta y \cdot E_p \cdot I_p}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^4} \rightarrow 0,002 = \frac{\Delta y \cdot (29213,48 \times 10^3) \cdot 6,75 \times 10^{-4}}{(2 \cdot 20) \cdot 0,3 \cdot 18^4} \rightarrow \Delta y = 0,127 \text{ m}$$

Dos resultados obtidos, observa-se que os momentos fletores não ultrapassam o limite de 44 kN.m estipulado para a estaca. Entretanto, o deslocamento máximo na estaca atingiu 127 mm, valor considerado elevado, o que indica a ruptura do elemento estrutural. Ressalta-se que o alto deslocamento calculado está associado

à baixa rigidez relativa solo–estaca, bem como à grande espessura da camada argilosa presente no perfil.

4.1.4.2. Caso B

Para o “Caso B”, é necessário determinar os esforços atuantes nas camadas superior e inferior de argila, visto que o comprimento equivalente da estaca apresenta valores distintos em cada situação. Dessa forma, emprega-se o mesmo procedimento adotado no caso anterior. Inicialmente, são apresentados os cálculos para a camada superior de argila.

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot h_s^4} = \frac{29213,48 \cdot 6,75 \times 10^{-4}}{2,31 \cdot (10)^4} = 8,54 \times 10^{-4}$$

Como o valor de rigidez relativa solo–estaca é igual ao obtido no “Caso A”, os fatores adimensionais empregados são os mesmos determinados anteriormente. Assim, calculam-se os momentos fletores e deslocamentos da estaca em função do carregamento gerado pela camada superior de argila.

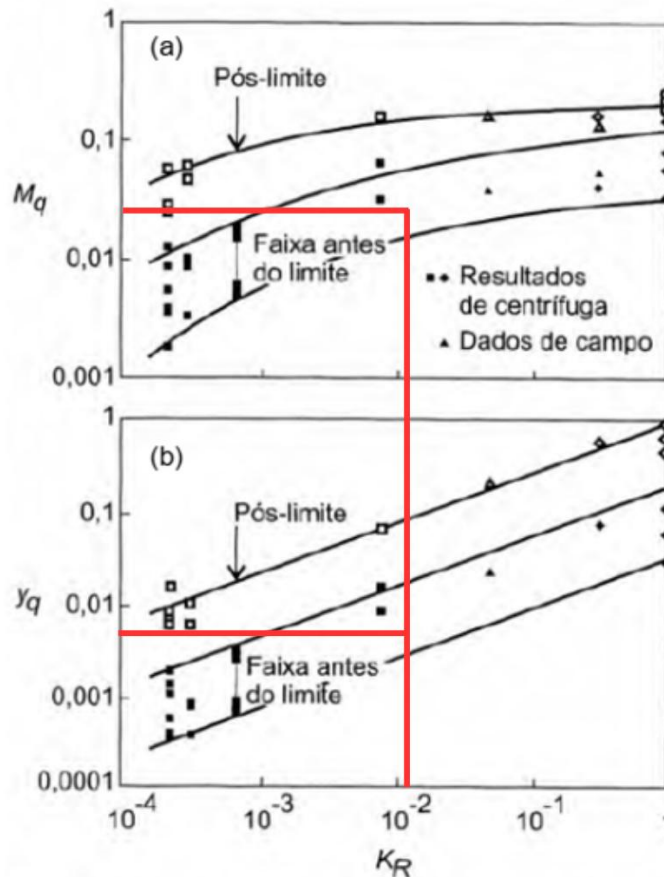
$$M_q = \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^2} \rightarrow 0,01 = \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{(2 \cdot 20) \cdot 0,3 \cdot 30^2} \rightarrow \Delta M_{m\acute{a}x} = 108,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$y_q = \frac{\Delta y \cdot E_p \cdot I_p}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^4} \rightarrow 0,002 = \frac{\Delta y \cdot (20000 \times 10^3) \cdot 4 \times 10^{-4}}{(2 \cdot 20) \cdot 0,3 \cdot 30^4} \rightarrow \Delta y = 0,985 \text{ m}$$

Para a camada de argila inferior faz-se a mesma sequência adotada para camada superior, assim, apresenta-se o cálculo de K_R abaixo.

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot h_s^4} = \frac{29213,48 \cdot 6,75 \times 10^{-4}}{2,8 \cdot (5)^4} = 1,13 \times 10^{-2}$$

Os valores adimensionais M_q e y_q são determinados através da Figura 51, considerando a estaca operando na faixa intermediária antes de atingir seu limite, assim como no caso anterior.

Figura 51 – Determinação de M_q e y_q – Caso B

Fonte: Adaptado de Stewart *et al.* (1994, *apud* Velloso e Lopes, 2010, p.489).

A partir da interpretação do ábaco, obtiveram-se os valores de M_q igual a 0,03 e y_q igual a 0,006. Tendo determinado os fatores adimensionais, calcula-se os valores de momentos fletores e deslocamento da estaca.

$$M_q = \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^2} \rightarrow 0,03 \frac{\Delta M_{m\acute{a}x}}{(2 \cdot 20) \cdot 0,3 \cdot 30^2} \rightarrow \Delta M_{m\acute{a}x} = 324,00 \text{ kN.m}$$

$$y_q = \frac{\Delta y \cdot E_p \cdot I_p}{\Delta q \cdot B \cdot L_{eq}^4} \rightarrow 0,006 = \frac{\Delta y \cdot (29213,48 \times 10^3) \cdot 6,75 \times 10^{-4}}{(2 \cdot 20) \cdot 0,3 \cdot 30^4} \rightarrow \Delta y = 2,96 \text{ m}$$

Dos resultados obtidos, verifica-se que ambas as camadas apresentam valores de momentos fletores e deslocamentos superiores aos limites de 44 kN.m e 25 mm, que indicaria a ocorrência de falha estrutural na estaca. Destaca-se que o “Caso B” apresentou valores significativamente superiores aos observados no “Caso

A”, em razão do maior comprimento da estaca, o que resulta em aumento expressivo dos esforços atuantes.

4.1.5. Discussões sobre os métodos analíticos

Para as discussões, apresenta-se, por meio das Tabela 22 e Tabela 23 , um resumo dos resultados obtidos através dos métodos analíticos para o “Caso A” e “Caso B”, respectivamente.

Tabela 22 – Resumos dos resultados obtidos – Caso A

Resultados	Método analítico			
	Tschebotarioff	Wenz	De Beer e Wallays	Stewart
ρ_h (kN/m) – Argila superior	9,60	33,05	2,97	-
$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m) - Método	67,81	-	-	38,88
$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m) - Ftool	39,20	216,40	20,02	-
Deslocamento máximo na estaca (mm) – Via método	-	-	-	127,00
Deslocamento máximo na estaca (mm) – Via Ftool	21,00	50,30	11,90	-

Fonte: Autor (2025)

Tabela 23 – Resumos dos resultados obtidos – Caso B

Resultados	Método analítico			
	Tschebotarioff	Wenz	De Beer e Wallays	Stewart
ρ_h (kN/m) – Argila superior	9,60	33,05	2,97	-
ρ_h (kN/m) – Argila inferior	12	34,79	2,97	-
$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m) - Método	-	-	-	324,00
$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m) - Ftool	39,20	216,40	20,02	-
Deslocamento máximo na estaca (mm) – Via método	-	-	-	2960
Deslocamento máximo na estaca (mm) – Via Ftool	21,00	50,30	11,90	-

Fonte: Autor (2025)

Dos resultados apresentados nota-se que as pressões geradas na camada superior de argila mantiveram-se iguais em ambos os casos, podendo entender que não há influência direta entre camadas de argila. Ainda sobre os carregamentos horizontais gerados na estaca, notou-se a ocorrência de valores com magnitudes distintas, variando entre 2,97 kN/m a 34,79 kN/m.

Os maiores valores se deram no método de Wenz, uma vez que o carregamento horizontal calculado na camada compressível considera a ruptura do solo de fundação do aterro. Por outro lado, o método que obteve os menores valores foi o método de De Beer e Wallays, isso se deve à redução da carga aplicada do aterro em função da sua posição frente à estaca, através do fator de redução da tensão horizontal (f). Destaca-se ainda que, para as pressões horizontais, nenhum dos métodos considerou a profundidade e as espessuras para as magnitudes dos valores alcançados.

Quanto aos momentos fletores, apenas os métodos de Tschebotarioff e de Stewart apresentam equações para cálculo desses esforços. Dos resultados obtidos através destes, assim como no cálculo das pressões horizontais, observa-se uma grande variação entre métodos e entre os casos apresentados. O maior valor se deu no “Caso B” com o uso do método de Stewart, onde o valor de momento calculado acontece em função do comprimento da estaca e do fator adimensional M_q , chegando a atingir 324 kN.m. Nota-se que apenas o método de Stewart possui em seus cálculos parâmetros de rigidez da estaca.

Complementarmente, os momentos foram determinados também com o auxílio do software Ftool, a partir das pressões calculadas e condições de contorno definidas para cada método. Neste software é possível a atribuição de parâmetros da estaca como seção transversal, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade. Além disso, incorporou-se os valores de reação de solo para cada camada, fator que influencia diretamente no cálculo dos esforços.

Dos resultados obtidos, verificou-se que os maiores valores de momentos fletores ocorreram na camada de silte arenoso e no centro da camada de argila superior. Os momentos na camada silto-arenosa decorrem do engastamento da estaca no bloco de coroamento, o qual provoca alternância no sentido dos momentos fletores, que diminuem e voltam a crescer até o meio da camada argilosa.

Além disso, a camada de silte arenoso apresenta valores de coeficiente de rigidez da mola (K_m) similares aos da camada de argila, o que colabora para os valores altos de momentos fletores. Trata-se de situação oposta ao que se observa na camada de areia, que apresenta alta resistência frente aos momentos fletores pelo alto valor de K_m , fazendo com que estes se tornem nulos ao longo da profundidade.

Quanto aos deslocamentos, o método de Stewart utiliza ábacos para sua determinação. Os resultados indicaram valores significativamente elevados, podendo

atingir aproximadamente 2960 mm, o que caracterizaria ruptura da estaca. Assim, de forma análoga ao procedimento adotado para os momentos fletores, foram realizadas análises complementares no software Ftool, com o objetivo de obter os deslocamentos ao longo do fuste da estaca.

Observa-se que a rigidez das molas atribuídas às camadas de solo interfere diretamente nos resultados obtidos. Nota-se que as camadas arenosas não apresentam deslocamentos, enquanto as camadas argilosas alcançam os maiores valores. Os deslocamentos calculados variaram entre 1,20 mm e 50,30 mm, evidenciando a variação entre os resultados, em função do método de cálculo adotado.

De modo geral, os resultados obtidos por meio dos diferentes métodos analíticos apresentaram valores significativamente dispersos para as pressões horizontais, momentos fletores e deslocamentos na estaca. A divergência entre métodos evidencia as limitações das formulações empíricas e simplificações adotadas para representar o comportamento de uma estaca sujeita a ocorrência do efeito Tschebotarioff.

Assim, a segurança de uma estaca submetida a carregamentos horizontais assimétricos não pode ser garantida apenas com base em métodos analíticos, sendo necessário o emprego de métodos numéricos para a obtenção de resultados com maior grau de confiabilidade quanto ao comportamento da estaca.

4.2. RESULTADOS VIA MÉTODOS NUMÉRICOS

São apresentados neste capítulo os resultados obtidos por meio da modelagem geomecânica de uma estaca submetida a carregamentos horizontais assimétricos, originados pela execução de um aterro com altura de 2,0 metros. As análises buscam compreender o comportamento da estaca frente às pressões horizontais induzidas, avaliando a magnitude dos momentos fletores e deslocamentos desenvolvidos ao longo de seu fuste em decorrência da sobrecarga aplicada.

A modelagem numérica foi conduzida no software RS2, utilizando a metodologia previamente descrita, na qual foram definidas as propriedades geotécnicas das camadas de solo, as condições de contorno e os parâmetros estruturais da estaca.

Para representar adequadamente a sequência construtiva e os efeitos de instalação, as análises foram divididas em doze estágios. O primeiro retrata a condição inicial, sem a presença da estaca e do aterro, a segunda fase contempla a instalação da estaca e, a partir do terceiro estágio, representa a condição final, com a execução conjunta da estaca e do aterro em um período de até 20 anos. Essa abordagem permite avaliar o desenvolvimento das tensões e deformações na estaca e nas camadas de solo ao longo do tempo.

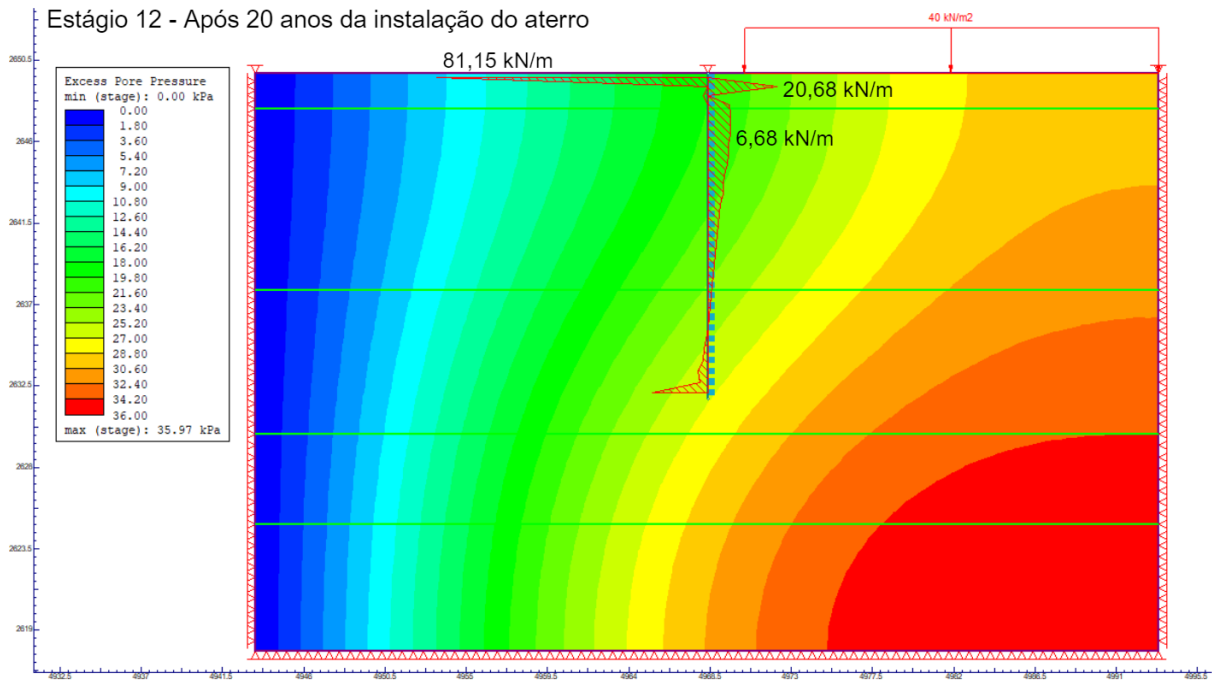
Destaca-se que foram analisados dois cenários distintos, os quais se diferenciam pelo comprimento da estaca no modelo. No “Caso A”, a estaca apresenta 18 metros de comprimento, estando assentada na camada arenosa superior. Já no “Caso B”, a estaca possui 30 metros de comprimento, atingindo a camada arenosa inferior. A comparação entre ambos os casos possibilita avaliar a influência da profundidade de assentamento no comportamento estrutural da estaca, especialmente quanto à redistribuição das tensões horizontais, aos momentos fletores máximos e aos deslocamentos ao longo do fuste.

Além disso, fez-se uma análise preliminar aos cenários apresentados com o objetivo de validar o modelo utilizado. Para isso, fez-se a modelagem de um problema mais simples, que considera a existência de uma camada apenas de argila.

4.2.1. Análise para validação do modelo

Este capítulo tem como objetivo validar o modelo numérico empregado, por meio da simulação, no RS2, de uma situação simplificada em que a estaca atravessa apenas uma camada argilosa, reproduzindo a condição idealizada pelos métodos analíticos. Destaca-se que os valores estimados pelas formulações analíticas devem ser comparados com aqueles obtidos no último estágio das análises numéricas, instante em que o processo de adensamento encontra-se praticamente concluído. Assim, a Figura 52 apresenta os resultados comparativos obtidos.

Figura 52 – Resultados da modelagem de um problema simples



Fonte: Autor (2025)

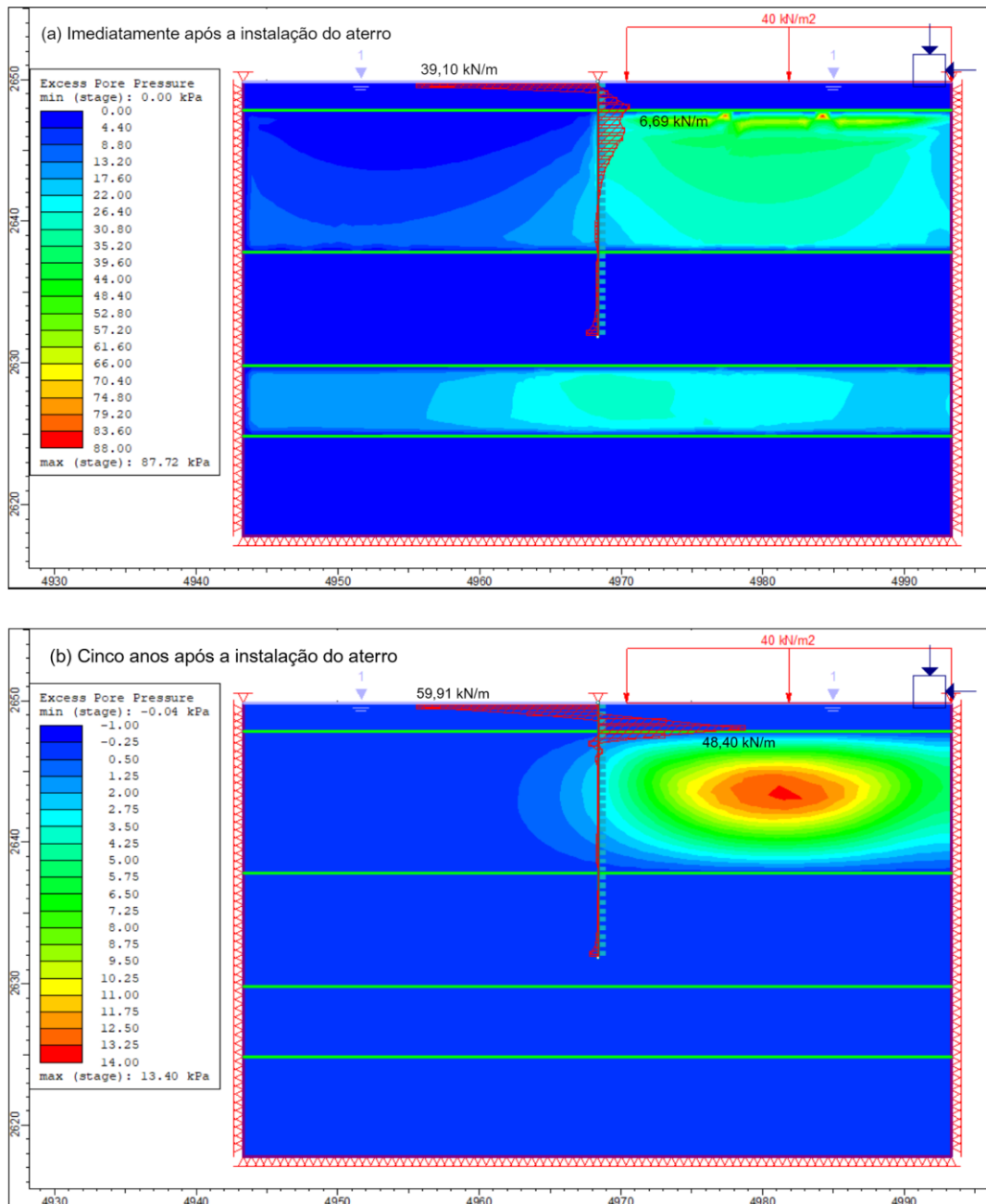
Dos resultados apresentados, destaca-se que os valores de 81,15 kN/m e 20,68 kN/m são provenientes da reação interna da estaca e, portanto, não serão considerados na análise. Posto isso, observa-se que a distribuição das pressões horizontais ao longo do fuste ocorre de forma semelhante à proposta por Tschebotarioff, apresentando um formato aproximadamente triangular. Quanto às magnitudes, os valores obtidos também se mostram compatíveis com aqueles estimados pelos métodos analíticos, os quais indicaram uma pressão horizontal da ordem de 9,60 kN/m.

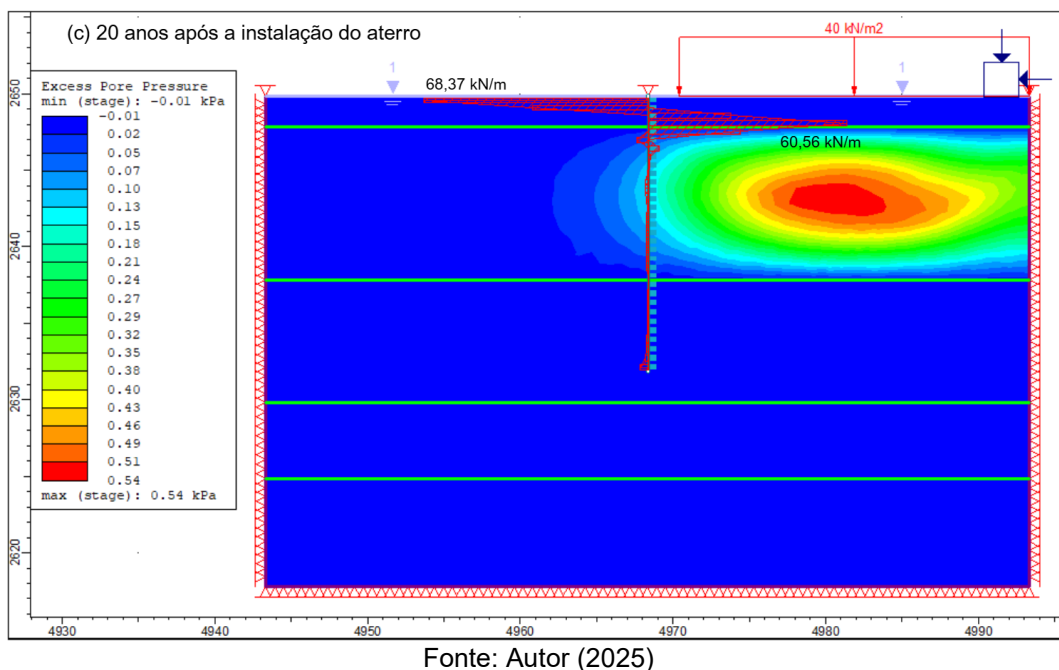
Dessa forma, a compatibilidade entre a distribuição espacial das pressões horizontais e as magnitudes obtidas numericamente e analiticamente confirma a capacidade do modelo numérico em representar adequadamente o comportamento geomecânico da estaca sob ação de tensões horizontais em solo argiloso. A proximidade entre os resultados reforça que os parâmetros adotados, bem como as condições de contorno e o modelo constitutivo selecionado, são consistentes com o fenômeno real, garantindo a confiabilidade das simulações subsequentes que incluem condições estratigráficas mais complexas.

4.2.2. Caso A

Para o “Caso A” são apresentados os resultados obtidos considerando o assentamento da estaca na camada superior de areia. As Figura 53 (a), Figura 53 (b) e Figura 53 (c) representam as análises realizadas imediatamente após a execução do aterro, após cinco anos e 20 anos de sua construção, respectivamente. Nestas análises, são apresentadas as pressões horizontais geradas na estaca e o excesso de poropressão desenvolvido nas diferentes camadas do perfil estratigráfico.

Figura 53 – Pressões horizontais e excesso de poropressões para o “Caso A”





Dos resultados apresentados, nota-se que há ocorrência de pressões horizontais de ambos os lados da estaca. No lado esquerdo, a pressão ocorre predominantemente nas proximidades do topo e resulta da combinação entre a condição de engastamento e o carregamento axial aplicado à estaca. As pressões do lado direito são distribuídas ao longo da estaca, e estão relacionadas com a ocorrência do efeito Tschebotarioff, ocorrendo na camada de argila superior e silto-arenosa.

Nota-se que as pressões horizontais variam ao longo do tempo, estando associado à dissipação das poropressões e ao processo de adensamento nas camadas argilosas. Como consequência, os esforços atuantes na estaca também apresentam valores distintos em cada estágio de análise. Assim, as Figura 54, Figura 55 e Figura 56 apresentam a evolução dos momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos na estaca, respectivamente, ao longo dos diferentes estágios analisados.

Figura 54 – Momentos fletores na estaca – “Caso A”

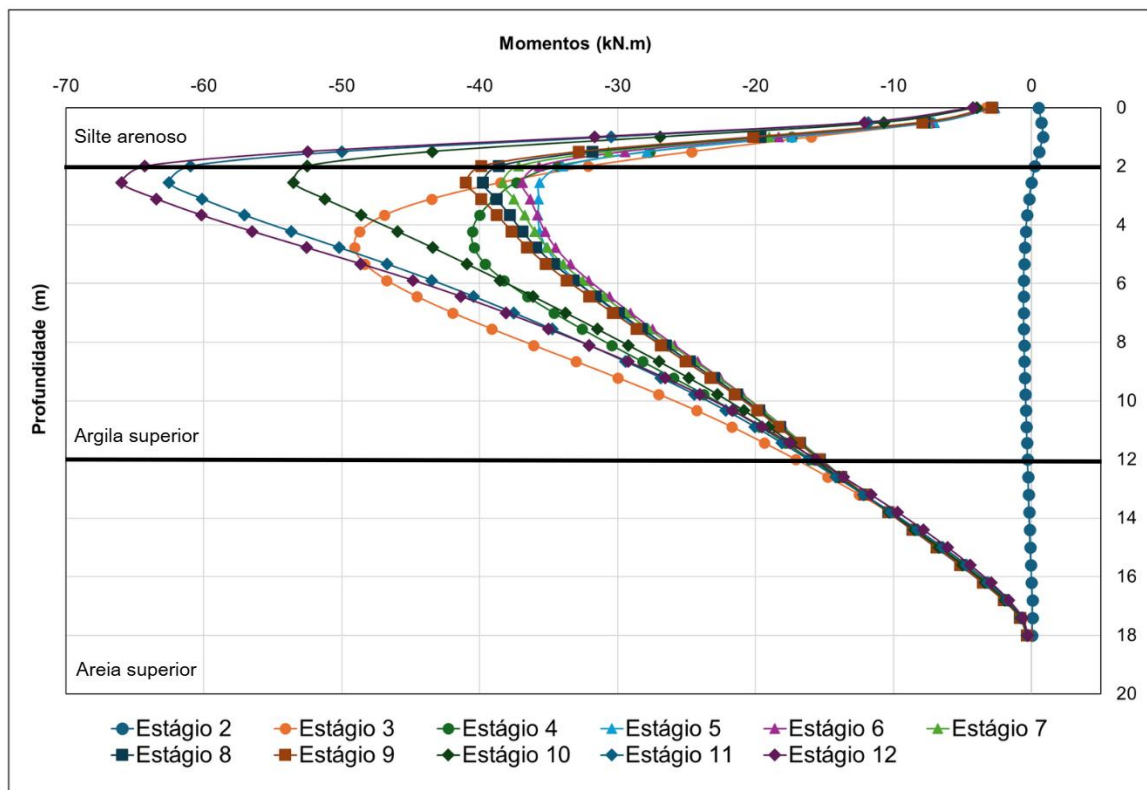


Figura 55 – Força cortante na estaca – “Caso A”

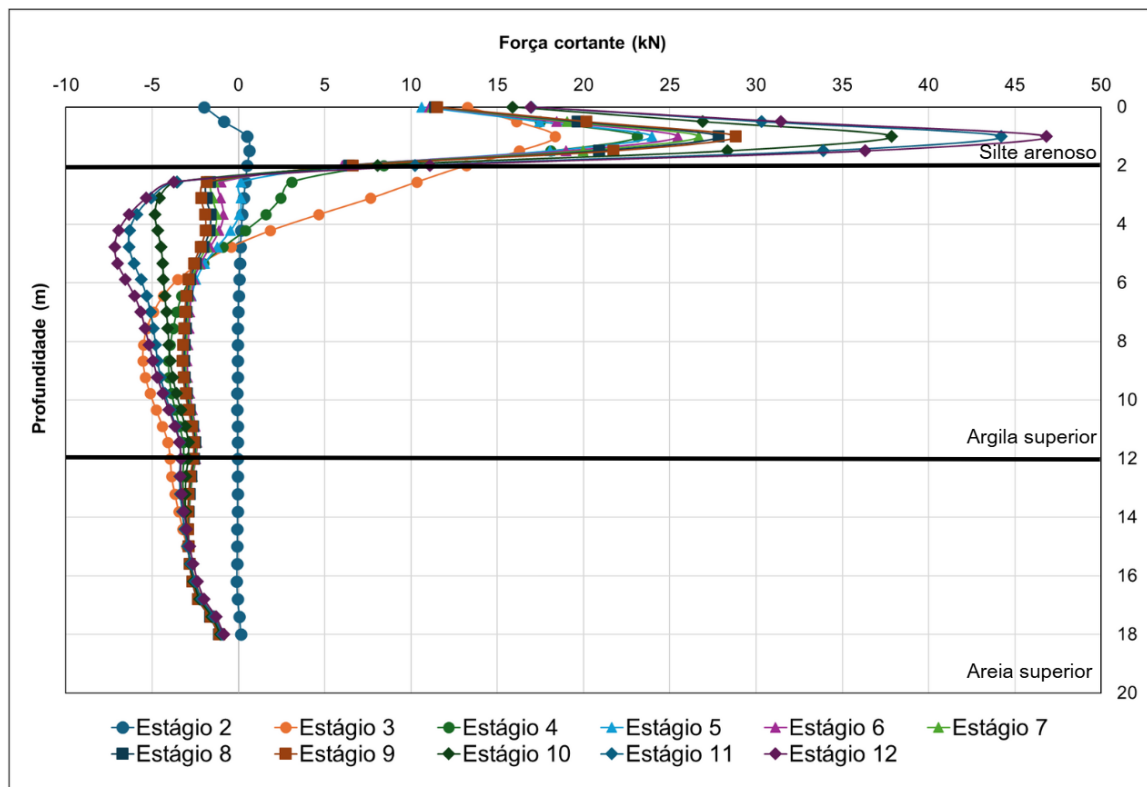
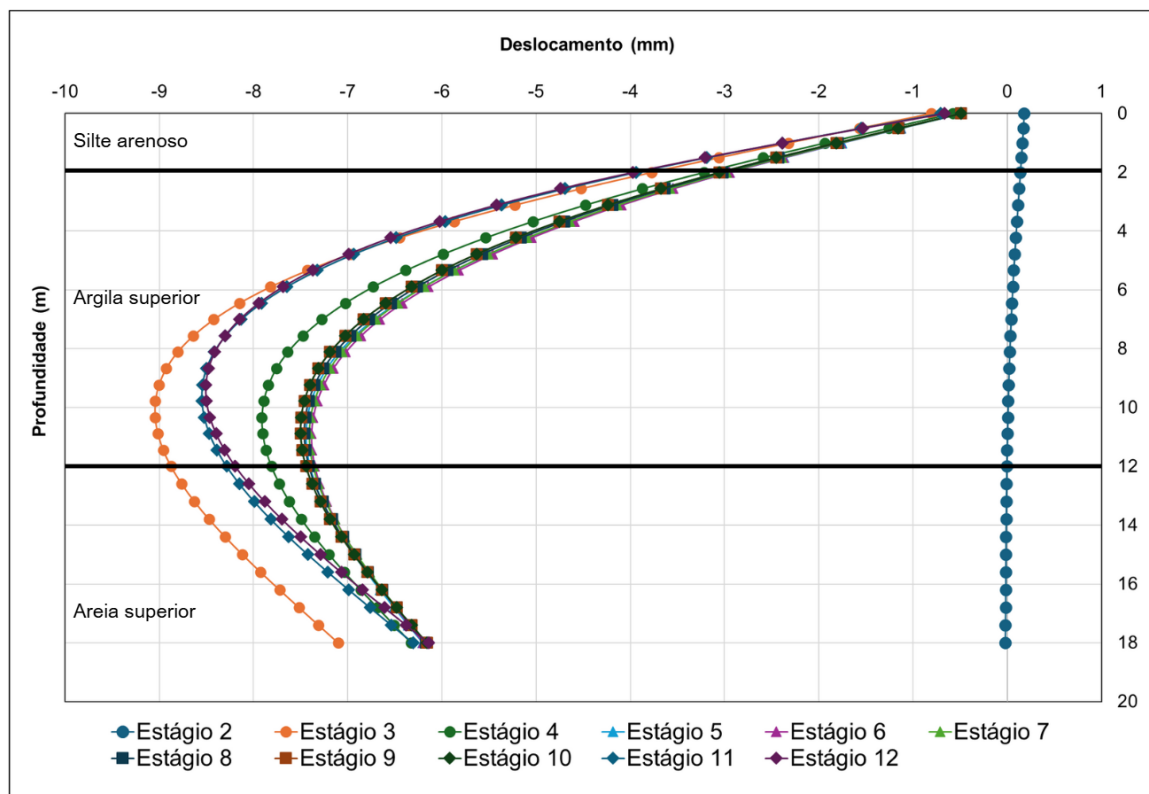


Figura 56 – Deslocamentos na estaca – “Caso A”



Fonte: Autor (2025)

Dos resultados obtidos, nota-se que a os maiores momentos fletores variam na ordem 35 kN.m a 66 kN.m. Apesar de nem todos os valores superarem o limite de 44 kN.m determinado, a estaca viria a romper no momento da execução do aterro, uma vez que os momentos alcançam cerca de 49 kN.m.

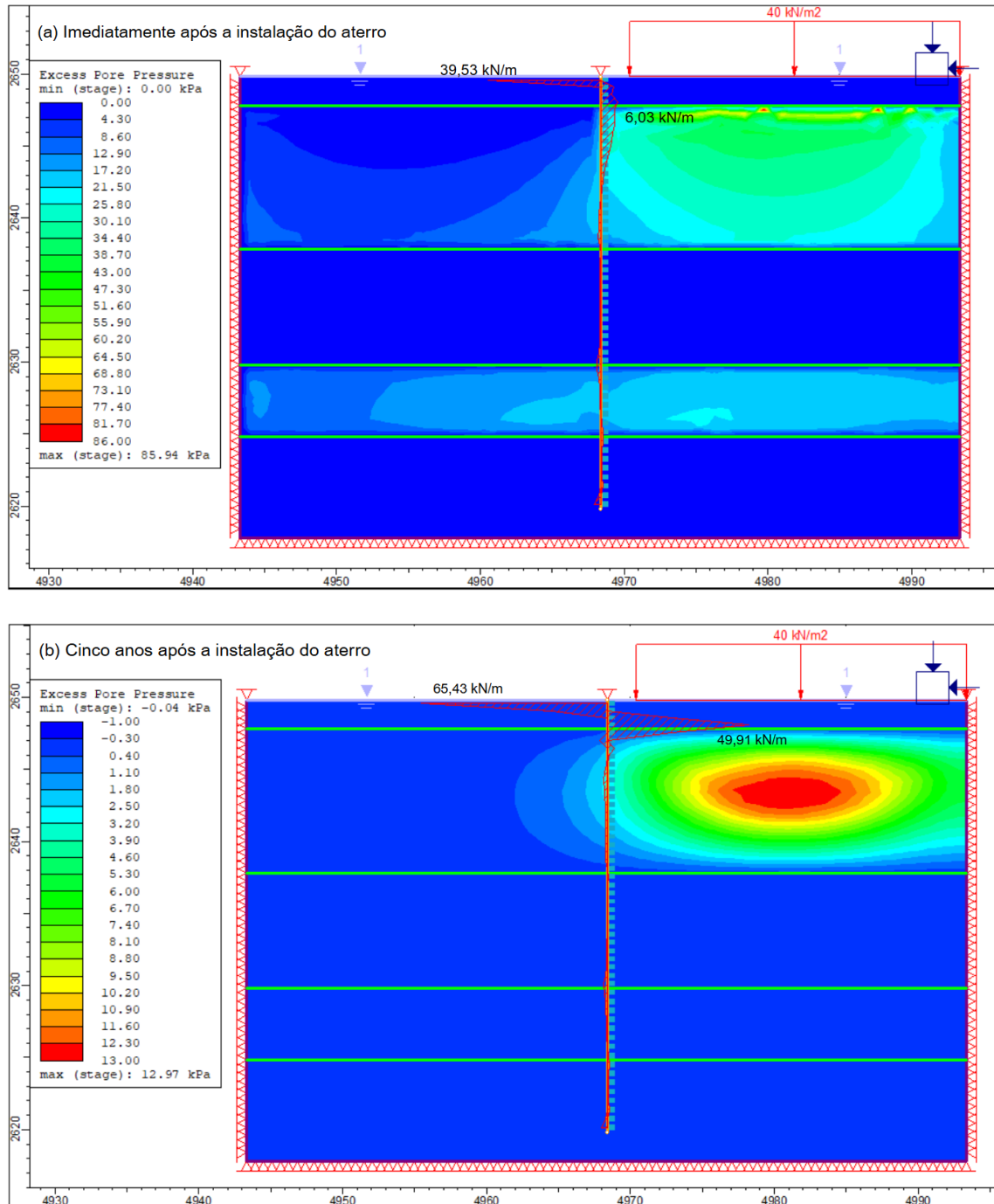
Quanto aos esforços cortantes, os maiores valores se dão ainda na primeira camada, em função da condição de contorno do topo da estaca. O valor máximo observado é da ordem de 47 kN e, portanto, não oferece risco para estaca, uma vez que este se mostrou inferior aos valores de V_{Rd2} e V_{Rd3} . Por fim, os deslocamentos também não seriam os responsáveis pela ruptura da estaca, uma vez que o valor máximo obtido foi da ordem de 9 mm.

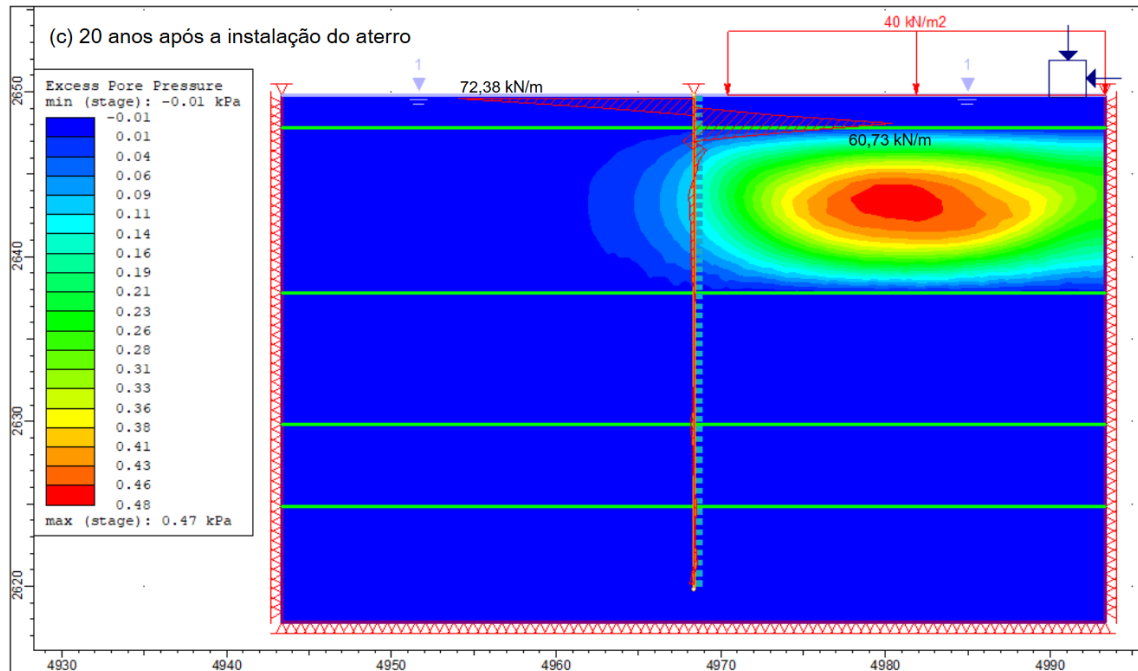
4.2.3. Caso B

Para o “Caso B” são apresentados os resultados obtidos considerando o assentamento da estaca na camada inferior de areia. Os resultados são apresentados seguindo a mesma metodologia adotada no caso anterior. Assim, a Figura 57 (a),

Figura 57 (b) e Figura 57 (c) representam as análises realizadas imediatamente após a execução do aterro, após cinco anos e 20 anos de sua construção, respectivamente. Nestas análises, são apresentadas as pressões horizontais geradas na estaca e o excesso de poropressão desenvolvido nas diferentes camadas do perfil estratigráfico.

Figura 57 – Pressões horizontais e excesso de poropressões para o “Caso B”



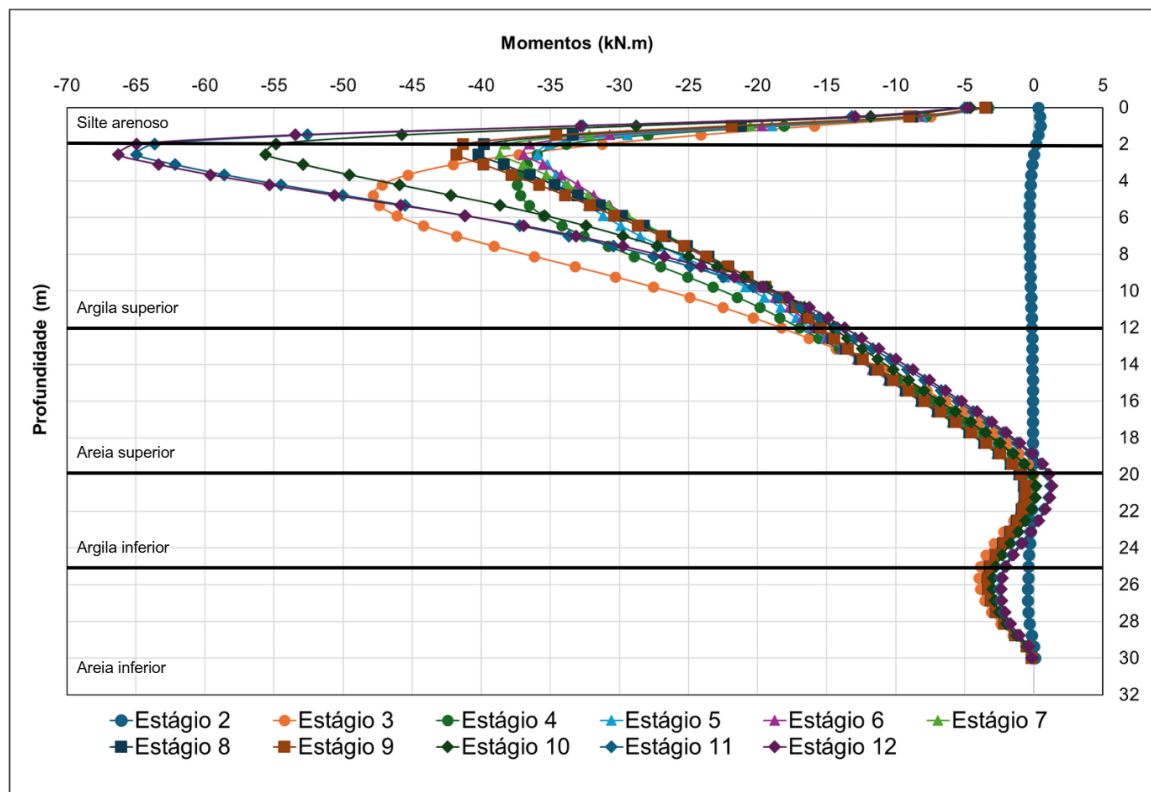


Dos resultados apresentados, observa-se que os maiores valores de pressão horizontal se concentram nas camadas de silte arenoso e argila superior, assim como no “Caso A”. O valor máximo obtido na segunda camada argilosa é da ordem de 1,13 kN/m, estando associado ao excesso de poropressão desenvolvido nessas regiões.

Já as tensões atuantes no lado esquerdo da estaca seguem o mesmo comportamento observado no caso anterior, sendo consequência da combinação entre o carregamento axial aplicado e a condição de engastamento existente no topo da estaca.

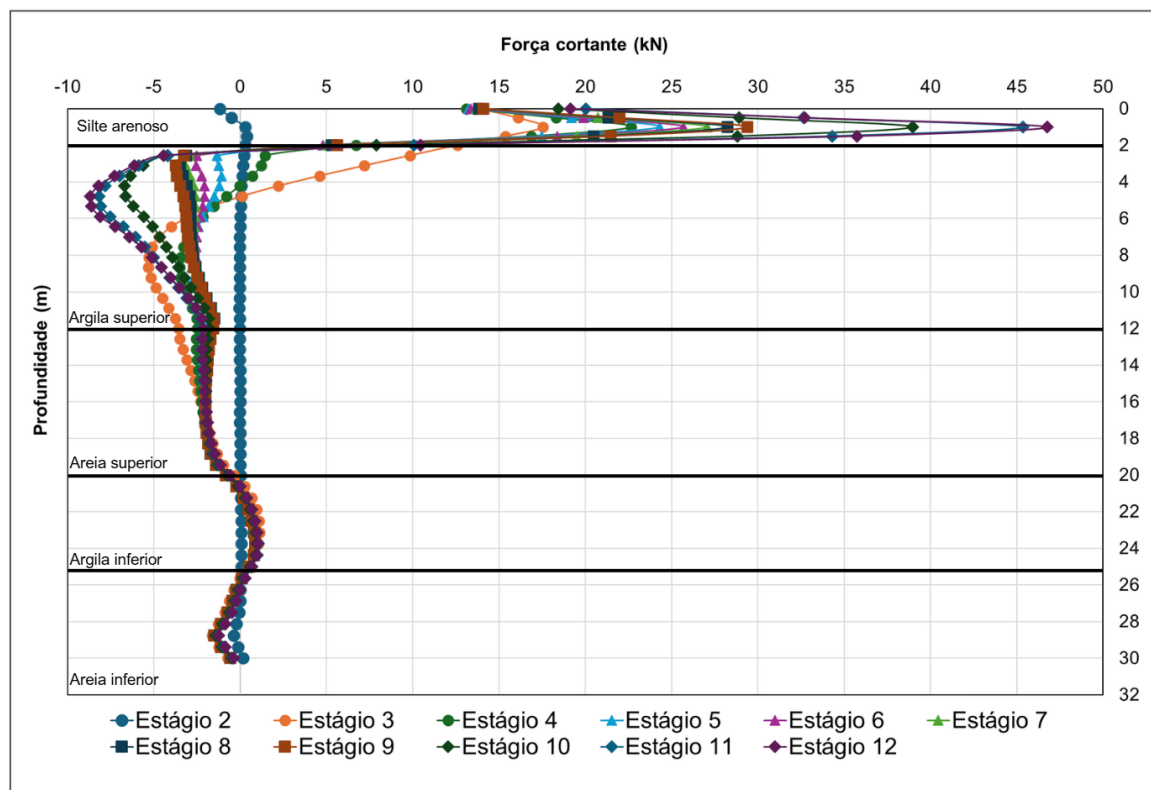
Dessa maneira, seguindo a metodologia adotada anteriormente, a Figura 58, Figura 59 e Figura 60 apresentam a evolução dos momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos na estaca, respectivamente, ao longo dos diferentes estágios analisados, visando entender a influência da segunda camada argilosa que a estaca atravessa.

Figura 58 – Momentos fletores na estaca – “Caso B”



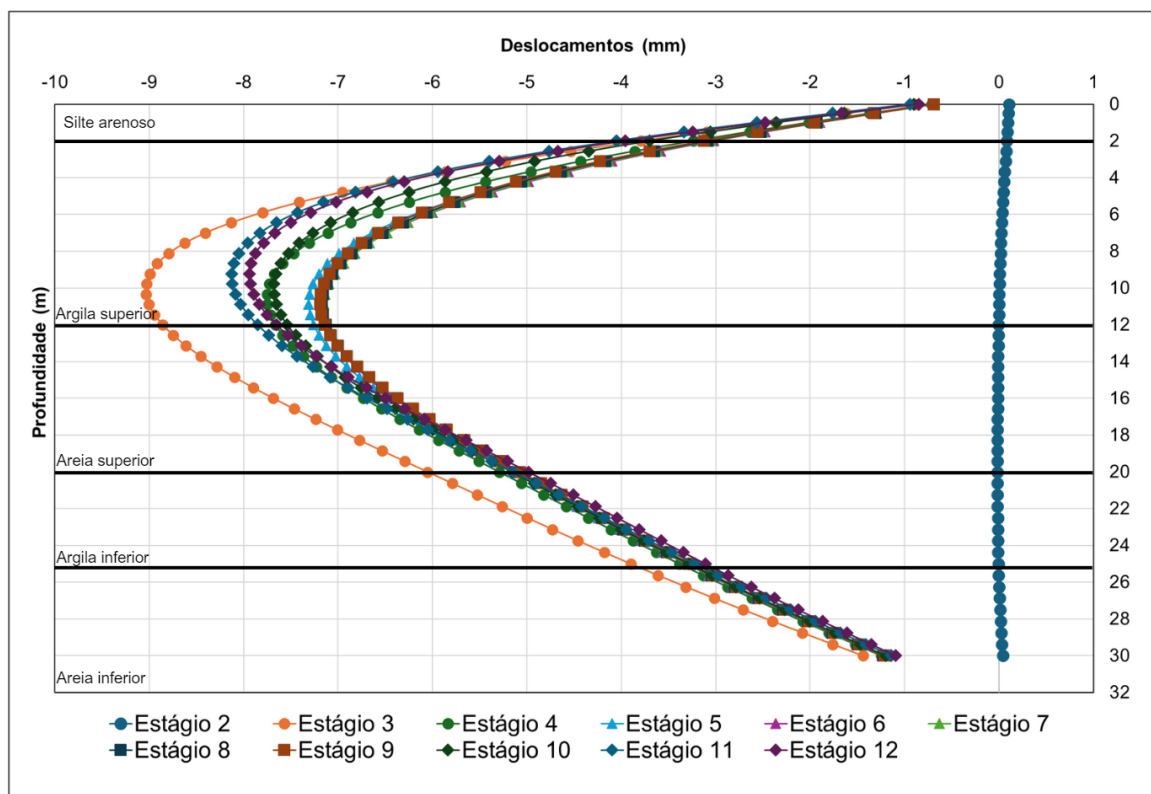
Fonte: Autor (2025)

Figura 59 – Força cortante na estaca – “Caso B”



Fonte: Autor (2025)

Figura 60 – Deslocamentos na estaca – “Caso B”



Fonte: Autor (2025)

A partir dos resultados obtidos, observa-se um comportamento semelhante ao obtido no “Caso A”. Os momentos fletores de maior magnitude, da ordem de 66 kN.m, ocorrem na camada argilosa superior. Tais valores ultrapassam o limite estrutural de resistência da estaca, indicando a ruptura por flexão nessa região.

Já na camada argilosa inferior, verifica-se uma inversão no sentido dos momentos fletores, com valores máximos concentrados nas extremidades da camada. Entretanto, esses momentos apresentam baixa magnitude, atingindo cerca de 4 kN.m e, portanto, não oferecem risco à integridade estrutural da estaca.

Quanto aos esforços cisalhantes, assim como nos momentos fletores, estes tiveram valores similares ao caso anterior, obtendo os maiores valores na camada superior de argila. Estes, entretanto, são inferiores aos valores de V_{Rd2} e V_{Rd3} , e não influenciam na estabilidade estrutural da estaca. Destaca-se que há uma grande variação dos esforços cortantes apenas nas camadas de silte arenoso e argila superior, indicando assim, que a camada de argila inferior não tem grande influência para ocorrência de efeito Tschebotarioff na estaca.

Por fim, os deslocamentos obtidos atingem o valor máximo de 9 mm a uma profundidade de 10 metros, reduzindo gradativamente até aproximadamente 1 mm na extremidade inferior da estaca. Esses valores, conforme recomendações do *Precast/Prestressed Concrete Institute* (PCI, 2021), encontram-se dentro dos limites admissíveis, não comprometendo a segurança e estabilidade da estaca.

4.2.4. Discussões sobre o método numérico

Para as discussões, apresenta-se através da Tabela 24 um resumo dos carregamentos horizontais gerados pela execução do aterro. Destaca-se que as tensões atuantes do lado oposto do aterro se dão em função do engastamento da estaca, como reação dos esforços internos e, portanto, não são o foco de análise deste trabalho.

Tabela 24 – Resumo dos carregamentos horizontais gerados

Estágio	Tempo	Caso A	Caso B	
		ρ_h (kN/m) – Argila superior	ρ_h (kN/m) – Argila superior	ρ_h (kN/m) – Argila inferior
2	Dia 1	0	0	0
3	Dia 2	6,69	6,03	1,13
4	4 meses	22,99	24,56	1,13
5	8 meses	27,81	29,43	1,09
6	12 meses	30,90	32,39	1,09
7	16 meses	32,87	34,53	1,08
8	20 meses	34,56	36,22	1,08
9	24 meses	36,06	37,77	1,08
10	60 meses	48,40	49,91	1,07
11	120 meses	56,69	58,08	1,07
12	240 meses	60,56	60,73	1,07

Fonte: Autor (2025)

Dos resultados apresentados, nota-se que as pressões horizontais, em ambos os lados da estaca, crescem ao longo do tempo. As tensões horizontais atuantes no lado direito da estaca resultam do processo de adensamento das camadas argilosas, o qual gera deformações horizontais no solo. A resistência da estaca a essas deformações faz com que surjam esforços horizontais assimétricos, caracterizando a ocorrência do efeito Tschobotarioff.

No instante de instalação do aterro (Estágio 3), conforme a teoria proposta por Terzaghi, toda a carga aplicada é transferida para água e, assim, as pressões geradas neste instante se dão em função do excesso de poropressão gerado. Observa-se que,

mesmo após 20 anos, o excesso de poropressão na camada de argila superior não é completamente dissipado, mantendo-se, ainda que pequenos, valores residuais.

Por outro lado, na camada de argila inferior, a dissipação ocorre em um menor período, não havendo valores a serem dissipados em 5 anos, a partir das análises apresentadas. Este comportamento indica que, para o perfil analisado, a sobrecarga aplicada na superfície não exerce influência direta sobre as camadas mais profundas, o que justifica os baixos valores observados de carregamento horizontal gerados na estaca ainda no estágio 3.

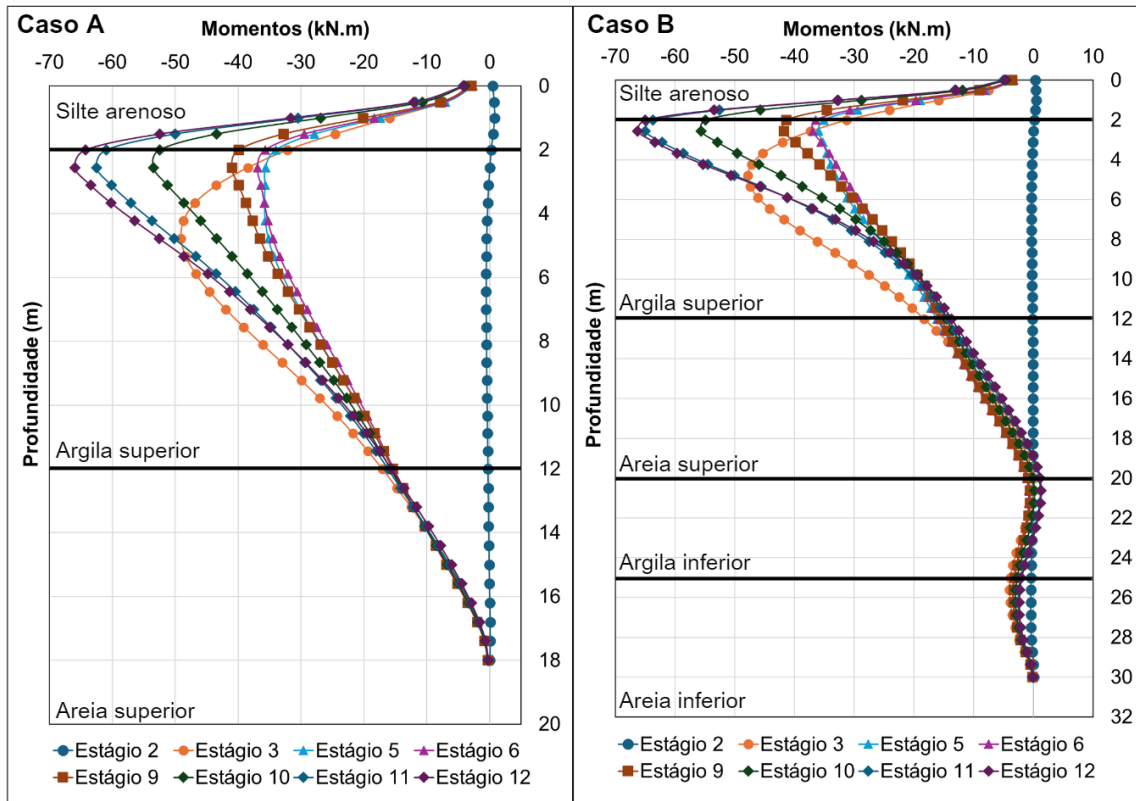
A baixa influência da sobrecarga na camada inferior de argila está associada à presença de uma camada superior de areia espessa e de maior rigidez apoiada sobre esta camada. Como consequência, parte significativa das tensões aplicadas na superfície é absorvida e redistribuída pela camada arenosa, reduzindo a magnitude das deformações e das pressões horizontais transmitidas à argila inferior. Além disso ela é menos espessa e dissipa mais rapidamente os excessos de poropressão.

Ainda sobre as pressões horizontais, observa-se que o aumento do carregamento ocorre à medida que se dá a dissipação do excesso de poropressão nas camadas argilosas. Com o avanço da dissipação, inicia-se efetivamente o processo de adensamento, resultando no aumento do carregamento horizontal ao longo do tempo.

Esta variação dos carregamentos horizontais faz com que os esforços gerados ao longo do tempo não se mantenham constantes. Assim, as figuras subsequentes apresentam o comportamento dos momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos, respectivamente, ao longo dos diferentes estágios.

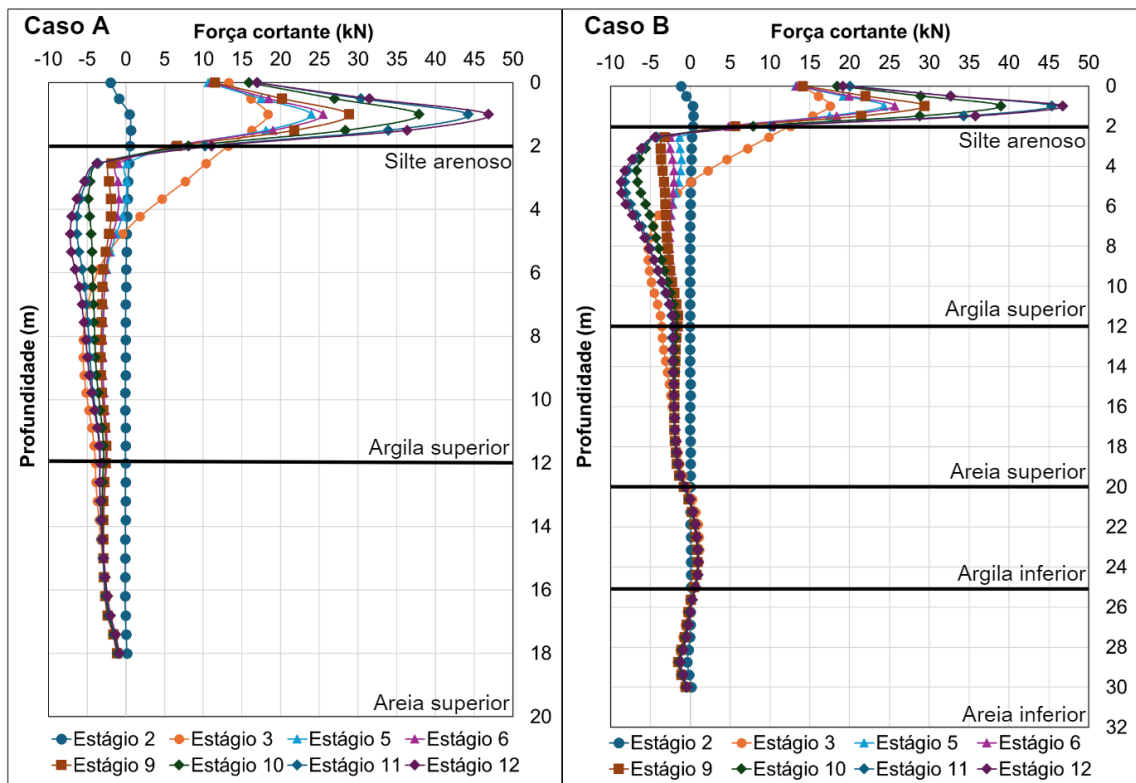
Destaca-se que, para melhor compreensão e interpretação dos resultados, selecionou-se oito dos doze estágios para representação nos gráficos, a fim de tornar a evolução dos esforços e deslocamentos em função do tempo mais objetiva.

Figura 61 – Comparação dos momentos fletores



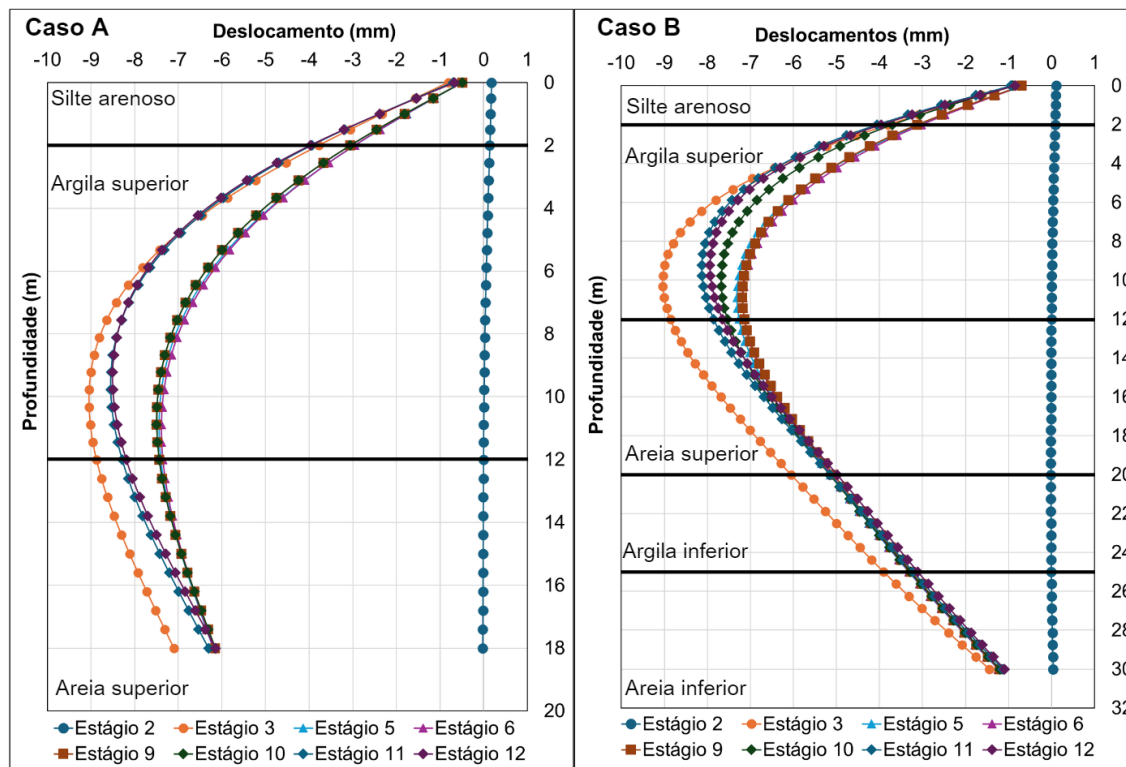
Fonte: Autor (2025)

Figura 62 – Comparação dos esforços cortantes



Fonte: Autor (2025)

Figura 63 – Comparação dos deslocamentos



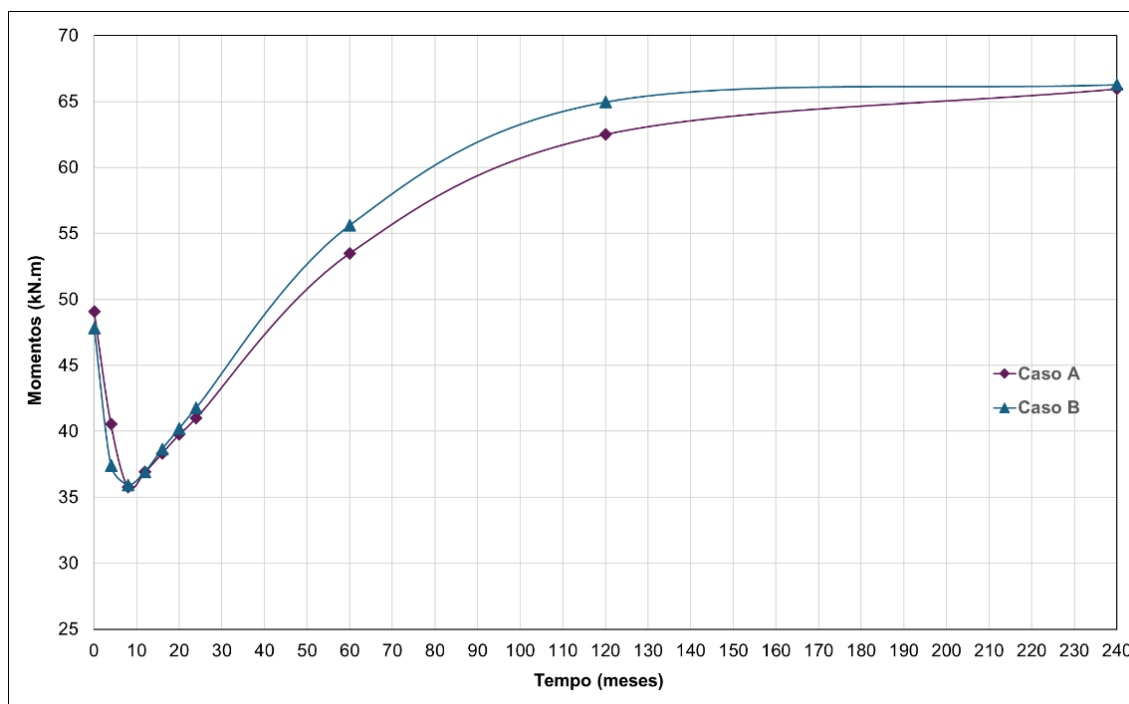
Fonte: Autor (2025)

Quanto aos momentos fletores, os valores máximos observados na camada inferior de argila são da ordem de 4 kN.m, e são praticamente constantes ao longo do tempo, o que evidencia a pouca influência da sobrecarga aplicada na superfície nesta camada.

Por outro lado, a camada superior de argila apresenta grande variação nos valores dos momentos fletores ao longo do tempo. No instante de aplicação da sobrecarga, os momentos atingem aproximadamente 49 kN.m, reduzindo-se até o estágio 5 (oito meses) em razão da compensação do excesso de poropressão gerado frente à deformação do solo, alcançando valores da ordem de 39 kN.m.

A partir deste momento, as deformações provenientes do adensamento do solo não são compensadas pelo excesso de poropressão, fazendo com que os momentos voltem a crescer, atingindo um valor máximo em torno de 66 kN.m no último estágio avaliado. Assim, nessas condições, a estaca ultrapassaria sua capacidade resistente no momento da execução do aterro, comprometendo a segurança estrutural da edificação vizinha. A evolução dos momentos fletores na estaca em função do tempo é apresentada na Figura 64.

Figura 64 – Evolução dos momentos ao longo do tempo



Fonte: Autor (2025)

Os esforços cisalhantes na estaca concentram-se principalmente nas camadas de silte arenoso e de argila superior. Na camada de silte arenoso, esses esforços resultam das tensões horizontais que atuam no lado oposto ao aterro, sendo uma resposta ao engastamento da estaca no bloco de coroamento. Já na camada de argila superior, as forças cortantes estão associadas à deformação horizontal provocada pelo adensamento do solo ao longo do tempo.

Observa-se que os valores de força cortante aumentam progressivamente durante os estágios de análise, acompanhando o crescimento dos carregamentos horizontais atuantes nessas mesmas camadas. Entretanto, o valor máximo de força cortante obtido é da ordem de 47 kN, sendo estes inferiores aos valores calculados de V_{Rd2} e V_{Rd3} e, portanto, não oferecem riscos a segurança da estaca. No mais, assim como nos momentos fletores, os esforços cisalhantes na camada inferior de argila se mostram praticamente constantes aos diferentes estágios, atingindo valores máximos de magnitude igual a 1 kN.

Quanto aos deslocamentos, observa-se que os valores máximos ocorrem próximos ao centro da camada de argila inferior, atingindo aproximadamente 9 mm, sem representar risco à integridade estrutural da estaca. Após atingirem esse valor máximo, os deslocamentos diminuem até a base da estaca. No “Caso A”, os

deslocamentos na base atingem cerca de 6 mm, enquanto no “Caso B” a estaca permanece praticamente na posição original, apresentando deslocamentos residuais da ordem de 1 mm.

No mais, nota-se que a variação dos deslocamentos apresenta um comportamento semelhante ao observado para os momentos fletores. O maior deslocamento ocorre no instante da aplicação do aterro (estágio 3), reduzindo até o Estágio 5, em resposta à diminuição dos momentos fletores e à dissipação parcial das poropressões. A partir do Estágio 11, os deslocamentos voltam a crescer, momento em que grande parte das deformações do solo já se consolidou, evidenciando o efeito do adensamento.

Assim, dos resultados obtidos a partir das análises numéricas, nota-se que a camada inferior não apresenta riscos quanto à estabilidade da estaca. Por outro lado, a camada superior de argila é responsável pelos maiores esforços e deslocamentos na estaca e, apesar dos valores de força cortante e deslocamentos serem inferiores aos limites resistentes, o momento fletor máximo ultrapassa a capacidade estrutural da estaca em grande parte dos estágios analisados, o que indica a ruptura do elemento estrutural.

4.3. COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS

Este capítulo tem como objetivo comparar os resultados obtidos pelos métodos analíticos e pela modelagem numérica, avaliando as diferenças e convergências entre as abordagens empregadas. Com a apresentação prévia dos resultados, torna-se possível estabelecer essa comparação direta, verificando a consistência dos comportamentos observados e a adequação dos modelos utilizados para representar o efeito Tschebotarioff na estaca estudada.

Os resultados obtidos por meio da modelagem numérica evidenciaram a influência direta da dissipação do excesso de poropressões e, conseqüentemente, do processo de adensamento na avaliação do efeito Tschebotarioff. Diante disso, torna-se evidente a limitação dos métodos analíticos, que não incorporam esses fenômenos ao seu procedimento de cálculo e, portanto, não conseguem representar a evolução temporal das tensões horizontais. Assim, os valores estimados pelas formulações analíticas devem ser comparados com aqueles obtidos no último estágio das análises numéricas, momento em que o adensamento está praticamente concluído.

Além disso, os métodos analíticos se mostram limitados quando aplicados a diferentes perfis estratigráficos, pois não consideram a profundidade em que a camada argilosa se encontra, fator que demonstrou exercer influência significativa na magnitude dos esforços gerados ao longo da estaca. Nesse contexto, o método de Wenz foi o que apresentou valores de pressões horizontais mais próximos aos obtidos pelas análises numéricas, além de fornecer os maiores valores dentre os métodos analisados.

Quanto aos momentos fletores, tanto o método de Tschebotarioff quanto o de Stewart oferecem procedimentos específicos para sua determinação. Entre estes, a formulação de Tschebotarioff apresentou resultados da ordem de 68 kN.m, valor bastante próximo aos 66 kN.m obtidos no último estágio das análises numéricas.

Assim, observa-se que os métodos de Wenz e de Tschebotarioff foram aqueles que apresentaram maior proximidade com os valores obtidos nas simulações numéricas. O método de Wenz mostrou-se mais adequado para situações em que o perfil estratigráfico real não corresponde às idealizações exigidas pelos métodos analíticos tradicionais. Por outro lado, em cenários compostos por uma única camada argilosa, condição que se aproxima das premissas dos métodos clássico, o método de Tschebotarioff pode ser empregado para análises preliminares, permitindo estimativas iniciais compatíveis com o comportamento esperado.

5. CONCLUSÕES

O principal objetivo deste trabalho foi modelar o comportamento geomecânico de uma estaca sujeita a tensões horizontais assimétricas, originados pela execução de um aterro de dois metros de altura próximo a uma edificação, localizada no bairro central do município de Tijucas, no estado de Santa Catarina (SC).

As análises foram realizadas através de métodos analíticos e via Método dos Elementos Finitos (MEF). Buscou-se, assim, compreender a distribuição das tensões horizontais, momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos ao longo da estaca, avaliando o efeito Tschebotarioff e suas implicações sobre a estabilidade estrutural do elemento e da edificação vizinha.

Em relação aos resultados obtidos pelos métodos analíticos, observou-se significativa dispersão entre as metodologias aplicadas, sobretudo quanto aos valores de momentos fletores e deslocamentos. Além disso, os métodos analíticos apresentaram deficiência quanto a análise de camadas profundas, uma vez que estes não avaliam este critério.

Utilizou-se o software Ftool como ferramenta complementar às metodologias que não fornecem estimativas diretas de momentos fletores e deslocamentos. Essa abordagem permitiu obter resultados, ainda que de forma simplificada, condizentes com o esperado em campo, uma vez que o programa possibilita a atribuição de parâmetros estruturais da estaca, como geometria da seção transversal, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Além disso, foi incorporado o conceito de reação do solo, fator essencial para representar adequadamente a interação solo–estrutura.

Posto isso, os resultados numéricos evidenciaram que os esforços atuantes na estaca variam ao longo do tempo em função do processo de adensamento das camadas argilosas, comportamento não contemplado pelos métodos analíticos tradicionais, que assumem tensões horizontais constantes e independentes da dissipação do excesso de poropressão. Nesse contexto, para avaliações preliminares, recomenda-se a aplicação do método de Wenz em conjunto com o software Ftool, uma vez que o método não fornece diretamente os momentos fletores. Ressalta-se, ainda, que o método de Tschebotarioff pode ser empregado em situações em que o perfil estratigráfico apresenta uma única camada argilosa contínua, sendo adequado apenas para análises iniciais que atendam às premissas idealizadas por esse modelo.

Quanto às análises realizadas através da modelagem numérica no software RS2, estes apresentam melhor capacidade preditiva, uma vez que se pode atribuir ao modelo os parâmetros de cada camada do perfil estratigráfico e o modelo de ruptura do solo considerado. A estaca também pode ser modelada seguindo as condições reais dela quanto à rigidez, geometria, reforço interno e condições de contorno.

Além disso, o modelo geomecânico permitiu avaliar os efeitos dos excessos de poropressões, e como estas influenciam na variação da magnitude dos esforços gerados na estaca. Assim, o modelo numérico evidenciou que as maiores tensões e momentos fletores ocorrem na camada argilosa superior, enquanto a camada inferior de argila demonstrou não sofrer impactos notáveis pela execução do aterro, apresentando esforços praticamente constantes ao longo dos estágios analisados.

De modo geral, verificou-se que, embora os esforços cortantes e deslocamentos obtidos estejam dentro dos limites admissíveis, a ruptura da estaca ocorreria em todos os estágios analisados, em função dos valores de momentos fletores ultrapassarem a capacidade estrutural da fundação. Dessa forma, conclui-se que, para a estaca analisada neste estudo, a execução do aterro sem nenhuma medida preliminar, como aterro estaqueado, ocasionará na ruptura da estaca da edificação vizinha, como consequência do efeito Tschebotarioff.

Por fim, destaca-se a modelagem geomecânica por elementos finitos como essencial para a compreensão do comportamento tensão-deformação de estacas submetidas a carregamentos horizontais assimétricos, sobretudo diante das limitações apresentadas pelos métodos analíticos, que não são capazes de representar a variação das pressões horizontais geradas, bem como a evolução dos esforços na estaca ao longo do tempo.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se o aprimoramento das análises realizadas através de métodos analíticos por meio da inclusão de curvas $p-y$, a fim de se obter uma representação de maior confiança sobre a interação solo-estrutura ao longo do fuste da estaca. Além disso, sugere-se a realização de modelagens tridimensionais, de modo a avaliar os efeitos de grupo de estacas e as interações entre elementos adjacentes, permitindo compreender com maior precisão a redistribuição dos esforços e deslocamentos.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M, S, S; MARQUES, M, E, S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. (p, 31-46).
- ALONSO, U, R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Blucher, 1989. (p, 66-128).
- ALONSO, U, R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.
- ARCELLOR MITTAL. **Fios e cordoalha para concreto protendido**. (2025).
- ASSAN, A, E. **Método dos elementos finitos: Primeiros passos**. 2. ed. Campinas: Unicamp, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Solo - sondagem de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16258**. Estacas pré-fabricadas de concreto - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- AZEVEDO, A, F, M. Método dos elementos finitos. **Faculdade de engenharia da universidade do Porto**, v. 1, n. 7, p. 1-2, 2003.
- BARAN, K. R. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.
- BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of the soil mechanics and foundations division**, v. 90, n SM2, p. 27-63, 1964.
- CASSOL. **Catálogo de pré-fabricados**. (2025).
- CINTRA, J, C, A; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geométrico**. São Paulo: Oficina de Texto, 2010. (p. 9-16).
- COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **CPRM**. Geologia e recursos minerais do estado de Santa Catarina. Serviço Geológico do Brasil (SGB): Porto Alegre, 2014.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **CPRM**. Carta geomorfológica estado de Santa Catarina. Serviço Geológico do Brasil (SGB): Porto Alegre, 2024.

COSTA, M, M, C. **Modelação de fundações profundas sob solicitação horizontal devida a deslocamento do terreno**. 2021. Tese (Mestrado em Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica) - Departamento de engenharia civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021.

DAS, B, M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007. (p. 244-348).

DANZIGER, B, R; LOPES, F, R. **Fundações em estacas**. Rio de Janeiro: LTC, 2021.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. Â. **Análise e projeto de fundações profundas**. In: HACHICH, W. *et al.* (comp.) **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. (p. 265-327).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 381**. Projeto de aterro sobre solos moles para obras viárias – Procedimento. Brasília: DNIT, 2022.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **EMBRAPA**. Solos do estado de Santa Catarina. Rio de Janeiro, 2004.

FARO, V, P. **Carregamento lateral em fundações Profundas Associadas a Solo Tratados: Concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FERRO, N, C, P. **Uma combinação MEC/MEF para análises de fundações enrijecidas por estacas**. 1992. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

FUTAI, M, M. **Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. 2010. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Cabal.

KEMPFERT, H, G; GEBRESELASSIE, B. **Excavations and foundations in soft soils**. Germany: Springer, 2006. (p. 11-17).

LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS – LMS. **Ensaio geotécnicos em solos**: relatório de ensaio nº 42/2024. Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2024.

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

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010. (p. 113-123).

MEYERHOF, G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering**. v. 102, p. 197-228, 1976.

MIER, J. M. **Manual de cimentaciones profundas**. México D.F: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C, 2001. (p. 375).

MITCHELL, J, K; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005. (p. 35-83).

MONTEIRO, A, B. *et al.* GFEM nonlinear analysis using an elastoplastic damage constitutive model. *In: XXXVII IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING*, 2016, Brasília.

OLIVEIRA, H, M; ALMEIDA, M, S, S. *In: VERTEMATTI, J, C. (coord.). Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo: Blucher, 2004. (p. 275-294).

OLIVEIRA, L, S. *et al. In: PIRES, R, C, S. et al. (coord.). Geotecnia: Análise dos solos*. Rio de Janeiro: Epitaya, 2022. (p. 80-97).

PALMEIRA, E, M; ORTIGÃO, A. *In: VERTEMATTI, J, C. (coord.). Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo: Blucher, 2004. (p. 72-83).

PEREIRA, M. S.; TSUHA, C. de H. C.; VILAR, O. M.; SCHIAVON, J. A.; TIBANA, S.; SABOYA, F.; DIAS, D. Performance Evaluation of a Collapsible Soil Reinforced with Compacted Lateritic Soil Columns. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, [S. l.], v. 145, n. 9, p. 04019055, set. 2019. Disponível em: <https://ascelibrary.com/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0002093>. Acesso em: 12 out. 2025.

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

PRESTRESSED CONCRETE PILING – PCI. Recommend practice for design, manufacture, and installation of prestressed concrete piling. **PCI Journal**. 2021.

RATTON, E. Dimensionamento de estacas carregadas lateralmente em profundidade. **Solos e Rochas**, v. 8, n. 1, 1985.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. Estimating soil unit weight from CPT. *In: 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, 2010, USA.

ROBERTSON, P, K.; CABAL, K, L. **Guide to Cone Penetration Testing**. 7. ed. Signal Hill, CA: Gregg Drilling LLC, 2022. (p. 25-67).

ROSA, G, S. *et al.* Análise do efeito Tschebotarioff em estacas pré-moldadas cravadas em solos moles de Florianópolis. **The Journal of Engineering and Exact Sciences**, v. 8, n. 8, p. 2, 2022.

SANTOS, M, C, R. **Estudo geotécnico para aceleração de recalques com utilização de drenos verticais**. 2025. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville, Joinville, 2025.

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

SILVA, J, P, S; FARO, V, P; JUNIOR, T, F, S. Análise da influência do coeficiente de reação horizontal do solo no dimensionamento estrutural de estacas de concreto. **Engenharia Estudo e Pesquisa. ABPE**, v. 20, n.1, p.09-17, 2020.

SIVELLI, M, G. **Interação solo-estrutura no projeto estrutural de edifícios de múltiplos andares**. 2018. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

SOUSA, C, T. **Ensaio e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob ações horizontais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2006.

TSCHEBOTARIOFF, G, P. **Retaining structures in foundation engineering**. New York: G.A. Leonards, McGraw-Hill Book, 1962.

TSCHEBOTARIOFF, G, P. **Foundations, retaining and Earth structures**. 2. ed. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha, 1973.

VAZ, L, E. **Método dos elementos finitos em análises de estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

VELLOSO, D, A; LOPES, F R. **Fundações profundas**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2010.