



Gabriela Ernandes Silva Santa Fé

**Avaliação da solicitação lateral em estacas. Estudo
paramétrico a partir do caso do Condomínio
Anêmona, Ubatuba/SP**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Raquel Quadros Velloso
Co-orientador: Prof. Sandro Salvador Sandroni

Rio de Janeiro
Setembro de 2019



Gabriela Ernandes Silva Santa Fé

**Avaliação da solicitação lateral em estacas.
Estudo paramétrico a partir do caso do
Condomínio Anêmona, Ubatuba/SP**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof^a. Raquel Quadros Velloso

Orientadora

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/PUC-Rio

Prof. Sandro Salvador Sandroni

Co-Orientador

Sandro Sandroni Engenheiros Associados

Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/PUC-Rio

Prof. Pedricto Rocha Filho

EDCTC/PUC-Rio

Rio de Janeiro, 11 de setembro de 2019

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, da orientadora e da universidade.

Gabriela Ernandes Silva Santa Fé

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Sergipe em Junho de 2017. Ingressou no mestrado em Geotecnia pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em Agosto de 2017, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia de Fundações e Geomecânica computacional.

Ficha Catalográfica

Fé, Gabriela Ernandes Silva Santa

Avaliação da solicitação lateral em estacas. Estudo paramétrico a partir do caso do Edifício Anêmona, Ubatuba/SP. / Gabriela Ernandes Silva Santa Fé ; orientadora: Raquel Quadros Velloso ; co-orientadora: Sandro Salvador Sandroni. – 2019.

125 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2019.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Estacas. 3. Argila mole. 4. Solicitação lateral. 5. Momentos fletores. I. Velloso, Raquel Quadros. II. Sandroni, Sandro Salvador. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Esta dissertação é dedicada
À minha família,
Ao meu namorado, amigos e
Todos aqueles presentes nessa jornada.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por ter colocado essa experiência no meu caminho e, mesmo com todas as dificuldades, o crescimento e conhecimento adquiridos fizeram tudo valer à pena.

Agradeço à minha família que tanto amo por me encherem de força a cada despedida e pelas comemorações em todo retorno. Um muito obrigada especial aos meus pais, os quais sem eles nada seria possível, obrigada por todo suporte, conselhos, amor incondicional e paciência em todos os momentos.

Obrigada a Gabriel, meu namorado, pelo apoio desde o primeiro minuto que saiu o resultado do mestrado, por ser um dos meus maiores incentivadores e por não ter me deixado desistir. Agradeço também à sua família por me receber como filha e sempre se preocupar comigo.

A Gabriel e Rômulo, que compartilham essa jornada acadêmica há sete anos, e, nos últimos dois, mais próximos do que nunca. Agradeço a paciência e todo aprendizado.

Aos meus amigos de Aracaju que estão me esperando de braços abertos e todos os novos, mas não menos importantes, amigos do Rio. Cristina, Marcela, Bia, Rafaella, Jéssica, Paula, Pedro e Douglas, passamos por tudo junto e assim continuaremos até nosso encontro anual em cada cidade. Ícaro, Vinícius, Bárbara e Erland, muito obrigada pela amizade e pelos conhecimentos compartilhados. Gostaria de agradecer especialmente a Raul, Miguel e Karl pela dedicação e disponibilidade em me ajudar e sugerir melhorias ao meu trabalho.

Ao PSICOM, em especial Carol e Dr^a. Viviane pelo suporte. A todos os funcionários e professores do departamento, principalmente, Rita, Luana, Jardel, Marcel, professora Raquel por me receber e aceitar esse desafio, e ao professor Sandroni pela sugestão do tema.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão da bolsa de estudo de mestrado.

Resumo

Fé, Gabriela Ernandes Silva Santa; Velloso, Raquel Quadros (Orientadora); Sandroni, Sandro Salvador (Co-orientador). **Avaliação da solicitação lateral em estacas. Estudo paramétrico a partir do caso do Condomínio Anêmona, Ubatuba/SP.** Rio de Janeiro, 2019. 125 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A constante expansão ocupacional de terrenos resulta na eventual construção sobre camadas de argila mole, o que requer a utilização de fundações em estacas e, com isso, maior conhecimento sobre o material do subsolo e a interação entre as estruturas. Em um projeto de fundações, a consideração das cargas transversais atuantes na superfície nem sempre é suficiente, é necessário adicionar as solicitações também impostas ao longo do seu comprimento. Este trabalho relata o caso de um edifício em Ubatuba/SP, que entrou em colapso devido a solicitações laterais no fuste das estacas próximas ao fundo do terreno, local com maior espessura de argila mole. Este movimento foi analisado por meio de quatro métodos convencionais (Tschebotarioff, De Beer e Wallays, Stewart e Goh), além do método numérico utilizando o *software* Plaxis em modelagens 2D e 3D. Os métodos convencionais apresentaram momentos fletores bastante divergentes entre si, porém todos apresentaram resultados cuja ordem de grandeza foi muito maior que os obtidos por meio da análise numérica. A modelagem bidimensional mostrou que o espaçamento entre estacas no eixo fora do plano é um fator com bastante influência e interfere nos valores resultantes do modelo 2D, outra constatação foi a redução de até 50% dos momentos fletores atuantes quando considerado o efeito de grupo. Os resultados da modelagem 3D mostraram-se concordantes com os da modelagem 2D, chegando a apresentar uma divergência de 2% entre os resultados. Em termos gerais, foi confirmada a maior solicitação nas estacas mais próximas ao limite posterior do terreno, onde se encontra a camada mais espessa de argila, o que gerou momentos maiores do que aqueles gerados pela carga transversal da superestrutura.

Palavras-chave

Estacas; Argila mole; Solicitação lateral; Momentos fletores.

Abstract

Fé, Gabriela Ernandes Silva Santa; Velloso, Raquel Quadros (Advisor); Sandroni, Sandro Salvador (Co-advisor). **Evaluation of lateral loading on piles. Parametric study from the case Condomínio Anêmona, Ubatuba/SP.** Rio de Janeiro, 2019. 125 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The constant expansion of land occupation leads to the eventual construction over soft clay layers, requiring the use of foundation piles and thus, greater understanding of the subsurface material and the interaction between the structures, especially in regards to the induced loads and displacements. Naturally, the loads from the overhead structure are transmitted to the foundation, causing it to suffer from the action of axial and transverse loads. In a foundation design, the consideration of transverse loads acting on the surface is not always sufficient, making it necessary to include the loads imposed along its length as well. This study depicts the case of a building in Ubatuba/SP that collapsed due to lateral stresses along the middle section of the piles, located close to the farthest site boundary where a thicker layer of soft clay can be found. This movement was analysed using four conventional methods (Tschebotarioff, De Beer & Wallays, Stewart & Goh), as well as a numerical method for 2D and 3D modelling on the Plaxis software. The conventional methods presented diverging results relative to each other, of which. However, all four methods produced results with orders of magnitude much greater than those obtained through numerical analysis. The bidimensional model showed that the spacing between piles in the out-of-plane axis is a factor of great influence and interferes in the simplifications of the 2D model. Another finding was a reduction of up to 50% of the acting bending moments when considering the group effect. The results from the 3D model were in agreement with those from the 2D model, exhibiting only a 2% difference. In general, a greater load on the piles closest to the farthest limit of the site was confirmed, located on the thickest clay layer that generated bending moments greater than those generated from the transverse load of the structure.

Keywords

Piles; Soft clay; Lateral loading; Bending moments.

Sumário

1	Introdução	17
1.1.	Objetivos	18
1.2.	Estrutura do trabalho	19
2	Revisão bibliográfica	20
2.1.	Argila mole	20
2.2.	Solicitação lateral em estacas	21
2.2.1.	Solicitação lateral devido à superestrutura	22
2.2.2.	Solicitação lateral por empuxo do solo	23
2.3.	Fatores de influência	24
2.3.1.	Valor da sobrecarga	25
2.3.2.	Características da camada compressível	27
2.3.3.	Fator de segurança à ruptura global	28
2.3.4.	Distância das estacas à sobrecarga	29
2.3.5.	Rigidez relativa do solo-estaca	30
2.3.6.	Efeito de grupo	32
2.3.7.	Tempo	33
2.4.	Métodos de cálculo	35
2.4.1.	Carga no topo	36
2.4.2.	Carga no fuste	39
2.5.	Trabalhos relevantes	53
2.5.1.	Heyman (1961 e 1965)	54
2.5.2.	Leussink e Wenz (1969)	55
2.5.3.	Tschebotarioff (1971)	57
2.5.4.	Bigot et al. (1977)	58
2.5.5.	Stewart (1992)	59
3	Estudo de caso	63

3.1. Localização e descrição arquitetônica	63
3.2. Descrição estrutural	65
3.3. Processo de desabamento	67
3.4. Investigação geotécnica	71
3.5. Causa da ruptura das estacas	76
3.6. Ações nas estacas devido à superestrutura	78
4 Resultados e Discussões	80
4.1. Carregamento no topo	80
4.2. Carregamento no fuste	84
4.2.1. Método de Tschebotarioff (1973)	86
4.2.2. Método de De Beer e Wallays (1972)	89
4.2.3. Método de Stewart (1994)	92
4.2.4. Método de Goh (1997)	95
4.2.5. Método numérico – <i>Software Plaxis</i>	98
5 Conclusões	120
Referências Bibliográficas	122

Lista de Figuras

Figura 2.1- Relação entre ângulo de atrito e índice de plasticidade com o coeficiente de empuxo (Ladd et al., 1997 apud Pinto, 1998).	21
Figura 2.2- Estaca submetida a uma força transversal e a reação do solo (Rodríguez e Rocha Filho, 2018).	23
Figura 2.3- Exemplos de estacas carregadas passivamente (Velloso e Lopes, 2011).	24
Figura 2.4- Movimentos significativos em função da rigidez relativa e da relação sobrecarga e resistência não drenada da argila (Marche e Lacroix, 1972).	26
Figura 2.5- Resposta dos momentos fletores e deflexões no topo da estaca com diferentes níveis de carregamento (Stewart, 1994).	26
Figura 2.6- Relação experimental entre deslocamento horizontal e o fator de segurança (Marche apud Beer Wallays, 1977).	28
Figura 2.7- Efeito da distância da estaca em relação à base do aterro nos momentos fletores máximos na fileira de estaca (Cobe, 2017).	30
Figura 2.8- Típico perfil de momento fletor em função da rigidez relativa solo-reforço (Goh et al., 1997).	31
Figura 2.9- Gráfico de M^* em função de q/S_u para cada valor de rigidez analisado (Goh et al., 1997).	31
Figura 2.10- Resposta da mobilização do carregamento em função do espaçamento das estacas (Kahyaoglu et al., 2012).	33
Figura 2.11- Desenvolvimento da deflexão no topo da estaca em função do recalque do aterro (Stewart et al. 1994).	34
Figura 2.12- Estaca vertical com topo livre submetida a uma força horizontal e um momento na superfície do terreno (Rodríguez e Rocha Filho, 2018).	37
Figura 2.13- Conjunto de forças que influenciam na estabilidade da fundação na presença de uma camada de solo mole (Tschebotarioff, 1973).	40
Figura 2.14- Distribuição de pressões do Método Tschebotarioff para estimativa de flexão em estacas engastadas em blocos (Tschebotarioff, 1973).	41

Figura 2.15- Distribuição de pressões para estimativa de flexão em estacas não engastadas em blocos (Velloso e Lopes, 2011).	42
Figura 2.16- Modelo da estaca no Ftool seguindo o método de Tschebotarioff (Fonte: O autor).	42
Figura 2.17- Pressão horizontal p_h em estacas submetidas a esforços laterais (Fonte: De Beer e Wallays, 1972, apud Velloso e Lopes, 2011).	43
Figura 2.18- Estacas submetidas a pressões laterais na vizinhança de um talude (Fonte: De Beer e Wallays, 1972, apud Velloso e Lopes, 2011).	44
Figura 2.19- Condições de contorno de deslocabilidade horizontal (Fonte: De Beer e Wallays, 1972, apud Velloso e Lopes, 2011).	45
Figura 2.20- Ábacos relacionando a rigidez da estaca (K_R) com os parâmetros adimensionais que se referem ao momento fletor e deslocamento do topo.	46
Figura 2.21- Configuração do caso utilizado na análise (Goh et al.1997)	48
Figura 2.22- Relação hiperbólica tensão/deformação do modelo constitutivo Hardening Soil (PLAXIS, 2019).	51
Figura 2.23- (a) Resistência de ponta das camadas do solo e (b) Momentos fletores em função da profundidade (Goh et al.1997)	55
Figura 2.24- Deslocamentos horizontais medidos do solo e da estaca (Adaptado de Goh et al.1997).	56
Figura 2.25- Perfil do solo no local da pesquisa, em Allamuchy (1971).	57
Figura 2.26- Esquema do trabalho desenvolvido por Stewart et al. (1992) com ensaios de centrífuga (Stewart et al.,1993).	60
Figura 2.27- Modelo do ensaio de centrífuga, com o aterro e o grupo de estacas com instrumentação (Stewart et al., 1993).	61
Figura 2.28- Configuração geral do modelo de centrífuga (Stewart et al., 1993).	61
Figura 2.29- Distribuição dos momentos fletores gerados nas estacas nos testes 9 e 11, respectivamente (Stewart et al., 1993).	62
Figura 3.1- Localização do Condomínio Anêmona. (a) Visão geral da cidade de Ubatuba; (b) Visão detalhada do bairro Toninhas; (c) Esquema da localização (Fonte: Google Maps e Souza, 2003).	64
Figura 3.2- Fachada do Condomínio Anêmona e o projeto arquitetônico do pavimento tipo (Folheto de propaganda da imobiliária apud Souza, 2003).	65

Figura 3.3- Estacas, vigas-baldrame e pilares-parede em (a) planta baixa e (b) estrutura de transição no plano tridimensional (Souza, 2003).	66
Figura 3.4- Córrego na divisa do terreno com a Rua Tainha (Souza, 2003).	67
Figura 3.5- Nova configuração do edifício após o colapso (Souza, 2003).	68
Figura 3.6- Desnível entre os blocos A (à direita) e B (à esquerda) após o colapso da estrutura (Souza, 2003).	68
Figura 3.7- Comparação entre as projeções antes e depois do colapso do edifício.	69
Figura 3.8- Recalque do aterro no estacionamento do bloco A, destaque para a viga-baldrame em evidência (Souza, 2003).	70
Figura 3.9- Situação dos apartamentos (a) próximos à Rua Tainha (ao fundo) e (b) mais distantes dessa região (Souza, 2003).	70
Figura 3.10- Muro de divisa do terreno com rachaduras e deformações (Souza, 2003).	71
Figura 3.11- Locação dos furos de sondagem para o ensaio SPT no terreno (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).	72
Figura 3.12- Relatório de sondagem do furo SP-02 (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).	73
Figura 3.13- Relatório de sondagem do furo SP-03 (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).	74
Figura 3.14- Relatório de sondagem do furo SP-05 (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).	75
Figura 3.15- Perfil estratigráfico feito a partir dos boletins de sondagem (O autor).	76
Figura 3.16- Perfil do terreno após a deposição de um novo aterro no estacionamento (Souza, 2003).	77
Figura 3.17- Processo de flexão da estaca devido ao empuxo lateral da argila mole (Souza, 2003).	78
Figura 3.18- Cargas normais e transversais impostas nas estacas devido à superestrutura (Souza, 2003).	79
Figura 4.1- Gráfico comparativo entre os momentos fletores dos grupos de estaca.	83
Figura 4.2- Gráfico comparativo entre os deslocamentos dos grupos de estaca.	83

Figura 4.3- Esquema similar ocorrido no Condomínio Anêmona, na região periférica do terreno construído.	84
Figura 4.4- Projeto de fundações em planta com a separação das estacas em linhas, considerando o Corte AA', à esquerda.	85
Figura 4.5- Corte AA' do projeto de fundações, de forma que seja possível visualizar as projeções das estacas traseiras.	85
Figura 4.6- (a) Modelo do Ftool simulando uma estaca engastada no seu topo para a Linha 1; (b) Diagrama de Momento Fletor para a Linha 1.	88
Figura 4.7- (a) Modelo do Ftool simulando uma estaca não engastada no seu topo para a Linha 1; (b) Diagrama de Momento Fletor para a Linha 1.	89
Figura 4.8- Hipóteses de condições de apoio: (a) Hipótese 1: Engaste nas extremidades; (b) Diagrama de Momento Fletor da Hipótese 1; (c) Hipótese 2: Apoios de segundo gênero nas camadas de areia; (d) Diagrama de Momento Fletor da Hipótese 2.	91
Figura 4.9- Ábaco de Stewart (1994) para o parâmetro M_q com as marcações do estudo de caso.	93
Figura 4.10- Ábaco de Stewart (1994) para o parâmetro M_q com as marcações do estudo de caso.	95
Figura 4.11- Os dois passos da modelagem: primeiramente sem aterro e estacas, e o seguinte com a construção do aterro e inserção das estacas.	100
Figura 4.12- Deslocamento do solo (a) no passo 1; (b) no passo 2.	100
Figura 4.13- Qualidade dos elementos da malha fina gerada.	101
Figura 4.14- Comportamento do conjunto por meio da (a) Malha deformada; (b) Diagrama de momento fletor; (c) Diagrama de deslocamentos.	104
Figura 4.15- Gráfico que relaciona o Momento Fletor gerado com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado. (a) $S_u = 5$ kPa; (b) $S_u = 10, 15, 20, 25$ kPa.	105
Figura 4.16- Gráfico que relaciona o Momento Fletor gerado com (a) A resistência não drenada da argila; (b) A relação q/S_u .	106
Figura 4.17- Gráfico que relaciona o deslocamento horizontal da estaca com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado.	107
Figura 4.18- Gráfico que relaciona o Momento Fletor gerado com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado, no caso de espaçamentos iguais.	110

Figura 4.19- Gráfico que relaciona o deslocamento horizontal com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado, no caso de espaçamentos iguais.	110
Figura 4.20- Diagrama de momento fletor da linha L1 no solo com $S_u = 15$ kPa.	111
Figura 4.21- Diagrama de momento fletor da linha L8 no solo com $S_u = 15$ kPa.	111
Figura 4.22- Corte AA' com as estacas dos Blocos A e B para $S_u = 15$ kPa	115
Figura 4.23- Modelo numérico no Plaxis 3D mostrando (a) as camadas do solo e (b) as estacas	116
Figura 4.24- Malhas deformadas (a) do solo e (b) estacas e (c) diagrama de deslocamento horizontal.	117
Figura 4.25- Momentos fletores atuantes nas estacas na modelagem 3D.	118

Lista de Tabelas

Tabela 2.1- Coeficientes A e B (Matlock e Reese, 1961).	38
Tabela 2.2- Variações dos valores estimados de n_h (Davisson, 1965).	39
Tabela 2.3- Peso específico e módulo de elasticidade dos solos por meio de correlações empíricas com o N_{SPT} .	52
Tabela 4.1- Características gerais das estacas utilizadas.	80
Tabela 4.2- Cargas transversais aplicadas em cada estaca e agrupamento.	81
Tabela 4.3- Momentos fletores e deslocamentos ocorridos no grupo de estacas número 16.	82
Tabela 4.4- Espessura de cada camada atravessada pela linha de estacas do Bloco B.	86
Tabela 4.5- Parâmetros de cada linha utilizados para cálculo dos momentos máximo e no engaste.	87
Tabela 4.6- Cargas horizontais utilizadas no F_{tool} para cálculo dos momentos.	88
Tabela 4.7- Momentos fletores máximo e no engaste utilizando o Método de Tschebotarioff.	89
Tabela 4.8- Pressão horizontal atuante em cada linha de estaca.	90
Tabela 4.9- Momentos fletores máximos em ambas as hipóteses de condições de apoio para o método de De Beer e Wallays.	92
Tabela 4.10- Rigidez relativa solo-estaca (K_R) para cada linha de estacas.	93
Tabela 4.11- Momentos fletores máximos em todas as hipóteses de condições de apoio para o método de Stewart.	94
Tabela 4.12- Deslocamentos máximos em todas as hipóteses de condições de apoio para o método de Stewart.	95
Tabela 4.13- Momentos fletores máximos calculados por meio do Método de Goh et al., para $S_u = 5$ kPa e $S_u = 10$ kPa.	96
Tabela 4.14- Momentos fletores máximos calculados por meio do Método de Goh et al., para $S_u = 15$ kPa e $S_u = 20$ kPa.	96
Tabela 4.15- Momentos fletores máximos calculados por meio do Método de Goh et al., para $S_u = 25$ kPa.	97
Tabela 4.16- Parâmetros das camadas de solo utilizadas na modelagem.	98

Tabela 4.17- Modelos constitutivos utilizados na modelagem.	98
Tabela 4.18- Parâmetros das estacas.	99
Tabela 4.19- Espaçamentos entre as estacas no eixo fora do plano utilizados no Plaxis 2D.	99
Tabela 4.20- Momentos fletores máximos por linha com método numérico: $S_u = 5$ kPa.	101
Tabela 4.21- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 10$ kPa.	102
Tabela 4.22- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 15$ kPa.	102
Tabela 4.23- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 20$ kPa.	103
Tabela 4.24- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 25$ kPa.	103
Tabela 4.25- Deslocamentos horizontais da estaca pelo método numérico no Plaxis 2D.	107
Tabela 4.26- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 10$ kPa.	108
Tabela 4.27- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 15$ kPa.	108
Tabela 4.28- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 20$ kPa.	109
Tabela 4.29- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 25$ kPa.	109
Tabela 4.30- Momentos fletores máximos atuantes na estaca na camada de argila e na interface entre os solos, argila com $S_u = 15$ kPa e espaçamentos iguais entre as estacas.	112
Tabela 4.31- Momentos fletores e deslocamentos horizontais das linhas L1, L5, L9 e L11 considerando o efeito de grupo.	113
Tabela 4.32- Diferença percentual entre os momentos fletores e deslocamentos das linhas de estacas individuais e em grupo.	114
Tabela 4.33- Momentos fletores no Plaxis 2D e 3D, considerando as cargas atuantes.	119

1 Introdução

A progressiva ocupação territorial das cidades e regiões periféricas com edificações e malhas rodoviárias e ferroviárias em todo o mundo induz a uma situação inevitável e um desafio crescente, que é a construção sobre solos moles. Esta expansão reforça a necessidade de conhecer profundamente este material que compõe o subsolo em busca de compreender corretamente seu comportamento e sua interação com estruturas de fundação, de forma a garantir economia, estabilidade do aterro e segurança contra a ruptura de estruturas adjacentes.

A construção de aterros gera movimentos significativos quando acontecem sobre um depósito de solo mole. Os deslocamentos verticais ganham importância devido à própria direção da solicitação imposta, porém, também são verificados deslocamentos horizontais devido à natureza assimétrica das cargas aplicadas ao terreno.

A fim de solucionar o problema de recalques em construções sobre camada de solos moles, faz-se o uso de elementos de fundação profunda até atingir a camada de solo resistente, como estacas ou tubulões. Além das forças axiais, são consideradas em projeto forças horizontais que acontecem no topo da estrutura devido a superestrutura (solicitação ativa), sejam elas transversais ou longitudinais, e aquelas que acontecem ao longo do fuste da fundação, causadas por carregamentos ou escavações assimétricas (solicitação passiva), processo este que requer atenção quando as estruturas atravessam camadas espessas de argila mole.

No Brasil, é comum utilizar o termo “Efeito Tschebotarioff” para designar este tipo de solicitação passiva em estacas, isto porque Tschebotarioff foi o primeiro a pesquisar e descrever o fenômeno e seus efeitos. Porém, na literatura técnica internacional, não há referência a este termo e o fenômeno é descrito como efeito do movimento de solo em estacas passivas, esforços em estacas devido a sobrecargas assimétricas, ou ainda esforços horizontais em profundidade em estacas.

Existe, na literatura, uma numerosa quantidade de métodos que visa dimensionar a magnitude dos esforços gerados por cargas assimétricas em estacas, sejam eles empíricos, analíticos ou numéricos, dados por meio de ensaios de campo, centrífuga, modelagem numérica, dentre outros. Porém, mesmo com várias análises de diferentes fontes, a dispersão entre os resultados é muito grande por causa das diversas variáveis que influenciam o efeito.

Devido a essa incerteza de resultados que impossibilita um dimensionamento seguro e econômico das estacas, alguns procedimentos de proteção são adotados na prática, como, por exemplo, o uso de aterros leves, adiamento da instalação das estacas até que maior parte das deformações já tenham ocorrido, proteção dos elementos, remoção da argila mole, utilização de reforços com geogrelha, dentre outros.

Este trabalho analisa, por meio de quatro métodos convencionais e um numérico utilizando o *software* Plaxis, um caso de ruptura de estacas devido ao movimento do solo em estacas passivas ocorridos em Ubatuba, litoral de São Paulo, onde as estacas localizadas na região de maior espessura de camada de solo mole romperam por flexocompressão e o edifício colapsou.

1.1. Objetivos

Este estudo tem como objetivo geral analisar o comportamento do conjunto solo e estacas em um caso de ruptura onde o subsolo era composto por uma camada de espessura variável de argila mole e estimar, por meio de diferentes métodos, os momentos fletores atuantes em todas as fileiras de estacas, a fim de explicar o motivo das estacas ao fundo do terreno terem rompido.

Os objetivos específicos são:

- i) Estimar os esforços horizontais em profundidade impostos nas estacas devido a solicitações laterais do solo por métodos clássicos de previsão;
- ii) Estimar esforços horizontais e deslocamento nas estacas por meio do Método dos Elementos Finitos utilizando o *software* Plaxis;
- iii) Comparar os resultados do método numérico com os métodos clássicos;

1.2. Estrutura do trabalho

Para melhor entendimento, este trabalho está dividido em cinco capítulos:

Capítulo 1: Consiste na **Introdução**, com uma breve visão geral sobre o tema abordado, os objetivos deste trabalho e a sua organização.

Capítulo 2: A **Revisão Bibliográfica** aborda assuntos importantes para o completo entendimento do tema deste trabalho, como aspectos da argila mole que a tornam mais problemática quando encontrada em grande espessura no subsolo; comportamento e efeitos das solicitações laterais no topo e ao longo do fuste das estacas; os fatores que influenciam no efeito de carregamento de estacas passivas; os métodos de cálculo para estimativa dos esforços atuantes, tanto em estacas ativas, quanto passivas e os trabalhos com importantes contribuições para o tema ao longo da história.

Capítulo 3: É detalhado no **Estudo de caso** a localização e descrição do imóvel; seu projeto estrutural, incluindo ênfase no projeto de fundações; como se deu o processo de desabamento e suas evidências; a investigação geotécnica realizada por meio de ensaio de SPT; detalhamento sobre a causa da ruptura e as ações nas estacas devido à superestrutura.

Capítulo 4: Apresenta os **Resultados e discussões** dos cálculos realizados, incluindo os quatro métodos clássicos e todas as variações do método numérico, com as análises paramétricas da resistência ao cisalhamento drenada e espaçamento entre as estacas, além da comparação entre as modelagens bidimensional e tridimensional.

Capítulo 5: Nas **Conclusões**, são apresentadas as principais questões concluídas quanto ao caso estudado e sugestões para pesquisas futuras.

2 Revisão bibliográfica

2.1. Argila mole

Os solos moles podem ser caracterizados como solos sedimentares, em que a predominância da fração de argila imprime ao solo características compressíveis e que possuem baixa resistência a penetração por meio do ensaio de SPT. As definições de “solo mole” podem variar de um autor para outro, mas, em geral, elas podem ser dadas a partir do SPT, da resistência ao cisalhamento não drenada e sobreadensamento.

Sabendo que o N_{SPT} consiste no número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador padrão utilizado na sondagem SPT, a NBR 6484 define solo mole como sendo aquele cujo N_{SPT} está entre 3 e 5, enquanto solo muito mole tem esse índice menor ou igual a 2, apesar de que este não é um bom critério para discernir características do solo. Quanto à resistência ao cisalhamento não drenada, Terzaghi e Peck (1948) apud Sandroni (2018) indicam que solos moles apresentam S_u entre 12,5 kPa e 25 kPa, enquanto os muito moles tem sua resistência menor que 12,5 kPa. Por fim, em relação ao sobreadensamento, os solos denominados muito moles são normalmente adensados ou levemente sobreadensados com OCR menor que 4. A expressão “solos extremamente moles” é utilizada por Sandroni (2006) para indicar os depósitos de solos argilosos, orgânicos, turfosos ou não, com coloração escura, com umidade elevada (maior do que 100% e chegando aos 1000%) e N_{SPT} nulo, quando o amostrador penetra sob o peso da composição.

Nas planícies litorâneas do Brasil, é comum encontrar depósitos de argilas de consistência mole a muito mole e com diferentes teores de matéria orgânica. Segundo Massad (1988), os depósitos de solos moles foram formados devido às oscilações do nível do mar durante o Quaternário, quando ocorreram dois ciclos de sedimentação, um no Pleistoceno e outro do Holoceno, intercalados por um processo de erosão com grande intensidade que removeu uma fração grande dos

sedimentos já depositados, o que justifica o leve pré-adensamento verificado em camadas superficiais desses depósitos sedimentares.

Algumas das características da argila tornam esse tipo de solo delicado quando presente no subsolo de uma região estaqueada e solicitada assimetricamente. O coeficiente de empuxo (K_0) consiste na relação entre a tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva, e, segundo Ladd et al. (1977) apud Pinto (1998), pode ser estimado a partir de parâmetros como ângulo de atrito e índice de plasticidade, como mostra a Figura 2.1.

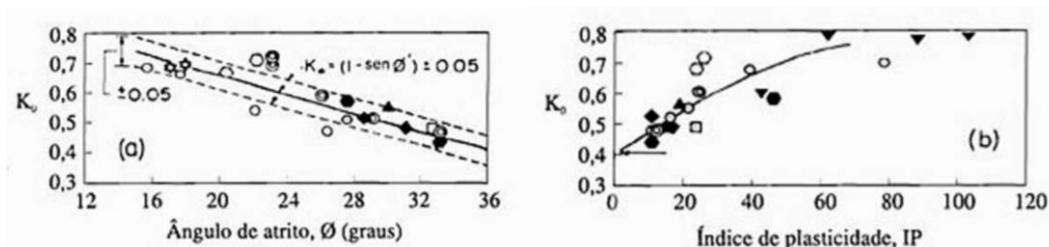


Figura 2.1- Relação entre ângulo de atrito e índice de plasticidade com o coeficiente de empuxo no repouso (Ladd et al., 1997 apud Pinto, 1998).

A correlação entre o ângulo de atrito e o coeficiente de empuxo no repouso para solos normalmente adensados é dada a partir da Equação 2.1:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \quad (2.1)$$

Considerando que o ângulo de atrito das argilas normalmente adensadas é menor que das areias, enquanto o índice de plasticidade é maior, é possível concluir que, em geral, as argilas apresentam coeficiente de empuxo no repouso maior quando comparado com as areias.

Outra característica importante dos solos moles é a sua baixa permeabilidade que, atrelada à alta compressibilidade (combinação dada pelo coeficiente de adensamento), impede a dissipação rápida do excesso de poropressão, fazendo com que o processo de adensamento ocorra com o tempo e continue solicitando a estaca também na fase drenada.

2.2. Solicitação lateral em estacas

Segundo Tschebotarioff (1973), existem dois tipos principais de carregamentos laterais em uma estaca: a primeira é devido à transferência de

carga da superestrutura e acontece no topo da estaca, na região acima do nível do terreno, enquanto a segunda acontece sob o nível do terreno por meio de pressões laterais originadas do peso de novos aterros construídos adjacentes à estrutura ou aterros de sobrecarga dispostos de forma assimétrica. Neste trabalho, serão abordadas as duas situações no estudo de caso do Condomínio Anêmona em Ubatuba/SP.

2.2.1. Solicitação lateral devido à superestrutura

Fundações profundas, em geral, são projetadas para suportar um sistema de cargas verticais, horizontais e momentos. No caso de um pilar de ponte, por exemplo, além do próprio peso da estrutura e a sobrecarga gerada pela passagem de veículos, os pilares também são solicitados lateralmente devido a ação de vento, forças centrífugas, frenagem, etc., que, por sua vez, serão transmitidos para as estacas de fundação. Em casos de edifícios, também é possível identificar solicitações gerados lateralmente pela configuração e transmissão de esforços da própria superestrutura ou pelo efeito de vento.

A fim de evitar ou minimizar problemas gerados por forças transversais, as soluções são baseadas em projetos de estacas inclinadas, de modo que elas trabalhem, predominantemente, sob forças axiais, embora elas apresentem maior dificuldade durante o processo construtivo, ou dimensionando estacas verticais para que suportem solicitações de flexocompressão.

A Figura 2.2 mostra o esquema de uma estaca carregada transversalmente e a reação do solo, ou seja, como o terreno resiste à ação da estaca.

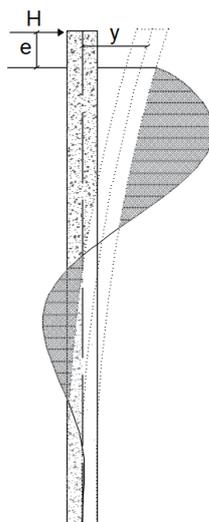


Figura 2.2- Estaca submetida a uma força transversal e a reação do solo (Rodríguez e Rocha Filho, 2018).

Segundo Velloso e Lopes (2011), esse tipo de problema apresenta três aspectos importantes: estabilidade contra a ruptura, ou seja, verificar se o solo é capaz de suportar com segurança as tensões transmitidas a ele; deslocamento, isto é, certificar-se que os deslocamentos gerados pelas forças transversais são compatíveis com a estrutura suportada e, por fim, o dimensionamento das estruturas de fundação para que suportem os esforços internos gerados.

2.2.2. Solicitação lateral por empuxo do solo

O primeiro passo para este tipo de situação é fazer a análise da estabilidade global contra a ruptura rotacional, em que a presença das estacas aumenta o fator de segurança por funcionarem como grampos que ancoram a região potencialmente instável no solo subjacente mais competente.

Por outro lado, a inserção das estacas pode alterar o estado natural das camadas, atuando contra a segurança, visto que, no caso de argilas sensíveis, a perturbação da instalação pode enfraquecer o solo no entorno das estacas. Além disso, outra circunstância acontece na presença de sobrecargas assimétricas acima do nível do terreno que, devido ao coeficiente de empuxo da argila, gera, nas estacas, esforços que podem não ter sido considerados no projeto, podendo levar à ruptura da estrutura.

Sendo assim, é imprescindível levar em consideração as tensões de flexão em estacas sob essas condições. Nestes casos, é necessário o uso de estacas que apresentem resistência adequada à flexão. Segundo Tschebotarioff (1973), as estacas H ou estacas tubulares de ponta aberta, submetidas à lavagem contínua durante a cravação, satisfazem este requisito.

Os principais exemplos desse efeito acontecem em armazéns estaqueados apenas na periferia (Figura 2.3a), onde o material armazenado transmite cargas para o solo mole e este se desloca em direção às estacas; o mesmo acontece com tanques de armazenamento de fluidos estaqueados (Figura 2.3b); muros de arrimo sobre estacas (Figura 2.3c) e encontro de pontes (Figura 2.3d).

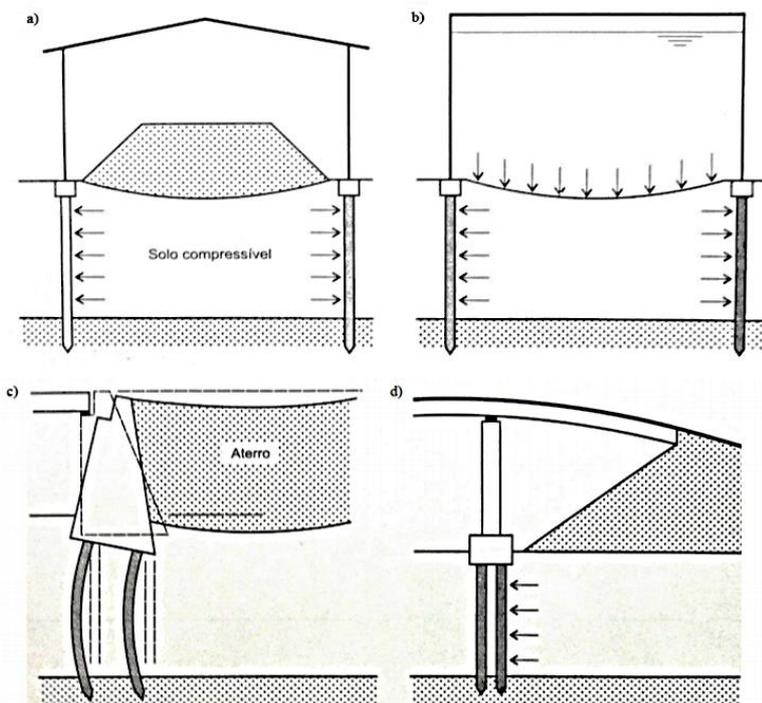


Figura 2.3- Exemplos de estacas carregadas passivamente (Velloso e Lopes, 2011).

2.3. Fatores de influência

Os fatores da configuração do problema influenciam na solicitação lateral das estacas por empuxo de terra são:

- Valor da sobrecarga - altura e peso específico do material de aterro;
- Características da camada compressível;
- Fator de segurança à ruptura global;

- Distância das estacas à sobrecarga;
- Rigidez das estacas;
- Efeito de grupo
- Tempo.

2.3.1. Valor da sobrecarga

O primeiro fator que precisa ser observado é o valor da sobrecarga, de tal forma que não gere uma solicitação lateral na estaca muito intensa. Baseado no seu estudo de caso em Allamuchy, Tschebotarioff (1973) observou que este valor de sobrecarga não deve ultrapassar a tensão horizontal de escoamento da argila (p_y) e este é dado pela Equação 2.2:

$$p_y = 3S_u \quad (2.2)$$

Este critério de risco foi confirmado por Marche e Lacroix (1972) no seu estudo de 16 pontes, onde foram observados significativos deslocamentos nos encontros. A análise comparativa relata a variação deste ponto limite de mudança de comportamento de acordo com a rigidez relativa das estacas, e, ainda assim, apresentam valores da mesma ordem para a grande maioria dos casos práticos, como mostra a Figura 2.4.

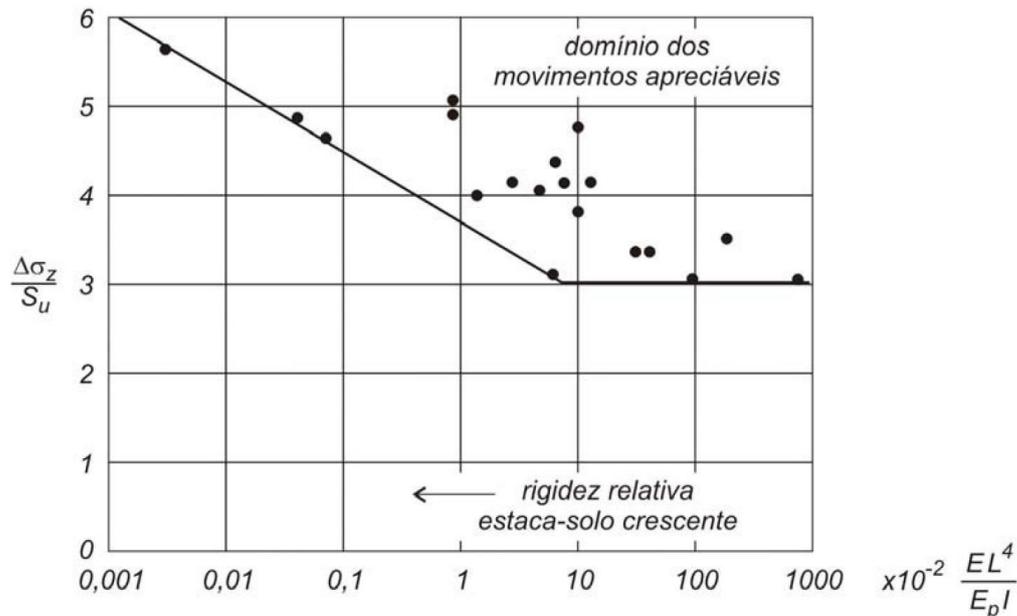


Figura 2.4- Movimentos significativos em função da rigidez relativa e da relação sobrecarga e resistência não drenada da argila (Marche e Lacroix, 1972).

Stewart (1994), em sua análise em modelos reduzidos de centrífuga, também confirmou esta margem de valor limite entre o comportamento elástico e o comportamento plástico da argila. Os gráficos de máximo momento fletor e deflexão do topo da estaca por carregamento do aterro indicam duas retas que se interceptam quando o valor da sobrecarga atinge três vezes o valor da resistência não drenada da argila mole. Antes deste ponto, os momentos e deflexões são relativamente pequenos, e um substancial crescimento ocorre após esta interseção, como mostra a Figura 2.5.

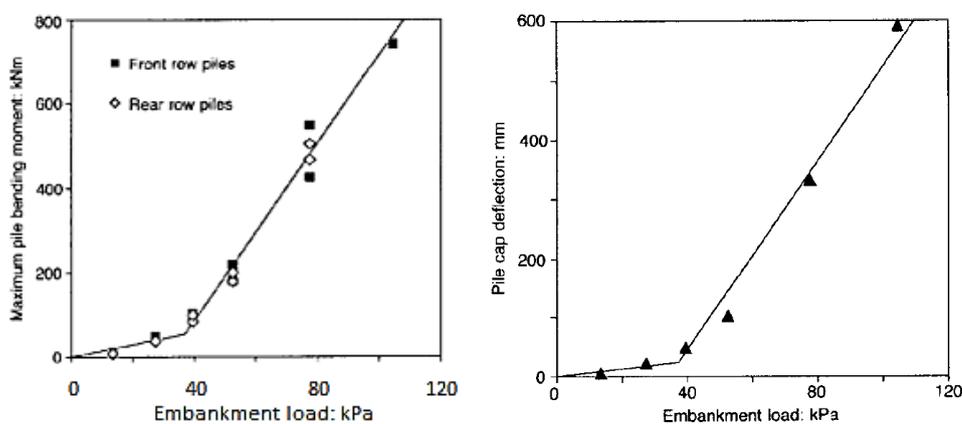


Figura 2.5- Resposta dos momentos fletores e deflexões no topo da estaca com diferentes níveis de carregamento (Stewart, 1994).

2.3.2. Características da camada compressível

Um dos principais parâmetros a ser considerado ao estudar este efeito, são as características da camada através da qual a estaca será inserida. Segundo Tschebotarioff (1973), a granulometria interfere diretamente nos esforços de flexão em estacas devido à sobrecargas assimétricas, o que pode ser dividido em duas situações:

i) Estacas que atravessam solos arenosos fofos: neste caso, os esforços e deformações gerados na estaca ao longo da profundidade são, em geral, de pequena dimensão, podendo até ser desprezíveis. Porém, segundo Franki (1963) apud Cobe (2017), um monitoramento realizado em uma estaca que atravessava um depósito arenoso de baixa compactação identificou elevados esforços de flexão.

ii) Estacas que atravessam depósitos de argila mole: no processo de cravação da estaca, o solo mole não é comprimido, mas sim, deslocado e amolgado. No caso de existência de uma sobrecarga assimétrica, primeiramente, a argila mole irá se deslocar horizontalmente a volume constante (fase não drenada) e, com o início da dissipação de poropressão (fase de adensamento). Ambas as fases causam solicitações nas estacas.

Outras características da camada compressível que influenciam o processo de solicitação passiva das estacas são: resistência ao cisalhamento, compressibilidade e espessura da camada. Em linhas gerais, quanto mais compressível for o solo e maior a sua espessura, maiores serão os deslocamentos horizontais do solo e a solicitação nas estacas. Por outro lado, Stewart (1994) indica uma posição contrária quanto à espessura da camada quando se trata dos momentos fletores gerados.

Em relação à resistência ao cisalhamento do solo, Oliveira (2015) afirma que, para um mesmo carregamento, solos mais resistentes oferecem menos risco à ruptura e solicitam menos as estacas, porém, caso o carregamento seja suficientemente alto, capaz de atingir a tensão de escoamento do solo, o mais resistente tem capacidade de provocar maiores empuxos nas estacas ao se plastificar no entorno delas.

2.3.3. Fator de segurança à ruptura global

Este fator se refere à superfície de deslizamento que intercepta o estaqueamento e não o fator de segurança mínimo, o qual pode não estar relacionado com a estrutura. Quanto menor o fator de segurança, maior é a solicitação na estaca para que o talude se mantenha estável, sendo assim, é necessário tomar providências para que esse efeito não seja tão intenso, como, por exemplo, alterar a sobrecarga ou a distância ao estaqueamento (Velloso e Lopes, 2011).

De Beer e Wallays (1977) apontam uma diferenciação de comportamento em seu método, fazendo com que este só tenha utilidade para casos em que o fator de segurança é maior que 1,6. Este limite foi determinado por meio de uma análise comparativa de testes em real escala, onde se observou que o método somente retornaria valores seguros para F.S. acima desta margem.

A Figura 2.6 mostra a relação do deslocamento horizontal normalizado e o fator de segurança F , baseado em dados experimentais de Marche (1973). É possível perceber que, quando o fator de segurança é abaixo de 1,4, o fator de deslocamento aumenta consideravelmente.

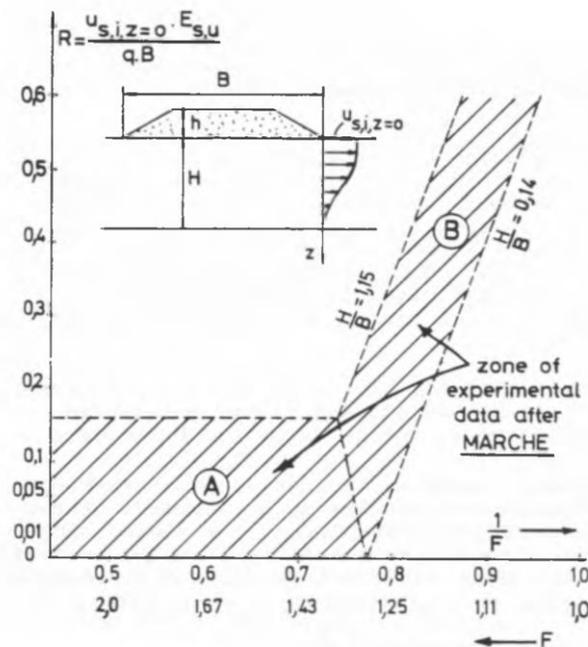


Figura 2.6- Relação experimental entre deslocamento horizontal e o fator de segurança (Marche, 1973 apud Beer Wallays, 1977).

Mais uma análise, desta vez qualitativa, que existe é entre o índice de consistência do solo (I_c) e o fator de segurança variável, sugerida por Franke (1977) em uma contribuição a De Beer (1977), onde o FS pode variar de unitário ($I_c > 1,25$) a valores superiores a 2,0 ($I_c < 0,25$).

Segundo Flemming et al. (2009), para situações de menor estabilidade, ou seja, fator de segurança menor que 1,6, é assumido que a tensão horizontal limite total do solo é mobilizada contra as estacas ao longo de toda a espessura da camada de solo mole.

Baseado em estudos de caso da movimentação de 12 aterros localizados em encontros de pontes, Hong e Song (2001) relacionaram os valores de fator de segurança à ruptura com os deslocamentos horizontais observados. Com base nesta análise, afirma-se que, a fim de evitar deslocamentos indesejáveis, é necessário garantir um fator de segurança mínimo de 1,80 quando considerada a presença da estaca e 1,50 quando não considerada a presença das estacas.

2.3.4. Distância das estacas à sobrecarga

Intuitivamente, é esperado que o efeito de deslocamento e esforços gerados pela carga assimétrica sobre a estaca seja maior quanto mais próxima a estaca estiver da borda da sobrecarga. Dessa forma, tratando-se de um aterro, os valores máximos de deslocamentos horizontais e momentos ocorrem ao longo da profundidade localizada ao pé do talude e diminuem à medida em que se afasta do aterro.

Heyman (1961 e 1965) publicou trabalhos de monitoramento na Holanda avaliando a influência da distância do estaqueamento até o pé do talude de aterro, cujo conteúdo será detalhado no item sobre Trabalhos Relevantes.

Cobe (2017) realizou um estudo de caso em um aterro construído em cinco etapas na Vila Olímpica, Rio de Janeiro, com estacas instrumentadas e todos os dados coletados e interpretado. Com essas informações, foi feita uma parametrização variando a distância da estaca à base do aterro, a fim de verificar qual a magnitude da influência dessa variável. A Figura 2.7 mostra os resultados da relação entre os momentos fletores gerados e a distância entre os pontos de interesse, onde H é a altura do aterro assimétrico construído. É possível constatar

que, de fato, o momento decresce à tendência em que essa distância aumenta. Considerando a espessura da camada de argila mole como sendo de 10 metros, a partir de aproximadamente 2,5 vezes a espessura da camada, os momentos gerados passam a ser aceitáveis, ratificando a conclusão de Heyman (1961), e em 3,5 vezes a espessura da camada, a sobrecarga passa a praticamente não influenciar na estaca.

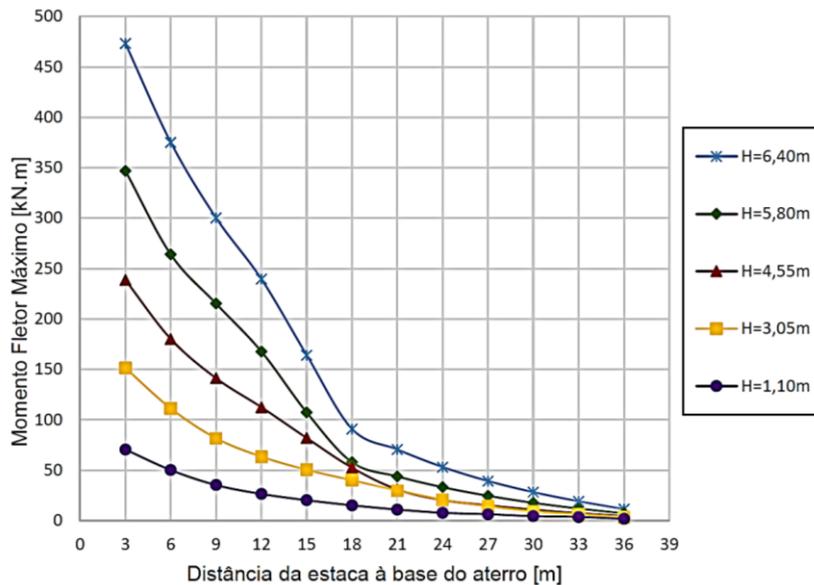


Figura 2.7- Efeito da distância da estaca em relação à base do aterro nos momentos fletores máximos na fileira de estaca (Cobe, 2017).

2.3.5. Rigidez relativa do solo-estaca

Goh et al. (1997) fizeram análises paramétricas para examinar os efeitos da rigidez relativa solo-estaca no comportamento de uma estaca localizada no pé de um aterro. O método de Goh et al. (1997) para estimativa dos momentos fletores, inclusive, é baseado neste parâmetro e detalhado a seguir no tópico sobre Métodos de Cálculo.

O perfil típico de momento fletor na estaca está mostrado na Figura 2.8.

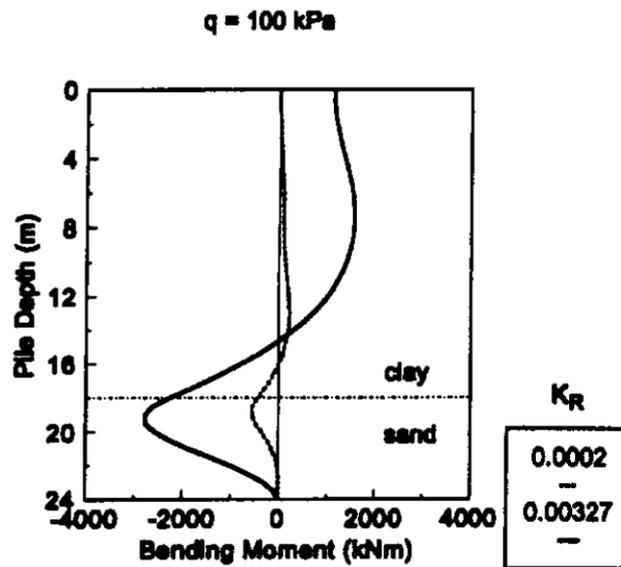


Figura 2.8- Típico perfil de momento fletor em função da rigidez relativa solo-estaca (Goh et al., 1997).

Em todos os casos, o ponto de maior momento fletor está localizado próximo à interface entre a camada mole e o substrato rígido, ou seja, a rigidez relativa não interfere neste ponto, por outro lado, a intensidade da sollicitação é maximizada em casos de maior rigidez relativa.

Os autores fazem uma correlação entre o parâmetro adimensional M^* com os parâmetros λ e β , os quais são dependentes da rigidez relativa (K_R). A Figura 2.9 mostra a resposta de M^* em função da relação entre a carga do aterro (q) e a resistência não drenada da argila (C_U) para cada valor de K_R , o que deixa claro o aumento da sollicitação quanto maior a rigidez relativa.

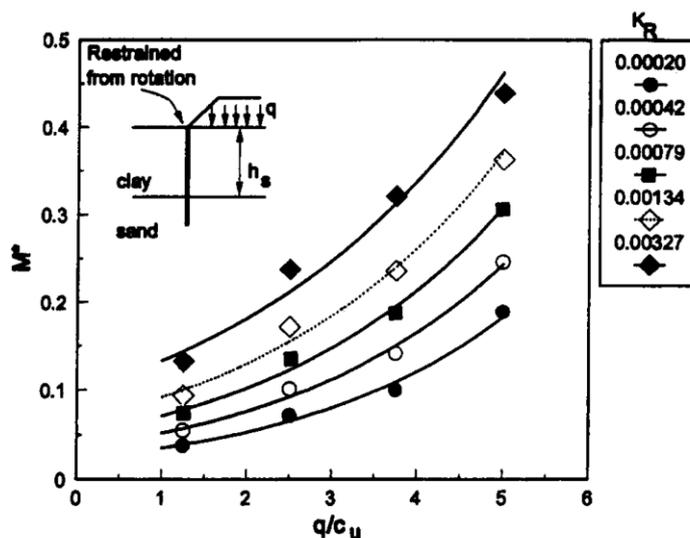


Figura 2.9- Gráfico de M^* em função de q/S_u para cada valor de rigidez relativa analisado (Goh et al., 1997).

2.3.6. Efeito de grupo

Sprigman e Bolton (1990) afirmam que, pela continuidade de um solo não drenado, os mesmos deslocamentos horizontais e a mesma tensão horizontal seriam esperados para as fileiras frontais e as posteriores de um grupo de estacas. Como na prática este caso é impossível, visto a existência do processo de adensamento, então, haveria redução dos esforços. Nas análises experimentais realizadas, foram observados deslocamentos na última fileira de estacas da ordem de 20 a 30% daqueles medidos nas fileiras frontais.

A partir de testes de centrífuga realizadas por Springman et al. (1995) apud França (2014), foram observados momentos fletores superiores nas estacas posicionadas nas fileiras posteriores do grupo. Apesar deste comportamento não ser o esperado inicialmente, visto que, intuitivamente, é esperada uma maior solicitação nas estacas mais próximas, a justificativa dos autores é que, devido à rigidez do bloco junto aos topos das estacas posteriores, que faz com que estas se desloquem junto com as estacas frontais, algumas solicitações são originadas. Como estas estacas possuem um comportamento mais rígido em uma comparação direta à primeira linha, visto que os carregamentos devido ao solo, nesta posição, são inferiores, resultam em uma maior mobilização de cargas.

A fim de analisar o efeito da geometria do estaqueamento nos esforços agindo sobre as estacas, Kahyaoglu et al. (2012) realizaram uma série de parametrizações com o programa PLAXIS 3D. Os autores consideraram duas situações: estacas próximas a aterros sujeitas a sobrecargas assimétricas e estacas utilizadas para estabilização de taludes instáveis.

Como o tema deste trabalho consiste na primeira situação, esta que será detalhada, onde foi modelado um grupo de 3 estacas isoladas, com espaçamento lateral externo variável com valor máximo de $8d$, sendo d o diâmetro da estaca. Dentre as conclusões, pode-se citar:

- i) Os momentos fletores e esforços cortantes aumentam proporcionalmente de acordo com o deslocamento relativo solo/estaca, até alcançar um valor limite das solicitações para deslocamentos acima de $1,20d$;

- ii) É observada uma tendência de aumento da solicitação nas estacas com o aumento do espaçamento, o que indica que à tendência que as estacas se afastam, a porção de solo “sustentada” pela estaca aumenta e consequentemente, a mobilização de esforços, até que seja atingido um valor máximo, para um espaçamento da ordem de $8d$ (ponto máximo de análise).

Em ambas as situações, as análises convergiam para valores de espaçamento da ordem de $8d$, como mostra a Figura 2.10, onde s é o espaçamento entre as estacas e d é o diâmetro, levando a concluir que, a partir deste espaçamento, as estacas passam a ter o comportamento de estacas isoladas.

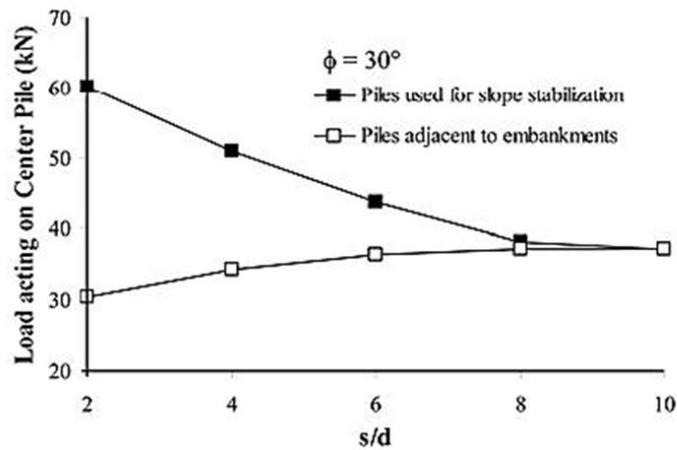


Figura 2.10- Resposta da mobilização do carregamento em função do espaçamento das estacas (Kahyaoglu et al., 2012).

Pan et al. (2002) afirmam que, ao menos para as pressões no limite de plastificação do solo, há a influência de um fator de grupo para duplas de estacas carregadas devido a movimentos do solo, chegando a reduções nos valores limites em aproximadamente 50%, para as estacas mais afastadas da fonte do movimento.

2.3.7. Tempo

Segundo Stewart (1994), 70% da deflexão do topo da estaca acontece na fase não drenada da solicitação, e os outros 30% ocorrem durante a fase de adensamento. Enquanto isso, de 25 a 30% do recalque do aterro ocorre durante a fase não drenada.

A Figura 2.11 mostra o gráfico de relação entre o deslocamento lateral e o recalque, em ambas as fases do processo – não drenado e drenado.

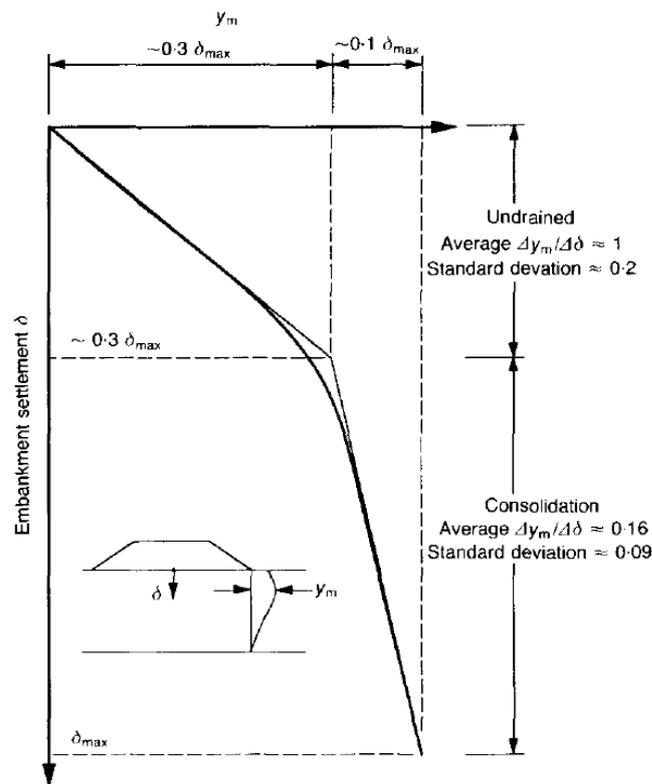


Figura 2.11- Desenvolvimento da deflexão no topo da estaca em função do recalque do aterro (Stewart et al. 1994).

O gráfico mostra a resposta da instalação de um aterro, indicando que a magnitude do deslocamento lateral é similar ao recalque de aterro desenvolvido inicialmente. Uma mudança gradual de comportamento acontece quando ocorre a dissipação do excesso de poropressão, levando a um menor deslocamento lateral e o movimento vertical torna-se predominante.

Por outro lado, Velloso e Lopes (2011) ressaltam que a situação logo após a atuação da sobrecarga pode não ser a pior, ou seja, durante a solicitação não drenada. Ao longo do tempo, durante o processo de adensamento, à tendência que a resistência aumenta, o que é um fator favorável, as deformações também crescem, sendo um fator desfavorável. Não é possível determinar qual situação irá reger o comportamento do evento, se a estrutura irá romper logo após seu carregamento ou após meses ou anos. Os autores citam o caso de dois pontilhões da refinaria da Petrobrás em Duque de Caxias, onde as consequências dos eventos aconteceram 4 anos após o término das obras.

2.4. Métodos de cálculo

Em geral, os problemas de engenharia podem ser solucionados por meio de três abordagens: Métodos Analíticos, Métodos Empíricos e Métodos Numéricos.

Os Métodos Analíticos são baseados em formulações matemática, apresentam baixo custo, e, na maioria das vezes, baixa complexidade, porém, seus resultados podem apresentar alguma divergência do resultado real, devido às características físicas idealizadas, genéricas e simplificadas.

Os Métodos Empíricos, também chamados de Métodos Experimentais, são baseados em estudos em escala real ou reduzida, e, sendo assim, apresentam resultados de alta precisão na maioria dos casos, porém, exigem um maior investimento e prazos mais extensos até atingir um modelo adequado e compatível com a realidade.

Por fim, os Métodos Numéricos consistem em encontrar soluções aproximadas para os problemas muito complexos para serem resolvidos analiticamente, por meio de um sistema de equações, como o Método de Elementos Finitos, utilizado neste trabalho, o qual é baseado em um protótipo virtual. Este modelo pode ser desenvolvido em um *software* comercial, como o Plaxis, ou construído em um código de programação. A modelagem numérica, apesar de algumas simplificações em relação ao modelo real, gera resultados bastante satisfatórios.

Antes de qualquer análise relacionada ao movimento do solo, é importante conhecer as características básicas da estaca, como diâmetro ou largura (B), resistência do concreto (f_{ck}), comprimento (L), momento de inércia (I) e módulo de elasticidade (E_p), esses últimos são dados pelas Equações 2.3 (para seção circular) e 2.4 (f_{ck} em MPa).

$$I = \frac{\pi B^4}{64} \quad (2.3)$$

$$E = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.4)$$

2.4.1. Carga no topo

Em uma situação de uma estaca carregada transversalmente, também chamada de estaca carregada ativamente, a reação é dada pelo solo, o qual depende da sua natureza, do tipo e magnitude de carregamento, além da forma e dimensão da estaca.

A hipótese de Winkler considera o solo circundante à estaca como molas horizontais independentes entre si, e a tensão normal horizontal atuando na frente da estaca é dada por:

$$p = k_h y \quad (2.5)$$

Onde y é o deslocamento horizontal e k_h é o coeficiente de reação horizontal.

Existem diversos métodos de cálculo para encontrar valores das solicitações atuantes na estaca, e a sua maioria, é basicamente, baseada no coeficiente de reação horizontal (k_h), a qual pode ser constante ou variar com a profundidade.

O principal autor cuja abordagem considera o coeficiente constante com a profundidade é Hetenyi (1956), e os principais que abordam em seus trabalhos uma variação de k_h com a profundidade são: Miche (1930), Matlock e Reese (1961), Davisson e Robinson (1965) e Duncan et al. (1994), listados por Velloso e Lopes (2011). Neste trabalho será utilizado o método de Matlock e Reese (1961).

Matlock e Reese (1961) retomam a hipótese do seu primeiro trabalho, em 1956, no qual o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade. Sendo assim, a situação é retratada como uma estaca vertical com diâmetro B , comprimento L , rigidez à flexão igual a $E_p I$ e submetida, em seu topo livre, a uma carga horizontal H e um momento M . Dado deslocamento y , é possível calcular a rotação s , momento fletor M , esforço cortante V e tensão horizontal do solo p , como mostra a Figura 2.12.

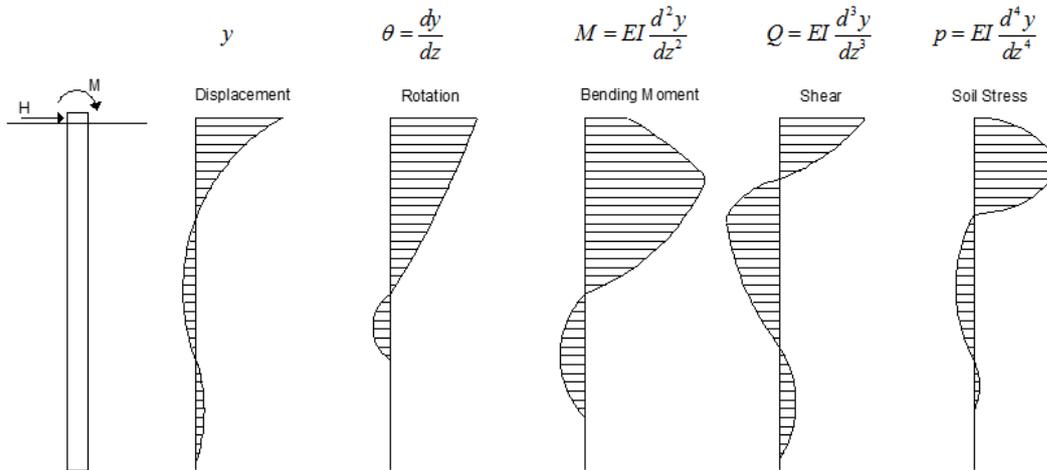


Figura 2.12- Estaca vertical com topo livre submetida a uma força horizontal e um momento na superfície do terreno (Rodríguez e Rocha Filho, 2018).

Segundo Velloso e Lopes (2011), considerando que o comportamento da estaca é elástico e que os deslocamentos são pequenos em relação ao diâmetro, pode-se aplicar o princípio da superposição e, ou seja, os efeitos de H e M podem ser calculados separadamente e, em seguida, superpostos, sendo A o índice referente aos efeitos gerados por H e B o índice referente aos efeitos gerados por M , logo:

$$y = y_A + y_B \quad (2.6)$$

$$M_f = M_A + M_B \quad (2.7)$$

Dessa forma, é possível obter os valores dos deslocamentos ocorridos e momentos gerados, respectivamente, a partir das Equações 2.8 e 2.9:

$$y = \left(\frac{HT^3}{E_p I} \right) A_y + \left(\frac{MT^2}{E_p I} \right) B_y \quad (2.8)$$

$$M_f = (HT) A_m + (M) B_m \quad (2.9)$$

Sendo os coeficientes A_y , A_m , B_y e B_m obtidos da Tabela 2.1. Ainda de acordo com a tabela, Z consiste no coeficiente de profundidade, dado pela Equação 2.10.

$$Z = \frac{z}{T} \quad (2.10)$$

Onde T é o comprimento o comprimento característico da estaca (T), calculado por meio da Equação 2.11:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I}{n_h}} \quad (2.11)$$

Sendo n_h definido adiante.

Tabela 2.1- Coeficientes A e B (Matlock e Reese, 1961).

Z	A_y	A_m	B_y	B_m
0,0	2,435	0,000	1,623	1,000
0,1	2,273	0,100	1,453	1,000
0,2	2,112	0,198	1,293	0,999
0,3	1,952	0,291	1,143	0,994
0,4	1,796	0,379	1,003	0,987
0,5	1,644	0,459	0,873	0,976
0,6	1,496	0,532	0,752	0,960
0,7	1,353	0,595	0,642	0,939
0,8	1,216	0,649	0,540	0,914
0,9	1,086	0,693	0,448	0,885
1,0	0,962	0,727	0,364	0,852
1,2	0,738	0,767	0,223	0,775
1,4	0,544	0,772	0,112	0,688
1,6	0,381	0,746	0,029	0,594
1,8	0,247	0,696	-0,030	0,498
2,0	0,142	0,628	-0,070	0,404
3,0	-0,075	0,225	-0,089	0,059
4,0	-0,050	0,000	-0,028	-0,420
5,0	-0,009	-0,033	0,000	-0,026

A partir do comprimento característico, é possível saber se a estaca tem comportamento rígido, intermediária ou flexível, dados os critérios de Davisson (1965):

$$L/T < 2 \rightarrow \textit{Rígida}$$

$$2 < L/T < 4 \rightarrow \textit{Intermediária}$$

$$L/T > 4 \rightarrow \textit{Flexível}$$

Como dito anteriormente, o coeficiente de reação horizontal do solo é considerado linearmente crescente com a profundidade, logo, precisa de uma taxa de crescimento, dada por m_h , a qual também pode ser notificada como n_h quando incluída a dimensão transversal B .

$$k_h = m_h z = n_h \frac{z}{B} \quad (2.12)$$

E o valor de n_h pode ser fornecido utilizando a Tabela 2.2:

Tabela 2.2- Variações dos valores estimados de n_h (Davisson, 1965).

Tipo de solo	n_h (kN/m ³)
Solos granulares	2780 a 27800
Argila orgânica normalmente adensada	110 a 835
Turfa	55

2.4.2. Carga no fuste

2.4.2.1. Método de Tchebotarioff (1973)

Segundo Tchebotarioff (1973), quando uma estaca atravessa uma camada de argila, as deformações do solo podem transmitir cargas adicionais à estrutura que as restringem.

Dentre estas cargas, podem ser citadas: forças de arraste verticais causadas pelo atrito negativo ao longo da superfície da estaca cravada em argila plástica sensível, devido ao processo de adensamento lento e posterior desse material amolgado; surgimento de um empuxo horizontal H no caso de estacas inclinadas; diminuição do empuxo E_A devido ao afastamento do aterro, em relação ao muro, que acompanha a camada de argila subjacente que adensa com o tempo, e, por fim, a sollicitação das estacas pelas pressões laterais da argila em adensamento, induzindo tensões de flexão.

A Figura 2.13 ilustra as cargas adicionais supracitadas no caso de um muro de arrimo sobre estacas transpassando uma camada de argila mole.

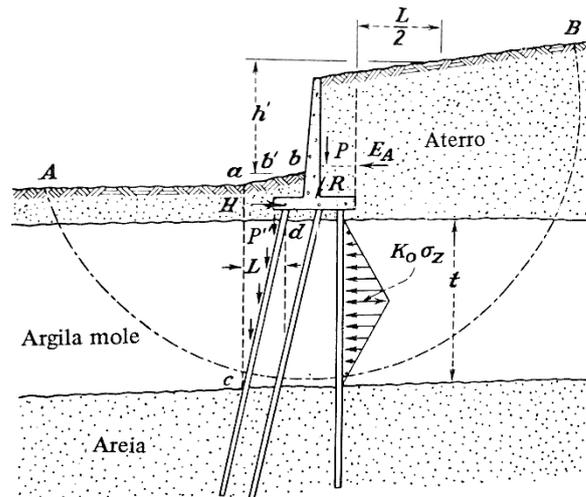


Figura 2.13- Conjunto de forças que influenciam na estabilidade da fundação na presença de uma camada de solo mole (Tschebotarioff, 1973).

A fim de se obter uma estimativa das pressões laterais induzidas nas estacas, Tschebotarioff (1973) modificou a formulação de Tschebotarioff (1962), baseado nos resultados de campo obtidos no encontro de ponte em Allamuchy, Nova Jersey. O método propõe uma distribuição triangular de pressões, cuja valor máximo no centro é p_H , dado pela Equação (2.13).

$$p_H = K_{ce} \sigma_z B \quad (2.13)$$

Sendo:

K_{ce} : coeficiente de empuxo em repouso;

σ_z : incremento de tensão vertical no centro da argila, devido ao peso do aterro;

B : largura da estaca;

Porém, Velloso e Lopes (2011) recomendam o uso de $2B$ no cálculo das pressões laterais, por ser essa a extensão de solo envolvida quando há o movimento da estaca.

Considerando a estaca engastada no bloco, Tschebotarioff (1973) sugere a utilização de uma rótula na base da argila e um engaste na região superior em contato com o bloco, como mostra a Figura 2.14.

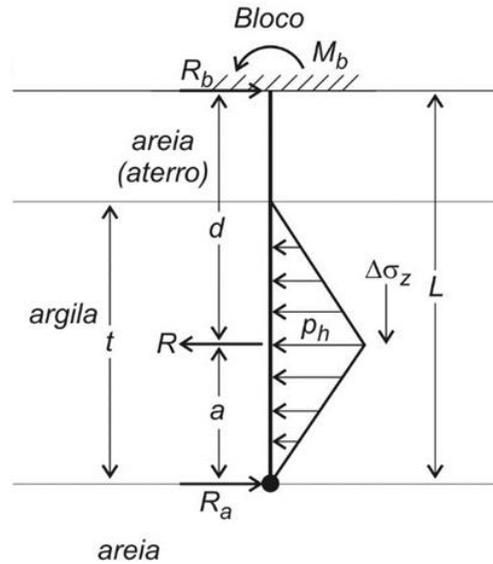


Figura 2.14- Distribuição de pressões do Método Tschebotarioff para estimativa de flexão em estacas engastadas em blocos (Tscheboratioff, 1973).

Tomando-se a força equivalente R (Equação 2.14), os momentos máximos (M_M) e no engaste (M_b) são dados pelas Equações 2.15 e 2.16, respectivamente.

$$R = 0,9 \frac{P_H t}{2} \quad (2.14)$$

$$M_b = - \frac{Ra(L^2 - a^2)}{2L^2} \quad (2.15)$$

$$M_M = + \left(R \frac{a}{2} \right) \left(2 - \frac{3a}{L} + \frac{a^3}{L^3} \right) \quad (2.16)$$

Onde t consiste na espessura da camada de solo mole, a é a metade deste valor e L é a distância entre a superfície do terreno e o fim da camada de argila mole.

Nos casos em que a estaca não está engastada no bloco, Velloso e Lopes (2011) indicam a utilização de rótula tanto na base da argila, quanto na região superior da estaca, como mostra a Figura 2.15.

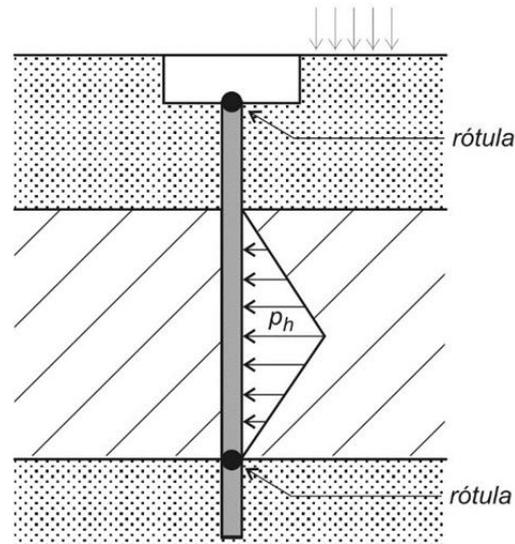


Figura 2.15- Distribuição de pressões para estimativa de flexão em estacas não engastadas em blocos (Velloso e Lopes, 2011).

Outra forma de calcular os momentos fletores da estaca é utilizando o Ftool, software de análise estrutural de simples interface desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf, ambos da PUC-Rio, pelo professor Luiz Fernando Martha, utilizado para calcular esforços gerados em estruturas. É possível modelar a estaca com suas condições de contorno e seu diagrama triangular, como mostra a Figura 2.16.

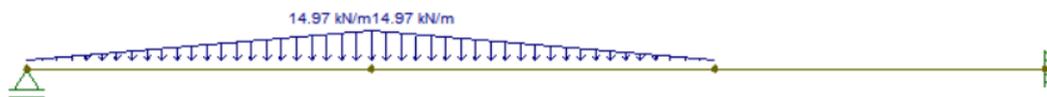


Figura 2.16- Modelo da estaca no Ftool seguindo o método de Tschebotarioff (Fonte: O autor).

2.4.2.2. Método de De Beer & Wallays (1972)

De Beer e Wallays (1972) propuseram uma proposta de método empírico baseada em alguns trabalhos anteriores de De Beer e colaboradores. Este método se aplica a diversas situações de carregamento e pode ser dividido em dois tipos:

- a) Fator de segurança global desprezando a existência das estacas é superior a 1,6;
- b) Fator de segurança global desprezando a existência das estacas é inferior a 1,6.

Caso A:

Este caso engloba situações em que as tensões cisalhantes no solo são consideravelmente menores do que os valores de ruptura, ou seja, aquelas que apresentam uma grande margem de segurança, e é dividido considerando a geometria do aterro que impõe a carga assimétrica.

Tratando-se de uma sobrecarga uniforme, ou seja, delimitada por um talude praticamente vertical, como mostra a Figura 2.17, a pressão horizontal imposta na estaca, na região da camada mole onde as deformações podem ocorrer, tem o mesmo valor da sobrecarga q atuante.

$$p_h = q \quad (2.17)$$

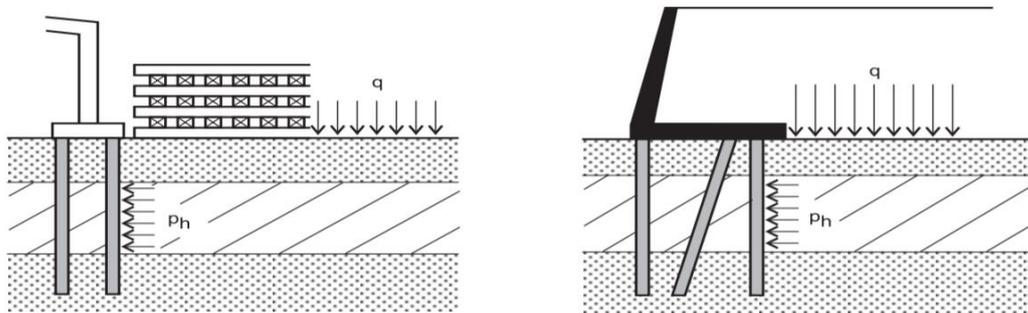


Figura 2.17- Pressão horizontal p_h em estacas submetidas a esforços laterais (Fonte: De Beer e Wallays, 1972, apud Velloso e Lopes, 2011).

Nos casos em que o aterro que gera a sobrecarga é delimitado por um talude inclinado, é necessário usar um fator de redução para calcular a pressão horizontal aplicada na estaca na camada de argila mole, como indica a Equação 2.18:

$$p_h = fq \quad (2.18)$$

Sendo f :

$$f = \frac{\alpha - \phi'/2}{\pi/2 - \phi'/2} \quad (2.19)$$

Onde:

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo mole;

α : ângulo de um talude fictício, segundo a Figura 2.18, em radianos.

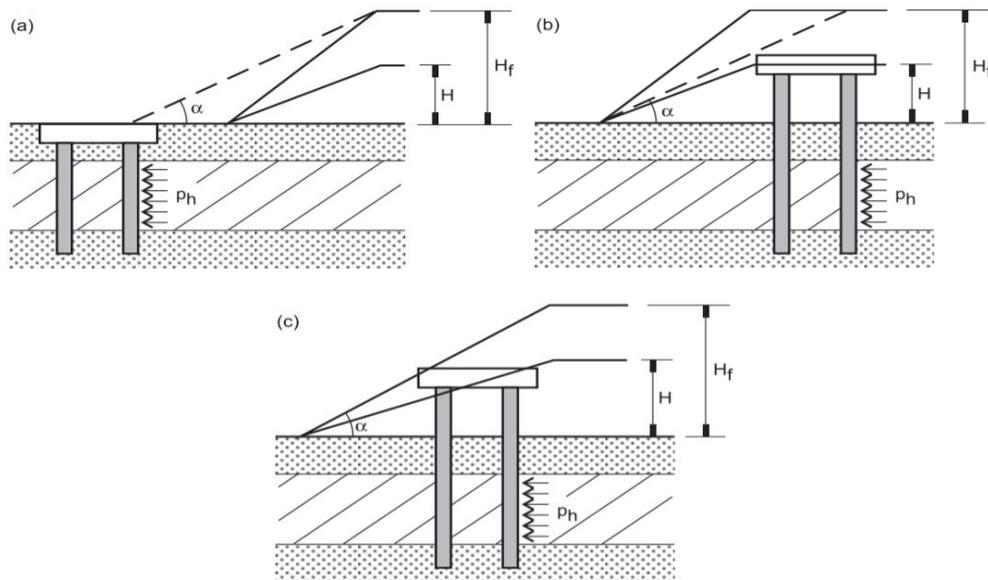


Figura 2.18- Estacas submetidas a pressões laterais na vizinhança de um talude (Fonte: De Beer e Wallays, 1972, apud Veloso e Lopes, 2011).

Como os estudos foram realizados utilizando como aterro um material de peso específico 18 kN/m^3 , se faz necessário calcular a altura desde talude fictício quando é utilizado um solo com outro valor de peso específico. E essa altura fictícia (H_f) é dada pela Equação 2.20:

$$H_f = H \frac{\gamma_k}{18} \quad (2.20)$$

Onde:

H : altura do talude real;

γ_k : peso específico do material utilizado como aterro real, em kN/m^3 .

Quanto às condições de apoio, De Beer & Wallays (1972) apud Velloso e Lopes (2011) recomendam o uso de duas alternativas: em caso de duas camadas de argila mole, o uso de engastes nas camadas de areia superior e inferior, onde a estaca está engastada, enquanto na camada intermediária utiliza-se um apoio de segundo gênero; ou, no caso de uma camada única de argila mole, utiliza-se dois apoios de segundo gênero nas suas extremidades. A Figura 2.19 ilustra ambos os casos supracitados.

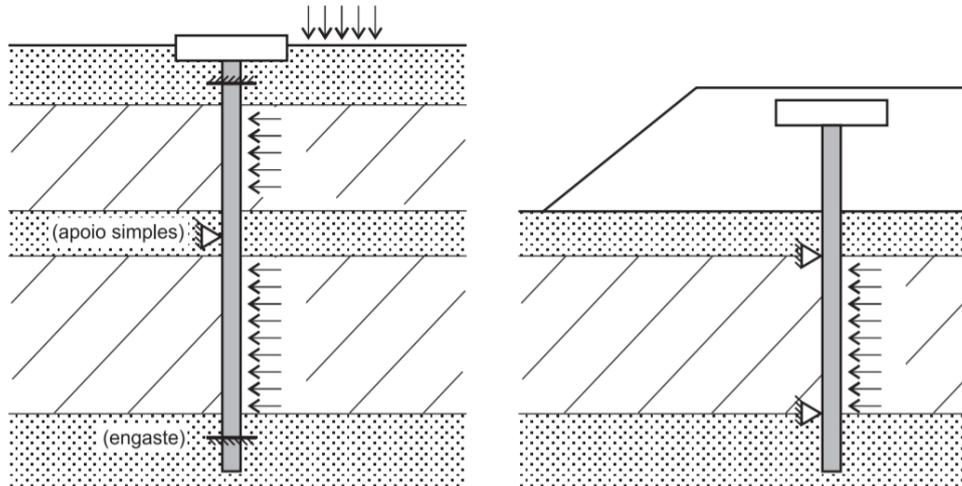


Figura 2.19- Condições de contorno de deslocabilidade horizontal (Fonte: De Beer e Wallays, 1972, apud Veloso e Lopes, 2011).

Caso B:

Nestas situações, é assumida a mobilização completa da pressão de solo ao longo do trecho de solo mole, ou seja, o carregamento imposto é muito maior do que no caso supracitado. Sendo assim, De Beer e Wallays (1972) apud Veloso e Lopes (2011) recomendam a utilização do trabalho de Hansen (1961), o qual considera que o carregamento horizontal máximo atuante na estaca abrange uma região de influência para cada estaca de três vezes o seu diâmetro.

Importante destacar que os próprios autores consideram o método aproximado e utilizado apenas para uma estimativa do valor máximo do momento fletor.

Medições feitas por Heyman (1965), mostram que o método de De Beer e Wallays conduz a esforços maiores do que os esforços medidos.

2.4.2.3. Método de Stewart et al. (1994)

A fim de elaborar um novo método de cálculo para os esforços gerados em estacas, Stewart et al. (1994) reuniram resultados de ensaio de centrífuga e dados de campo e plotaram gráficos em função de parâmetros adimensionais.

Os dados utilizados foram obtidos a partir de uma série de dados de campo em real grandeza (indicados por triângulos) e modelos em centrífuga executados por Stewart (1992) e Springman (1989), indicados nos gráficos por quadrados e

losangos, respectivamente. Como já foi comprovado que o ponto de transição entre das deformações elásticas e plásticas ocorrem, aproximadamente, no ponto em que $q = 3S_u$, este limiar foi utilizado para separar os valores abaixo deste valor (símbolos sólidos) e acima (símbolos vazados), como mostra a Figura 2.20.

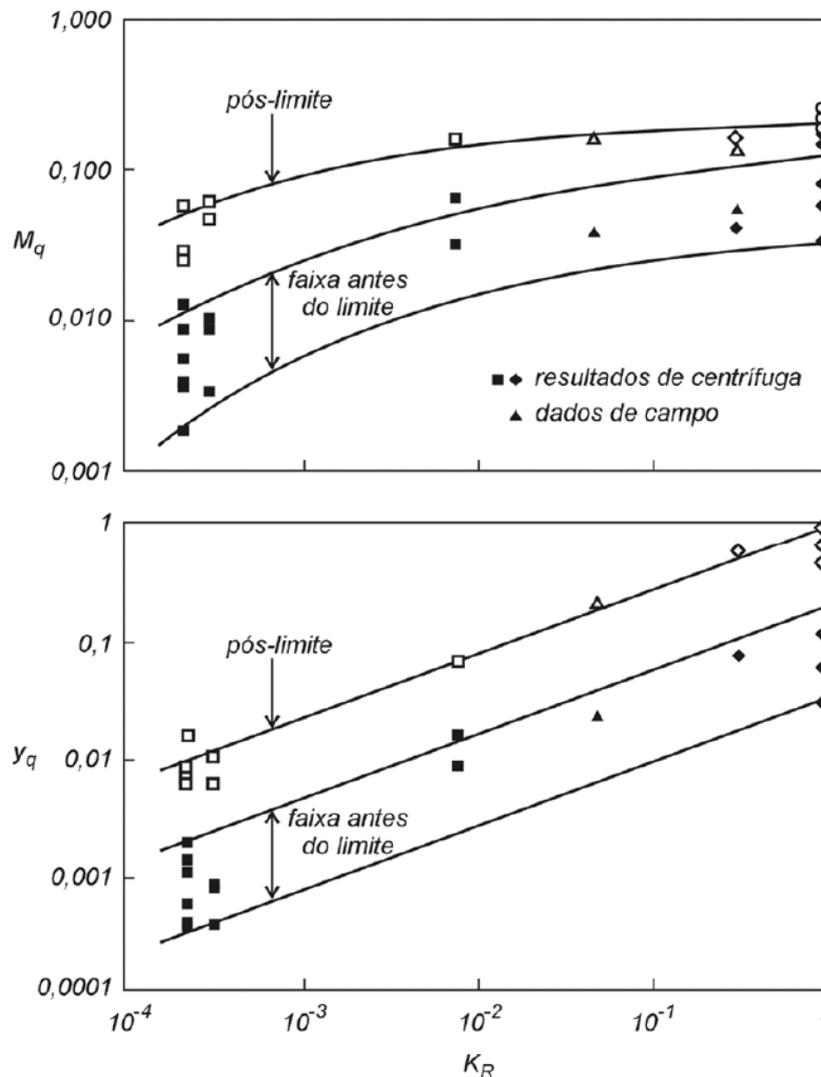


Figura 2.20- Ábacos relacionando a rigidez da estaca (K_R) com os parâmetros adimensionais que se referem ao momento fletor e deslocamento do topo.

Os parâmetros adimensionais foram propostos a fim de comparar dados experimentais de diferentes fontes e relacioná-los com as grandezas propriamente ditas, de momento fletor e deslocamento do topo da estaca. Essa relação se dá por meio das Equações 2.21, 2.22 e 2.23:

$$M_q = \frac{\Delta M_{\max}}{\Delta q B L_{eq}^2} \quad (2.21)$$

$$y_q = \frac{\Delta y E_p I_p}{\Delta q B L_{eq}^4} \quad (2.22)$$

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s h_s^4} \quad (2.23)$$

Onde Δq é o carregamento gerado pelo aterro, ΔM_{max} corresponde ao acréscimo no momento fletor máximo ao longo da estaca de diâmetro B , Δy é a variação do deslocamento no topo da estaca, E_p é o módulo de elasticidade do material da estaca, I_p o momento de inércia da seção transversal da estaca, E_s consiste no módulo de elasticidade da camada de argila mole, h_s representa a espessura da camada de argila mole e L_{eq} é o comprimento equivalente da estaca entre pontos de fixação, o qual é dado pela multiplicação entre o comprimento L e uma constante relacionada com a liberdade de movimentos do topo da estaca, onde:

- Para topo com restrição apenas à rotação: 1,0;
- Para topo engastado: 0,6;
- Para topo livre: 1,3.

2.4.2.4. Método de Goh et al. (1997)

O método de Goh et al. (1997) é um método aproximado de cálculo de esforços na estaca, mas ainda assim, é uma abordagem com boa aproximação quando comparado com métodos mais rigorosos.

Foi desenvolvido a partir de um estudo paramétrico que tinha como objetivo avaliar a influência da rigidez relativa solo/estrutura no comportamento de uma estaca isolada localizada no pé de um talude, utilizando um processo numérico simplificado, cujo solo de interface é representado por molas com modelo constitutivo hiperbólico.

A situação consistia em uma camada de argila mole uniforme com parâmetros pré-definidos sobrejacente a uma camada de areia densa, onde a estaca foi cravada por 6 metros e seu topo engastado para evitar rotação, como mostra a Figura 2.21.

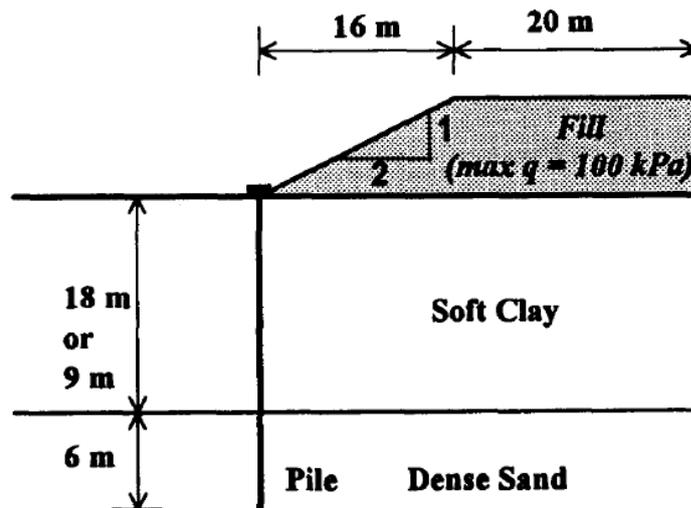


Figura 2.21- Configuração do caso utilizado na análise (Goh et al.1997)

O diâmetro da estaca variou entre 0,2 a 0,5 metros, variando também sua rigidez relativa (K_R), a qual é calculada por meio da Equação 2.23

Ao fazer essas análises, Goh et al. (1997) desenvolveu equações empíricas simples para se obter a magnitude do momento fletor imposto na estaca devido aos deslocamentos horizontais na cama da argila mole. São elas:

$$M_{\max} = M^* S_u B h_s^2 \quad (2.24)$$

$$M^* = \lambda e^{\beta \left(\frac{q}{S_u} \right)} \quad (2.25)$$

$$\lambda = 1,88 K_R^{0,5} \quad (2.26)$$

$$\beta = 0,18 K_R^{-0,1} \quad (2.27)$$

Onde β , λ e M^* são parâmetros intermediários para o cálculo do momento fletor máximo imposto na estaca.

Os resultados obtidos pelos autores são compatíveis quando comparados com os valores obtidos dos testes em centrífuga realizados por Stewart et al. (1994). Importante destacar a inclusão da resistência ao cisalhamento não drenado no método, parâmetro de grande importância para guiar o comportamento da argila mole, observação esta que não acontece nos métodos anteriores.

2.4.2.5. Método Numérico

2.4.2.5.1. Método dos Elementos Finitos

Dentre os métodos numéricos existentes, o utilizado neste trabalho é o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF apresenta algumas vantagens sobre os outros métodos, como por exemplo o fato dele poder representar geometrias complexas, devido sua possibilidade de dividir o domínio de qualquer forma. Ainda, cada elemento pode ter propriedades próprias, permitindo resolver casos heterogêneos. A aplicabilidade do MEF é diversa, inclusive em fenômenos não lineares, como a plasticidade e dependentes do tempo, como viscosidade e adensamento.

Por definição, MEF é uma técnica para resolver, de forma aproximada, um problema governado por equação diferencial por meio de um sistema de equações matriciais que relacionam a variável procurada em um número finito de pontos. Segundo Lopes (2006), basicamente, o procedimento para resolução de um problema segue os passos a seguir:

i) Primeiramente, o domínio do problema é dividido em subdomínios, chamados elementos finitos, os quais se conectam por meio de um número finito de pontos, denominados “pontos nodais” ou “nós” – Processo de discretização;

ii) A distribuição da variável cuja solução é procurada (variável primária) é aproximada, no interior do elemento, por uma função particular, chamada “função de interpolação”;

iii) A partir desta função é possível relacionar o valor da variável do problema dos nós de cada elemento com a geometria e propriedade do elemento, dando origem ao sistema de equações do elemento, o qual é apresentado na forma matricial, sendo a matriz dos elementos denominada “matriz de comportamento do elemento”;

iv) Considerando que a conexão dos elementos é feita por meio dos nós, é possível se associar as equações dos elementos, montando um sistema global de equações para o problema;

v) São introduzidos valores conhecidos de variável primária do problema (introdução das condições de contorno);

vi) Por fim, o sistema de equações global é resolvido, obtendo-se os valores da variável do problema nos pontos nodais;

vii) Caso seja necessário o valor de outras variáveis (variáveis secundárias), um cálculo complementar é feito (por exemplo, variável primária é o deslocamento e as variáveis secundárias são a deformação e a tensão).

2.4.2.5.2. Software Plaxis

A modelagem deste problema foi realizada utilizando o *software* de elementos finitos Plaxis. Este é um programa comercial desenvolvido na Holanda pela Technical University of Delft. Atualmente, é um dos programas mais utilizados em diversas análises no meio geotécnico.

O programa tem versões para modelagem em duas (estado plano de deformações e axissimétricos) e em três dimensões. Para a modelagem 2D, a malha de elementos finitos utilizada foi composta de elementos triangulares de 12 nós na face do elemento e 3 pontos de Gauss, pontos no interior do elemento, que são utilizados para a integração da distribuição de tensões no interior do elemento

i) Modelos constitutivos

Os materiais geotécnicos tendem a se comportar de maneira altamente não linear quando submetidos a um carregamento e este comportamento pode ser modelado em vários níveis de sofisticação, com influência do número de parâmetros do modelo utilizado. O *software* Plaxis dispõe de um grande acervo de modelos disponíveis para diversas finalidades, são eles: Linear Elástico, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock, Cam-Clay Modificado, dentre outros. A seguir, é feita uma breve abordagem dos principais modelos retirados do Manual Modelos dos Materiais do Plaxis (2019).

Modelo Linear Elástico: este modelo é o mais simples e limitado para simulação do comportamento do solo, visto que representa a lei de Hooke da elasticidade linear isotrópica. Pode ser usado, principalmente para estruturas rígidas no solo.

Mohr-Coulomb (MC): este modelo é bastante conhecido e aplicado no meio geotécnico por apresentar cálculos relativamente rápidos devido a rigidez constante, e resultados satisfatórios na zona de ruptura por cisalhamento de solos e

rochas. É um modelo perfeitamente plástico usado como uma primeira aproximação do comportamento do solo em geral, por isso, recomenda-se usar este modelo para uma primeira análise do problema considerado. O modelo de Mohr-Coulomb foi aplicado às camadas de Areia Intermediária e Superior, além do Substrato rígido e o Aterro no presente trabalho.

Hardening Soil (HS): este é um modelo avançado para a simulação do comportamento de diferentes tipos de solo, desde solos moles até aqueles mais rígidos. Quando submetido a uma carga desviadora, o solo apresenta um decréscimo da sua rigidez e, simultaneamente, desenvolvem-se deformações plásticas. No caso especial de um ensaio triaxial drenado, a relação observada entre a deformação axial e a tensão desviadora pode ser bem aproximada por uma hipérbole, bem conhecida como modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970), como mostra a Figura 2.22. O modelo Hardening Soil, no entanto, substitui o modelo hiperbólico apresentando as seguintes vantagens: primeiramente usando a teoria da plasticidade ao invés da teoria da elasticidade, em segundo lugar, incluindo a dilatação do solo e, ainda, introduzindo o limite de escoamento, logo ele seria um tipo elastoplástico do modelo hiperbólico.

Este modelo foi utilizado na modelagem das camadas de Argila Marinha muito mole no corrente trabalho.

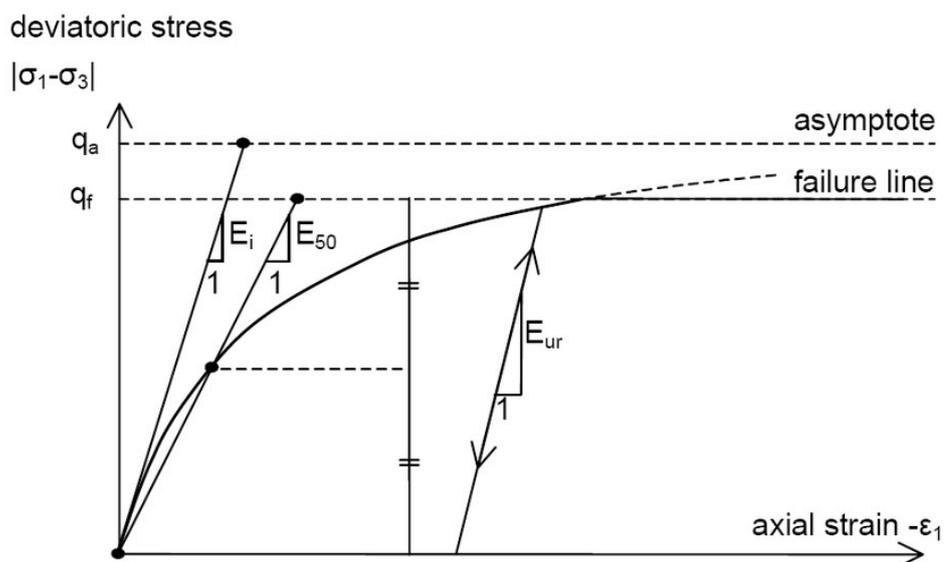


Figura 2.22- Relação hiperbólica tensão/deformação do modelo constitutivo Hardening Soil (PLAXIS, 2019).

ii) Parâmetros dos solos

Visto que as informações disponíveis são apenas os valores de N_{SPT} do ensaio de sondagem, os parâmetros foram obtidos por meio de correlações. Pesos específicos e ângulos de atrito foram obtidos de Godoy (1972) apud Marangon (2009), enquanto os módulos de elasticidade foram obtidos por meio de Marangon (2009).

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (2.28)$$

Tabela 2.3- Peso específico e módulo de elasticidade dos solos por meio de correlações empíricas com o N_{SPT} .

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)			E' (kPa)
≤ 2	Muito mole	13			300 – 1.200
3 – 5	Mole	15			1.200 – 2.800
6 – 10	Média	17			2.800 – 5.000
11 – 19	Rija	19			5.000 – 15.000
≥ 20	Dura	21			> 15.000
N_{SPT}	Compacidade	Areia seca	Úmida	Saturada	E (kPa)
< 5	Fofa	16	18	19	1.000 – 5.000
5 – 8	Pouco compacta				5.000 – 14.000
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20	14.000 – 40.000
19 – 40	Compacta	18	20	21	40.000 – 70.000
> 40	Muito compacta				> 70.000

iii) Modelagem das estacas

Anteriormente, os elementos utilizados para modelar estacas em um estado plano de deformação eram: *plates* e *node-to-node anchors*. Ambos os métodos apresentam vantagens e desvantagens.

Enquanto o uso do elemento *plate* é limitado para baixos espaçamentos devido a necessidade de inserção de elementos de interface para simular a interação solo-estaca (este elemento separa a malha do solo e resulta em uma menor interação entre os dois lados da estaca), o elemento *node-to-node anchors* não representa a interação solo-estaca e nem a interação na direção lateral, ou seja, este elemento representa apenas estacas carregadas exclusivamente de forma axial (BESSELING, 2014).

O elemento *embedded beam row* foi desenvolvida recentemente a fim de combinar as vantagens dos dois elementos superiores e superar suas limitações.

Sendo assim, o *embedded beam row* apresenta propriedades de estacas semelhantes a um elemento *plate* por meio de equivalências e uma malha contínua semelhante a uma *node-to-node anchors*. A estaca é representada por uma viga de Mindlin e ela é sobreposta a malha de forma que uma interface especial fora do plano a conecte com os nós da malha do solo, formando uma interação entre eles.

Semelhante ao elemento *plate*, o *embedded beam row* é calculado a partir de propriedades equivalentes distribuídas sobre o espaçamento fora do plano convertidas a partir dos parâmetros de entrada da estaca utilizada. Estes parâmetros são: área da seção da estaca A , momento de inércias da seção I_p , rigidez E_p , peso próprio γ e o espaçamento fora do plano $L_{spacing}$; e a conversão é dada por meio das Equações 2.29, 2.30 e 2.31.

$$\hat{E} = E \frac{A}{h_{eq} L_{spacing}} \text{ [kN/m/m]} \quad (2.29)$$

$$\hat{\gamma} = \gamma \frac{A}{L_{spacing}} \text{ [kN/m/m]} \quad (2.30)$$

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12I}{A}} \text{ [m]} \quad (2.31)$$

2.5. Trabalhos relevantes

Na literatura, existe um número limitado de casos instrumentados que reportam o comportamento de estacas devido à pressão lateral do solo, dos quais alguns dados estão disponíveis para comparação entre os comportamentos observados na práticas e os previstos por alguns métodos de cálculos desenvolvidos com o tempo.

A seguir estão relatados alguns dos casos estudados mais relevantes e as principais contribuições sobre o efeito de cargas assimétricas em estacas.

2.5.1. Heyman (1961 e 1965)

Heyman e Boersman (1961) apud Velloso e Lopes (2011) realizaram uma pesquisa em Amsterdã, na Holanda, com o objetivo de verificação da influência da distância da estaca até o pé do aterro neste fenômeno.

O subsolo local era constituído por uma delgada cama de areia sobrejacente a uma cama de argila e turfa de 10 metros de espessura. As estacas foram cravadas antes da construção do aterro, a fim de analisar a sua influência; estas foram instrumentadas com strain gauges e inclinômetros foram instalados no terreno.

O trabalho foi realizado em seis estágios, um a cada duas semanas. Inicialmente, o aterro foi construído a 30 metros de distância das estacas, e estendeu-se progressivamente 5 metros mais próximo a cada estágio. O momento fletor máximo cresceu, quase que linearmente, de 20 kNm no primeiro estágio do experimento para 130 kNm quando o aterro estava há 5 metros de distância das estacas, no último estágio.

Sendo assim, a recomendação para a região após a análise é a utilização de estacas com armação reforçada para todos os casos de fundação profunda localizada a uma distância inferior a 25 metros do aterro, 2,5 vezes o valor da camada de argila mole.

Já em 1965, Heyman realizou uma pesquisa de campo monitorando o comportamento das estacas cravadas próximo à construção de um aterro de rodovia de 4 metros de altura. O subsolo era composto por camadas de areia, turfa, argila e areia siltosa, tendo como substrato rígido uma camada de areia com alta resistência de ponta, dada pelo ensaio de cone, como mostra a Figura 2.23a.

Foram utilizadas duas estacas de aço com 12,5 m de comprimento e dimensões de seção transversal de 300 X 300 mm e 6 mm espessura da parede. A Estaca I estava localizada a 12 m de distância do aterro, enquanto a Estaca II estava localizada no pé do talude do aterro. Não houve detalhamento dos movimentos horizontais resultantes da construção do aterro, apenas foi afirmado que, para a altura total do aterro, os movimentos eram quase constantes com a profundidade, sendo de 15 mm para a Estaca I e 30 mm para a Estaca II.

Quanto aos momentos fletores, a Figura 2.23b mostra a influência da distância da estrutura ao pé do talude, onde os momentos da Estaca II são cerca de 3 vezes maiores quando comparados com a Estaca I, distante 12 metros.

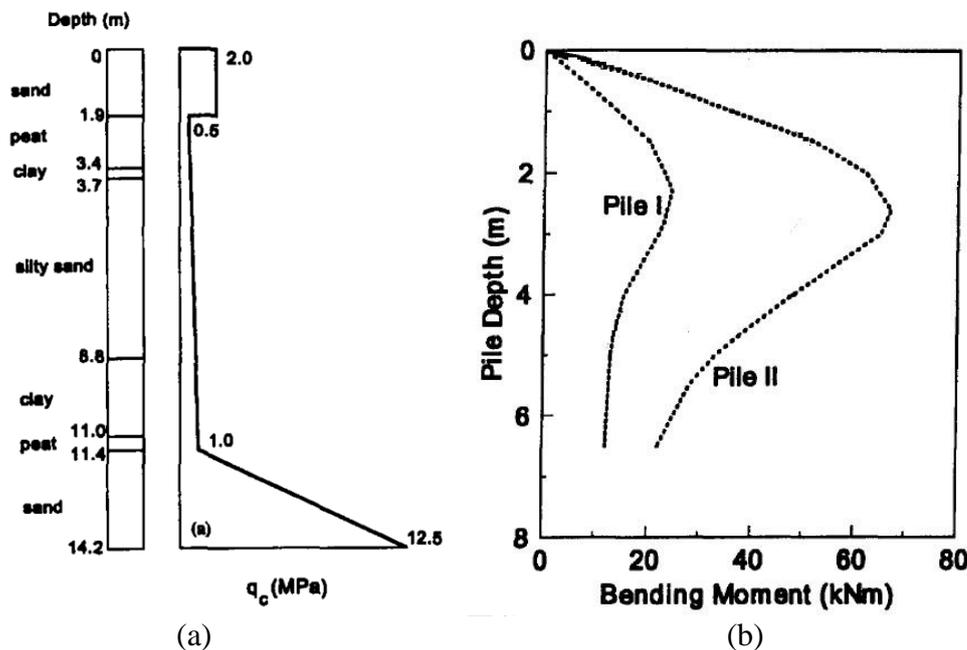


Figura 2.23- (a) Resistência de ponta das camadas do solo e (b) Momentos fletores em função da profundidade (Goh et al.1997)

2.5.2. Leussink e Wenz (1969)

O estudo realizado pelos autores aconteceu no Norte da Alemanha, através de investigações sobre o projeto de fundação para um depósito de minério de ferro, cuja sobrecarga seria de 300 kN/m².

O perfil do solo é composto por uma camada superficial de 4 a 5 metros de areia fofa subjacente a uma espessa camada de argila orgânica de 15 metros, cuja resistência não drenada era de 15 kPa (esta resistência atinge 100 kPa após o processo de adensamento) e uma camada de areia densa, porém nenhum detalhe sobre as areias foi fornecido.

Inicialmente, o projeto consistia em um conjunto de estacas que suportariam um pórtico rolante para manipulação do minério através de vigas-caixão. A fim de verificar o carregamento horizontal nas estacas, foram cravadas e instrumentadas três estacas metálicas com seção quadrada de 85 cm de lado e 30 m de comprimento até a camada de areia inferior e ligadas à viga-caixão de forma que articulasse o topo e impedisse o movimento dessa região.

Durante o primeiro ano de observação, a sobrecarga proveniente do aterro chegou a 160 kPa, e, no segundo ano, a 280 kPa. A Figura 2.24 mostra uma comparação entre os deslocamentos da estaca e do solo circundante. Segundo os autores, a discrepância pode ter se dado porque os movimentos de estaca medidos correspondem a uma carga de aterro superior a 200 kPa, enquanto as medições dos movimentos do solo foram para uma carga de aterro de 180 kPa. Ainda que não haja informações sobre o perfil de momento fletor medido na estaca, outra razão possível para a diferença nos resultados poderia também ser devido aos deslocamentos plásticos na estaca, pois o momento de flexão máximo, assumindo que a estaca seja elástica linear, associado ao deslocamento lateral da estaca era de cerca de 4.200 kNm, sendo que o escoamento teria acontecido em 2.500 kNm.

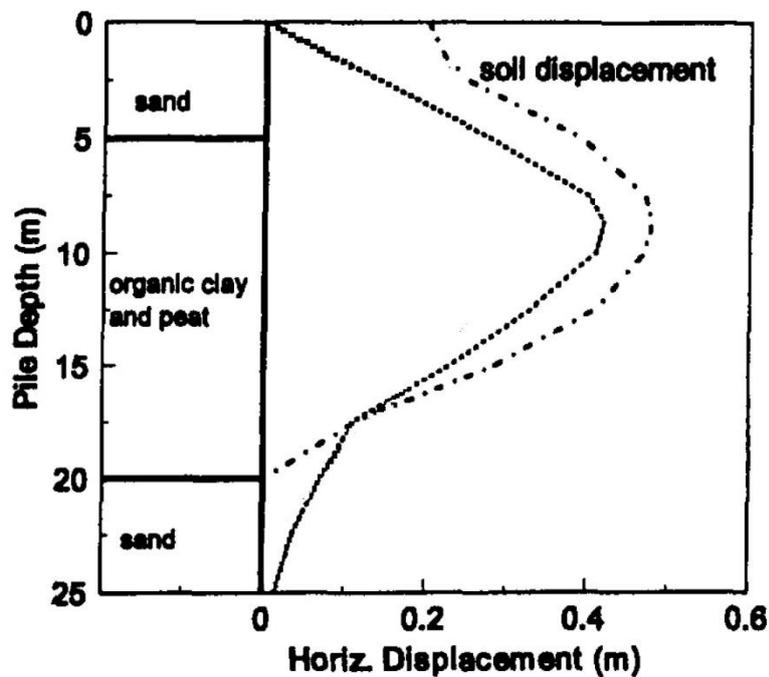


Figura 2.24- Deslocamentos horizontais medidos do solo e da estaca (Adaptado de Goh et al.1997).

Por fim, a recomendação dos autores foi um melhoramento do solo de fundação com a inserção de drenos de areia.

2.5.3. Tschebotarioff (1971)

Após diversos problemas envolvendo a ruptura de estacas no encontro de pontes, surgiu a necessidade de se aprofundar nessa temática e estudar quais causas e precauções que poderiam ser tomadas. O termo “Efeito Tschebotarioff” ganha força por ter sido esse autor o primeiro a estudar este fenômeno, mas só em 1962 que desenvolveu uma estimativa grosseira das pressões laterais nas estacas, e, em 1971, realizou seu estudo que gerou seu Método de Cálculo e alterou a estimativa inicial.

O local selecionado para a pesquisa foi a construção de uma travessia esbelta de uma rodovia sobre uma ferrovia em Allamuchy. As propriedades da camada de argila em questão eram mais conservativas (menor espessura e maior resistência) do que nos casos informais conhecidos onde havia ocorrido problemas. Esta proposta tinha como foco alcançar algumas deformações, sem que fosse atingida a ruptura (Tschebotarioff, 1973).

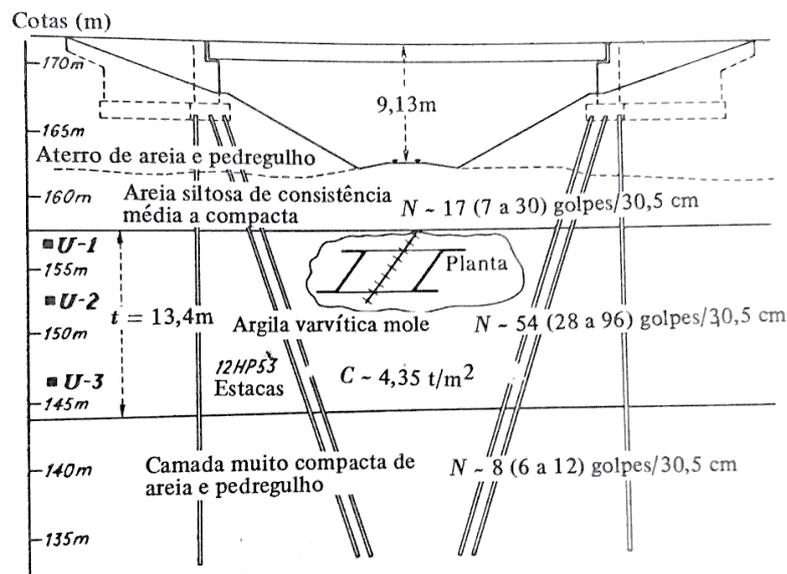


Figura 2.25- Perfil do solo no local da pesquisa, em Allamuchy (1971).

Ao fim da pesquisa, algumas das conclusões do autor foram:

- i) O empuxo atuante no encontro diminuiu com o tempo, tendo sua maior redução após a colocação de todo o aterro;
- ii) Os recalques nas bases dos encontros tiveram início depois que o aterro alcançou uma altura tal que seu peso atingiu um valor aproximadamente igual a três vezes a resistência não drenada da

camada argilosa, o mesmo aconteceu com os movimentos laterais dos apoios;

- iii) As medidas de deformações realizadas em uma estaca metálica instrumentada sob a sapata de concreto do encontro indicaram tensões de flexão consideráveis, especialmente próximos à base do muro, a mesma constatação ocorreu por meio de medida de inclinômetros na região da camada argilosa;
- iv) Devido ao inverno, foi necessária uma pausa de seis meses na construção, o que permitiu algum adensamento e, por consequência, correspondente aumento da resistência ao cisalhamento da camada de argila, de tal forma que o alteamento final do aterro não resultou em movimentos adicionais significativos.

O método de cálculo desenvolvido por este autor por meio desta pesquisa de caso será mostrado em breve neste trabalho.

2.5.4. Bigot et al. (1977)

Bigot, Bourges, Frank e Guegan realizaram uma investigação do comportamento de uma estaca metálica de 24 m de comprimento, 90 cm de diâmetro externo e 15 mm de espessura de parede localizada no pé de um talude de 7 metros de altura executado sobre uma espessa camada de solo mole, cujos parâmetros geotécnicos foram avaliados a partir de ensaios pressiométricos.

A fim de estabelecer um novo método de cálculo para as solicitações induzidas nas estruturas de fundação nestas condições, os autores monitoraram esta estaca e mediram suas deformações a cada metro de profundidade, o deslocamento (uso de inclinômetros) e a rotação do topo, permitindo o cálculo de momentos fletores, esforços cortantes e pressão do solo sobre a estaca.

Segundo Bigot et al. (1977) apud Velloso e Lopes (2010), a proposição consiste na utilização das curvas pressiométricas como curvas de reação, sendo esta relação envolvendo a rigidez à flexão da estaca, o módulo horizontal do solo, o qual é em função da profundidade e do nível de carregamento, e dos deslocamentos da estaca e do solo.

Como conclusão da investigação, tem-se que os resultados obtidos teoricamente convergem bem com os obtidos experimentalmente, sendo assim, os autores concluíram que esta é uma metodologia satisfatória devido a sua simplicidade de análise do fenômeno.

2.5.5. Stewart (1992)

Este autor foi responsável por uma série de ensaios de centrífuga a fim de examinar o comportamento de grupos de estacas inseridas através de camadas de argila mole adjacentes a aterros, em função do carregamento lateral imposto partir de movimentos horizontais do solo, com ênfase nas configurações de estacas de pontes. Sua contribuição foi de tamanha importância que, posteriormente, seus resultados embasaram novos métodos de cálculo, como no caso de Stewart et al. (1994) e Goh et al. (1997), utilizados neste trabalho.

O programa de ensaios consistiu em uma análise do perfil de solo da cidade de Burswood, cuja espessura da argila mole é de 18 m, um perfil uniforme com grande espessura de argila mole (18 m) e outro uniforme com pequena espessura (8 m). Um pequeno esquema deste programa de testes está mostrado na Figura 2.26. As estacas do protótipo apresentavam seção H e sua rigidez à flexão era de 77 MNm², a qual se relaciona com essa mesma propriedade do modelo a partir da Equação 2.32:

$$E_p I_p = n^4 E_m I_m \quad (2.32)$$

Onde E_p é o módulo de Young do material da estaca no protótipo, I_p é o momento de inércia da estaca também no protótipo, n é o fator de escala (neste caso, 1:110), e E_m e I_m são as mesmas propriedades anteriores, porém das estacas do modelo.

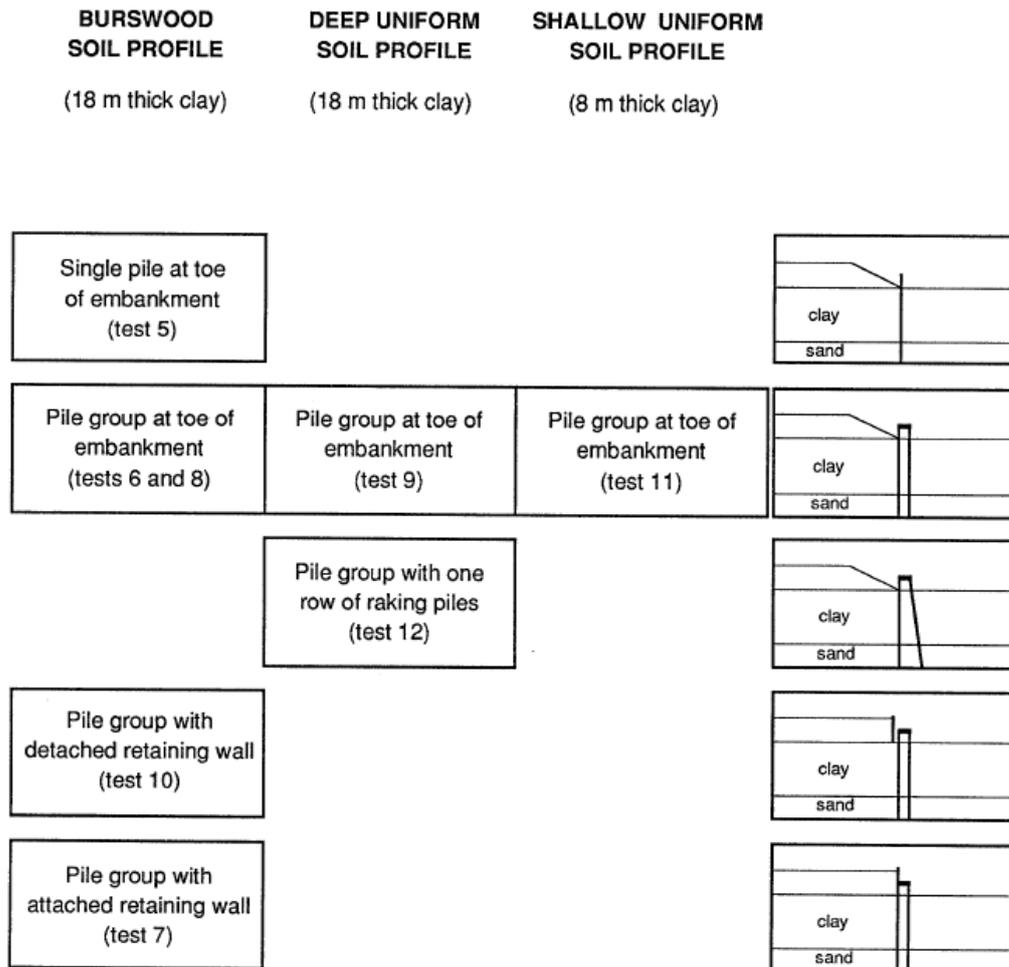


Figura 2.26- Esquema do trabalho desenvolvido por Stewart et al. (1992) com ensaios de centrífuga (Stewart et al., 1993).

Os grupos de estacas consistem em um total de catorze, divididas em duas fileiras de sete, fixadas por um bloco rígido 2 m acima da superfície do solo e podendo sofrer deflexão livremente. Estas estacas foram engastadas em uma camada de areia densa subjacente, antes da construção de um aterro de areia em seis estágios adjacente ao grupo, o qual apresentava inclinação frontal de 1,5:1 (H:V) e foi construído a uma altura máxima de cerca de 8,5 m, na escala real. Dentre as catorze estacas, quatro foram instrumentadas, duas em cada fileira, com a resposta monitorada em termos de distribuições de momento fletor da pilha e deflexão do bloco. Além da instrumentação nas estacas, também foi feito o uso de transdutores de poropressão a fim de acompanhar o processo de dissipação com o alteamento do aterro entre as etapas. A Figura 2.27 mostra o modelo utilizado e Figura 2.28 a configuração geral em planta e em corte do modelo utilizado no ensaio.

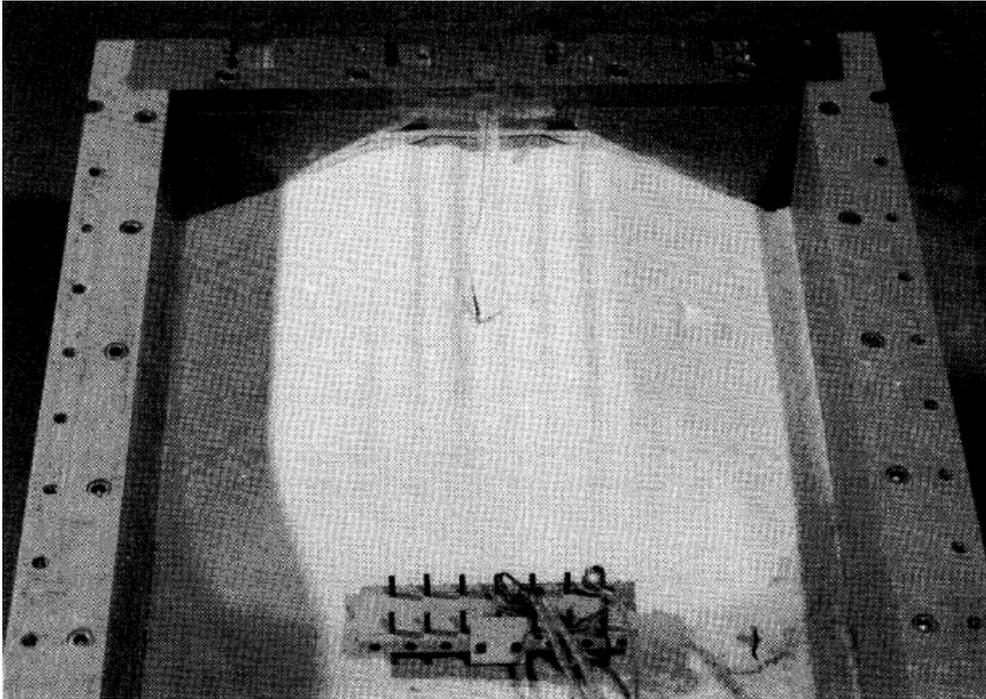


Figura 2.27- Modelo do ensaio de centrífuga, com o aterro e o grupo de estacas com instrumentação (Stewart et al., 1993).

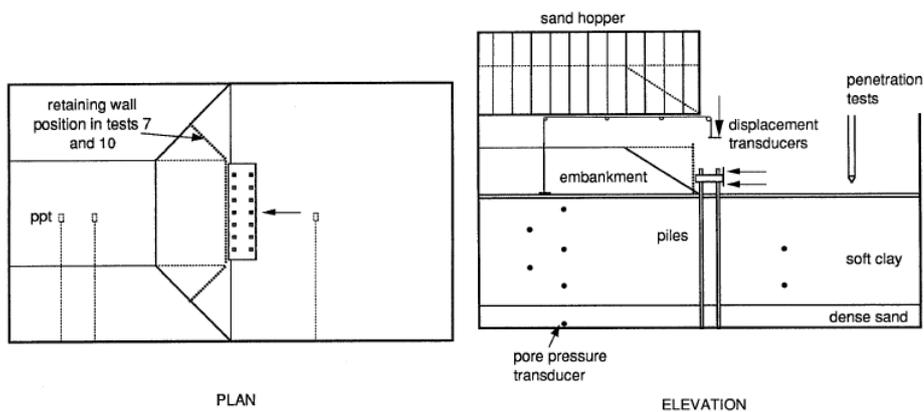


Figura 2.28- Configuração geral do modelo de centrífuga (Stewart et al., 1993).

Os testes, cujos resultados são os mais utilizados como embasamento para as pesquisas seguintes, são os 9 e 11, e a comparação entre os resultados entre as fileiras frontal e traseira estão representadas na Figura 2.29.

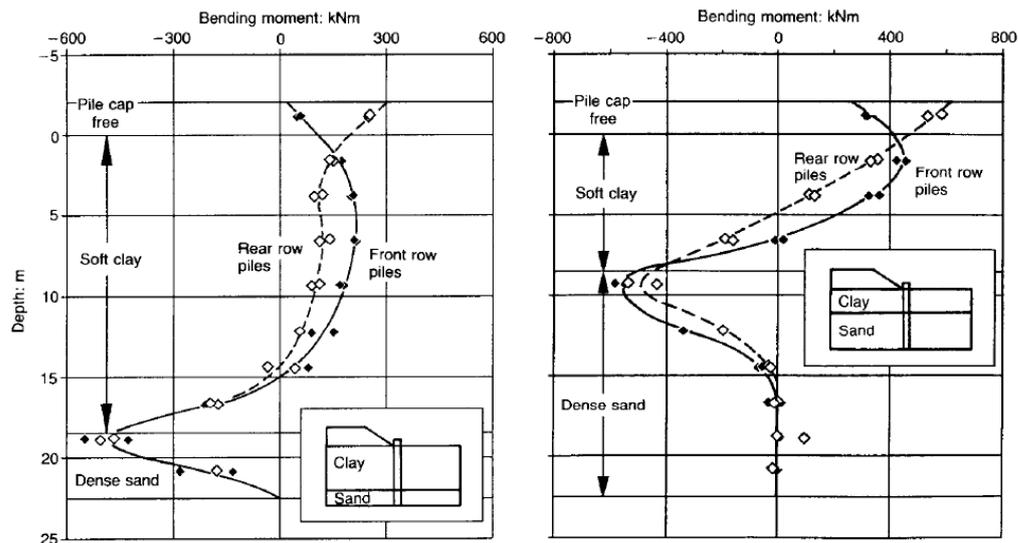


Figura 2.29- Distribuição dos momentos fletores gerados nas estacas nos testes 9 e 11, respectivamente (Stewart et al., 1993).

Em geral, o trabalho de Stewart et al. (1994) contribuiu para a análise de localização dos maiores momentos, influência da espessura da camada de solo mole nos valores de solicitações na estaca, influência do grupo de estacas, além da resposta do conjunto quando há a utilização de estacas inclinadas, e a influência do tempo, e, conseqüentemente, do processo de adensamento no dimensionamento de momentos fletores gerados.

3 Estudo de caso

O caso em questão se trata do Condomínio Anêmona, localizado em Ubatuba/SP. Seu lançamento se deu em 1993 e, após alguns problemas com as construtoras envolvidas nas mais diversas etapas, as obras foram concluídas em março de 2001, com as entregas das chaves das unidades aos proprietários.

Em 17 de maio de 2001, o bloco B do condomínio apresentou colapso em sua estrutura, cujo deslocamento vertical foi de, aproximadamente, 2 metros, e, após o ocorrido, o edifício continuou recalando cerca de 5 cm por mês. A principal justificativa do acidente foi a alta compressibilidade do solo de fundação.

Outros edifícios apresentam situações semelhantes que o caso supracitado, sendo assim, é necessário que o meio técnico seja capaz de antever e dar prosseguimento nas soluções cabíveis para casos como esses.

As informações presentes neste trabalho foram obtidas em Souza (2003), o qual realizou o estudo deste caso por meio de uma visão estrutural, enquanto a atual proposta é a análise geotécnica.

3.1. Localização e descrição arquitetônica

O Condomínio Anêmona está localizado no bairro das Toninhas, no município de Ubatuba/SP. Com uma área de 1540 m², o terreno é delimitado pela Avenida Beira Mar a Leste (acesso), Rua B ao Sul, Rua Tainha a Oeste e pelo Loteamento Jardim Beira Mar a Norte, como mostra a Figura 3.1.

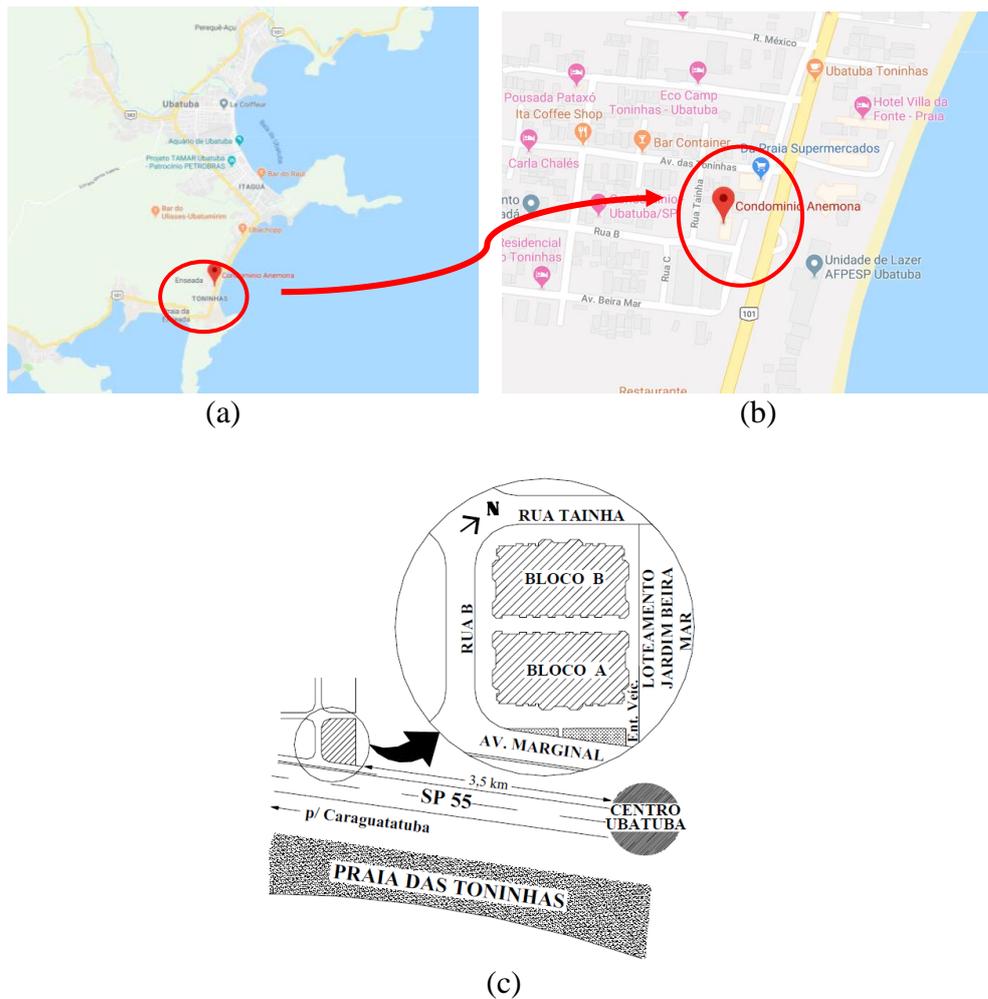


Figura 3.1- Localização do Condomínio Anêmona. (a) Visão geral da cidade de Ubatuba; (b) Visão detalhada do bairro Toninhas; (c) Esquema da localização (Fonte: Google Maps e Souza, 2003).

O residencial possui 48 apartamentos, distribuídos em dois blocos com térreo e 4 pavimentos-tipo cada, em um total de 3837 m² de área construída. Cada bloco possui seis apartamentos por pavimento, simetricamente divididos, sendo que as unidades do último pavimento possuem um mezanino em nível superior, uma caixa de escada e um elevador. No térreo, estão o apartamento do zelador, lavanderia comunitária, área privativa de cada apartamento destinada para depósito e 48 vagas de estacionamento. A Figura 3.2 mostra o folheto de propaganda contendo a fachada do Condomínio Anêmona.



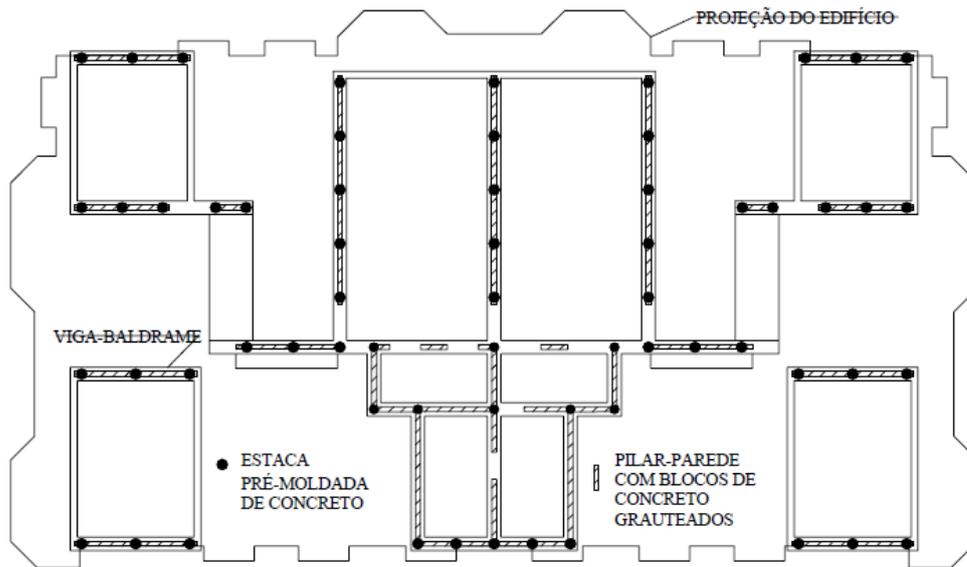
Figura 3.2- Fachada do Condomínio Anêmona e o projeto arquitetônico do pavimento tipo (Folheto de propaganda da imobiliária apud Souza, 2003).

3.2. Descrição estrutural

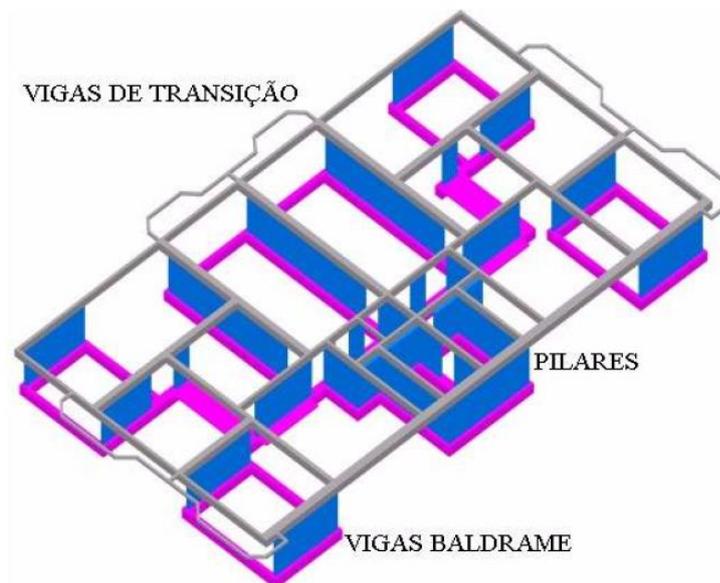
A fundação executada no condomínio é composta por estacas pré-moldadas de concreto armado com 30 cm de diâmetro, cravadas por martelotes mecânicos até a profundidade média de 25 metros abaixo do nível do terreno.

Sem o intermédio de blocos de fundação, são as vigas-baldrame que transferem todo o carregamento para as estacas. Estas vigas são conectadas aos pilares por meio de chumbadores, onde as armaduras de espera são enfileiradas e afastadas aproximadamente 40 cm umas das outras. Por fim, o travamento da estrutura é dado a partir de vigas de concreto armado no nível superior do térreo, apoiadas nos pilares-parede.

A Figura 3.3 mostra a disposição dos elementos estruturais e as estruturas de transição.



(a)



(b)

Figura 3.3- Estacas, vigas-baldrame e pilares-parede em (a) planta baixa e (b) estrutura de transição no plano tridimensional (Souza, 2003).

Ao fundo do terreno estudado, existia uma área alagadiça, a qual foi canalizado um córrego na divisa posterior, como mostra a Figura 3.4. O trabalho realizado possibilitou urbanizar e instaurar uma rua no local.



Figura 3.4- Córrego na divisa do terreno com a Rua Tainha (Souza, 2003).

Com o objetivo de posicionar o edifício a uma altura segura de possíveis transbordamentos, foi feito um aterro em toda área delimitada pelo terreno, e seu nível foi elevado aproximadamente dois metros.

A estrutura do edifício é composta por alvenaria estrutural com blocos de concreto de 14x19x39 cm. No pavimento térreo, foram construídos pilares-parede com graute nos vazios dos blocos.

Toda alvenaria foi construída de maneira reforçada, com amarrações nos encontros perpendiculares a cada duas fiadas, vergas e contravergas nos vãos de portas e janelas e grautes em alguns blocos.

3.3. Processo de desabamento

Em 17 de maio de 2001, o bloco “B” do Condomínio Anêmona sofreu um desabamento parcial da sua estrutura, e o novo panorama de acomodação após o colapso está mostrado na Figura 3.5.



Figura 3.5- Nova configuração do edifício após o colapso (Souza, 2003).

Todo o conjunto cedeu, aproximadamente, dois metros até o momento em que a laje de transição do teto do andar térreo apoiou-se no solo. A Figura 3.6 mostra como ficou o bloco B após o desabamento em comparação com o bloco A que permaneceu estável.



Figura 3.6- Desnível entre os blocos A (à direita) e B (à esquerda) após o colapso da estrutura (Souza, 2003).

Além do deslocamento vertical, o desabamento também apresentou outras duas movimentações: uma translação horizontal para o sentido da Rua Tainha e uma pequena rotação no sentido anti-horário, como mostrou a Figura 3.7. Devido

a esta última, o bloco B do condomínio Anêmona acomodou-se de forma inclinada, o que provocou um desaprumo de 2,5 m entre o topo da torre e a base.

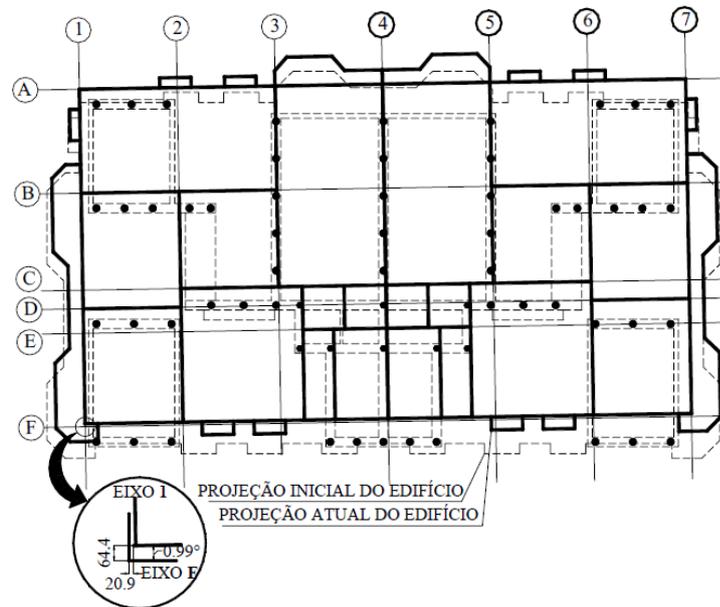


Figura 3.7- Comparação entre as projeções antes e depois do colapso do edifício.

Segundo relatos, o incidente aconteceu de forma brusca, sem indícios de uma possível ruptura da estrutura, como trincas, dificuldade no manejo de esquadrias ou rupturas anormais de vidraças. Os moradores relataram que, algumas semanas antes do ocorrido, um grande recalque ocorreu no piso do estacionamento do bloco B, de aproximadamente 30 cm; a solução para o caso foi reaterrar a região até a cota de projeto. No bloco A, também aconteceu este deslocamento vertical no estacionamento, porém, em menor escala. A Figura 3.8 mostra um desnível entre o pavimento do estacionamento e a viga-baldrame, ressaltando suas arestas.



Figura 3.8- Recalque do aterro no estacionamento do bloco A, destaque para a viga-baldrame em evidência (Souza, 2003).

A configuração do rompimento indica que os pilares mais próximos da Rua Tainha (ao fundo) cederam sem qualquer restrição ao conjunto do edifício, fazendo com que não penetrassem no primeiro pavimento (Figura 3.9a), ao contrário do que aconteceu nos pilares mais distantes, em que, como não cederam junto com as estacas, tombaram à medida que o prédio desabou e rotacionou, puncionaram a laje e penetraram no interior dos apartamentos (Figura 3.9b).



Figura 3.9- Situação dos apartamentos (a) próximos à Rua Tainha (ao fundo) e (b) mais distantes dessa região (Souza, 2003).

Mais um indício da ocorrência de movimento de solo foi o surgimento de rachaduras e deformações no muro de divisa do terreno, como mostra a Figura 3.10.



Figura 3.10- Muro de divisa do terreno com rachaduras e deformações (Souza, 2003).

3.4. Investigação geotécnica

A fim de conhecer o perfil geotécnico do terreno, sua investigação foi baseada em ensaios SPT. As sondagens foram realizadas pela empresa Túzzolo Engenharia de Sondagens Ltda, especializada no ramo, a fim de garantir qualidade nos resultados.

O solo encontrado no terreno em estudo é similar ao já amplamente pesquisado solo da baixada santista (SOUZA, 2003). Essa região apresenta um subsolo constituído por sedimentos quaternários, cuja estratigrafia compreende na alternância entre camadas de areia e camadas de argila orgânica. Pacote assentado sobre um maciço cristalino, formado por rochas de gnaiss e de granito (TEIXEIRA, 1994).

Segundo Massad (1994), devido às oscilações do nível do mar e intensos processos erosivos, ocorreram pelo menos duas sequências de sedimentação, que deram origem a dois tipos de sedimentos argilosos distintos – Holocênicos e Pleistocênicos. Os primeiros constituídos por argilas com sedimentos fluvio-lagunares, N_{SPT} de 0 a 2, levemente pré-adensado, enquanto os segundos ocorrem abaixo dos primeiros e são constituídos de camadas de areia com 6 a 7 m de espessura e camada de argila média a rija, em geral, de 20 a 25 m de profundidade.

A locação dos furos de sondagem está na Figura 3.11, onde três delas foram próximas à frente do terreno e uma posicionada na Rua Tainha, divisa com o fundo do condomínio.

Além de terem sido realizados poucos furos de sondagem, a escolha das locações é bastante ineficiente, visto que não cobre o terreno na sua totalidade, em especial no centro e na divisa com a rua Tainha, fazendo com que o perfil estratigráfico não apresente boa interpolação entre os pontos e a investigação se apresente precária.

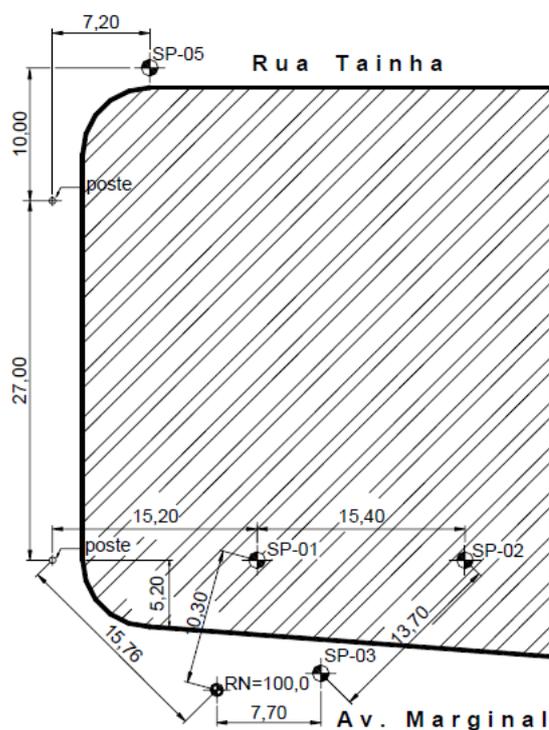


Figura 3.11- Locação dos furos de sondagem para o ensaio SPT no terreno (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).

As Figuras 3.12, 3.13 e 3.14 mostram os resultados das sondagens SP-02, SP-03 e SP-05, respectivamente.

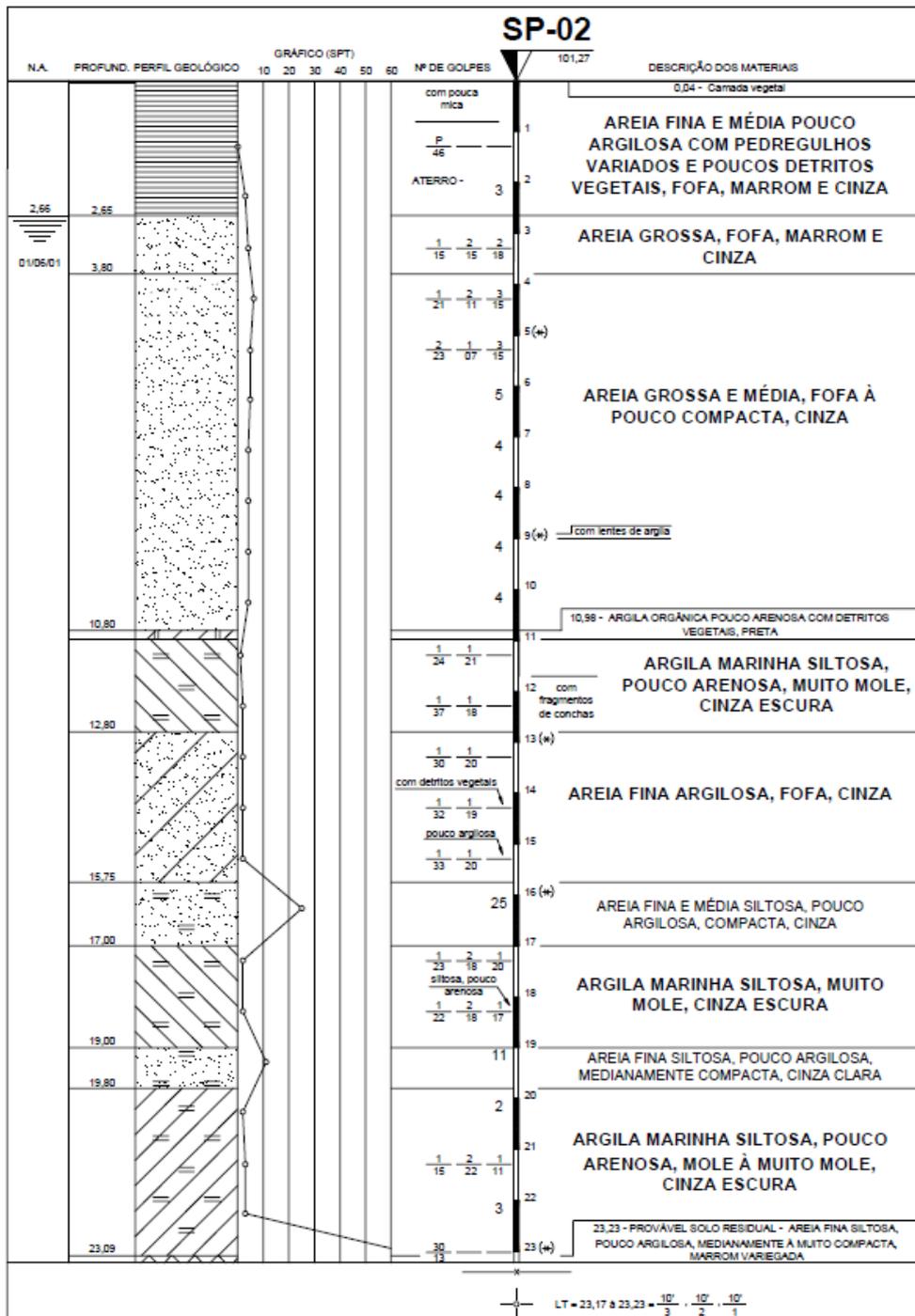


Figura 3.12- Relatório de sondagem do furo SP-02 (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).

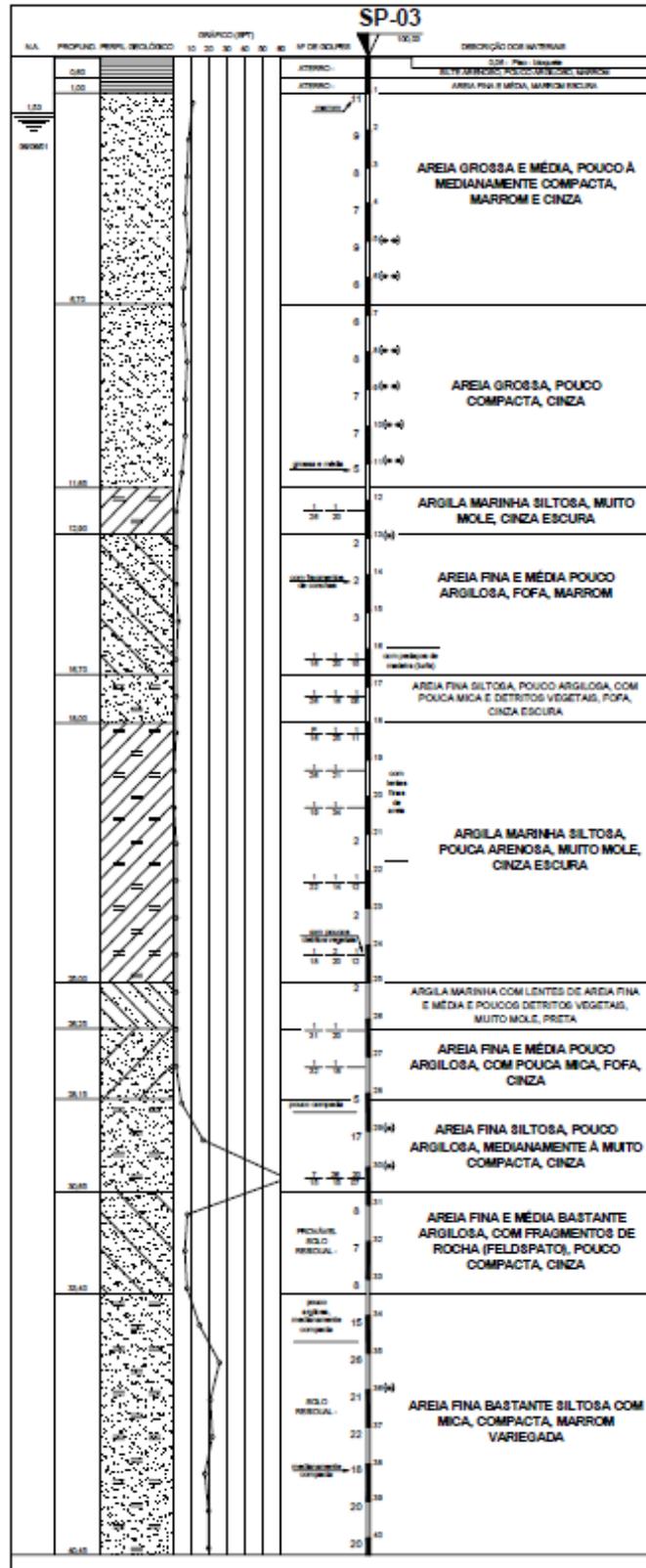


Figura 3.13- Relatório de sondagem do furo SP-03 (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).

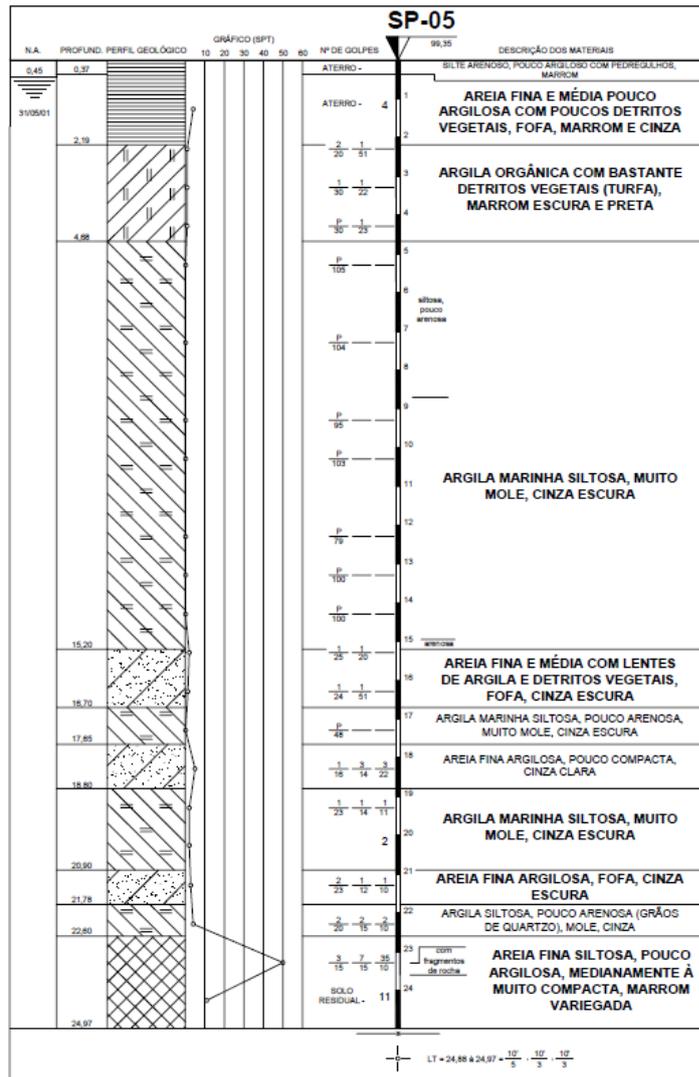


Figura 3.14- Relatório de sondagem do furo SP-05 (Túzzolo Engenharia apud Souza, 2003).

A partir dos relatórios de sondagem, foi traçado o perfil estratigráfico da região no software AutoCAD, e ele está representada na Figura 3.15. A região laranja consiste na areia média a grossa, a região cinza é a argila marinha muito mole, a região roxa é a areia fofa que intercala as camadas de solo mole e, por fim, a região marrom é o solo compacto onde as estacas estão fixadas.

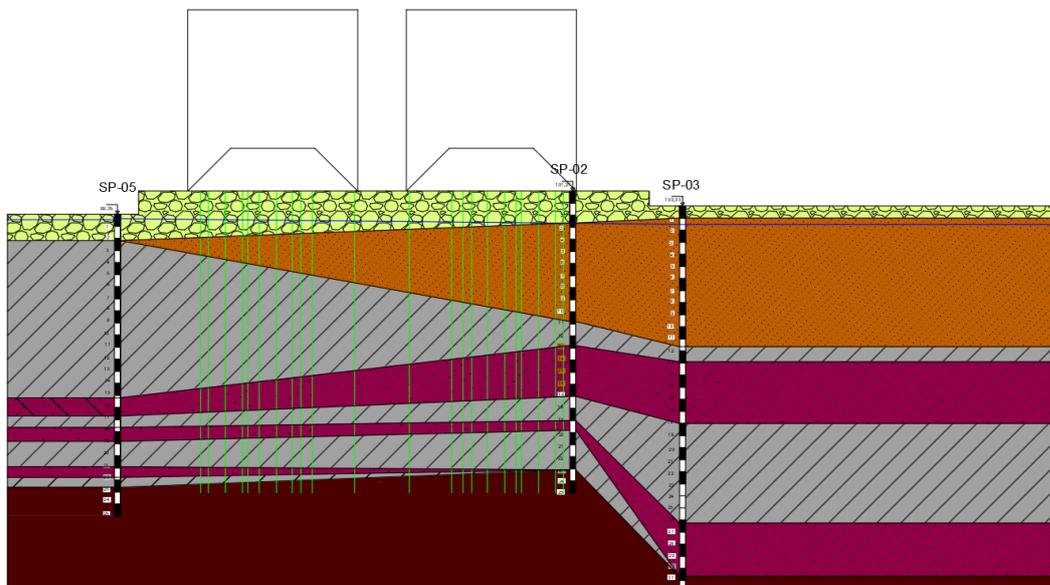


Figura 3.15- Perfil estratigráfico feito a partir dos boletins de sondagem (O autor).

Como é possível perceber, o solo de fundação na região frontal do terreno (oposta à Rua Tainha) apresenta melhores propriedades de resistência, quando comparado ao solo do fundo da edificação. Sendo assim, fica evidenciado de que a causa do colapso no edifício foi a baixa qualidade do solo de fundação na região, com $N_{SPT} = 0$.

O perfil consiste em uma camada de areia grossa pouco compacta de espessura de 10 metros na frente do terreno que varia para 2 metros ao fundo. Abaixo desta, o material predominante é uma argila marinha siltosa muito mole muito espessa na divisão com a Rua Tainha que decresce na direção frontal do terreno, intercalada com finas camadas de areia fina e média. Aos 25 metros de profundidade, aproximadamente, foi encontrada uma areia fina siltosa, pouco argilosa, medianamente a muito compacta, impenetrável à sondagem à percussão, onde a estaca foi cravada.

3.5. Causa da ruptura das estacas

Como já explicado na Revisão Bibliográfica, o solo de baixa capacidade de suporte encontrado no terreno a partir do ensaio de SPT tem, como uma das principais características, sua alta compressibilidade, a qual pode acarretar problemas na execução de fundações e atuam desfavoravelmente na interação solo-estrutura.

O recalque de aproximadamente 30 cm na região do estacionamento relatado pelos moradores teve como solução para os transtornos na utilização dessa área o nivelamento do piso com acréscimo de material de aterro. A Figura 3.16 mostra um perfil esquemático do subsolo sob o bloco B.

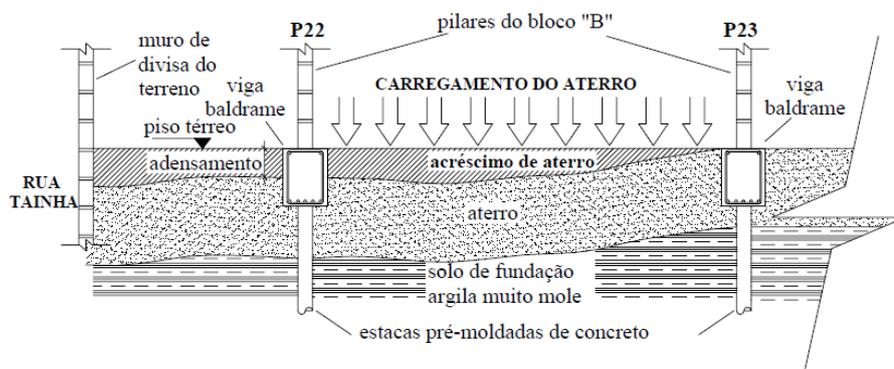


Figura 3.16- Perfil do terreno após a deposição de um novo aterro no estacionamento (Souza, 2003).

Apesar de nivelar o piso e melhorar a circulação no estacionamento, o novo aterro contribuiu para agravar a situação, devido ao aumento de sobrecarga imposto no solo de fundação que já estava em processo de adensamento.

Como o solo de fundação é composto por uma grande porcentagem de argila marinha muito mole, ele possui alto índice de plasticidade, e, conseqüentemente, alta compressibilidade, o que justifica o deslocamento excessivo ocorrido no estacionamento.

Em resumo, o empuxo lateral do solo de fundação, devido ao excesso de aterro, solicitou lateralmente os elementos de fundação, que, por sua vez, não suportou tal esforço. Como consequência, tem-se a ruptura de estacas próximas ao fundo do terreno, região na qual houve maior adensamento devido maior altura da camada de argila mole, como mostra a Figura 3.17.

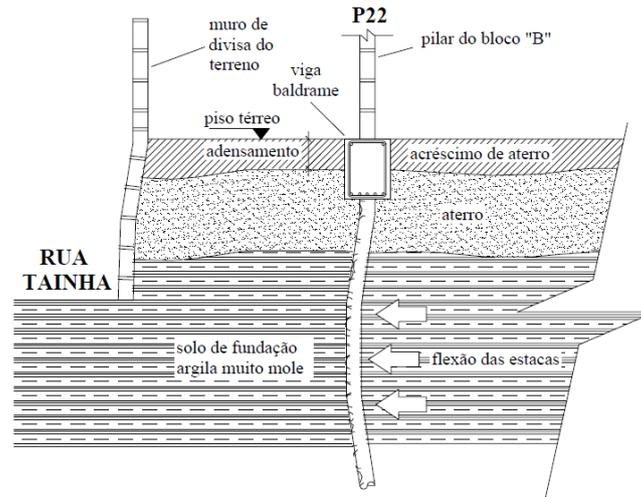


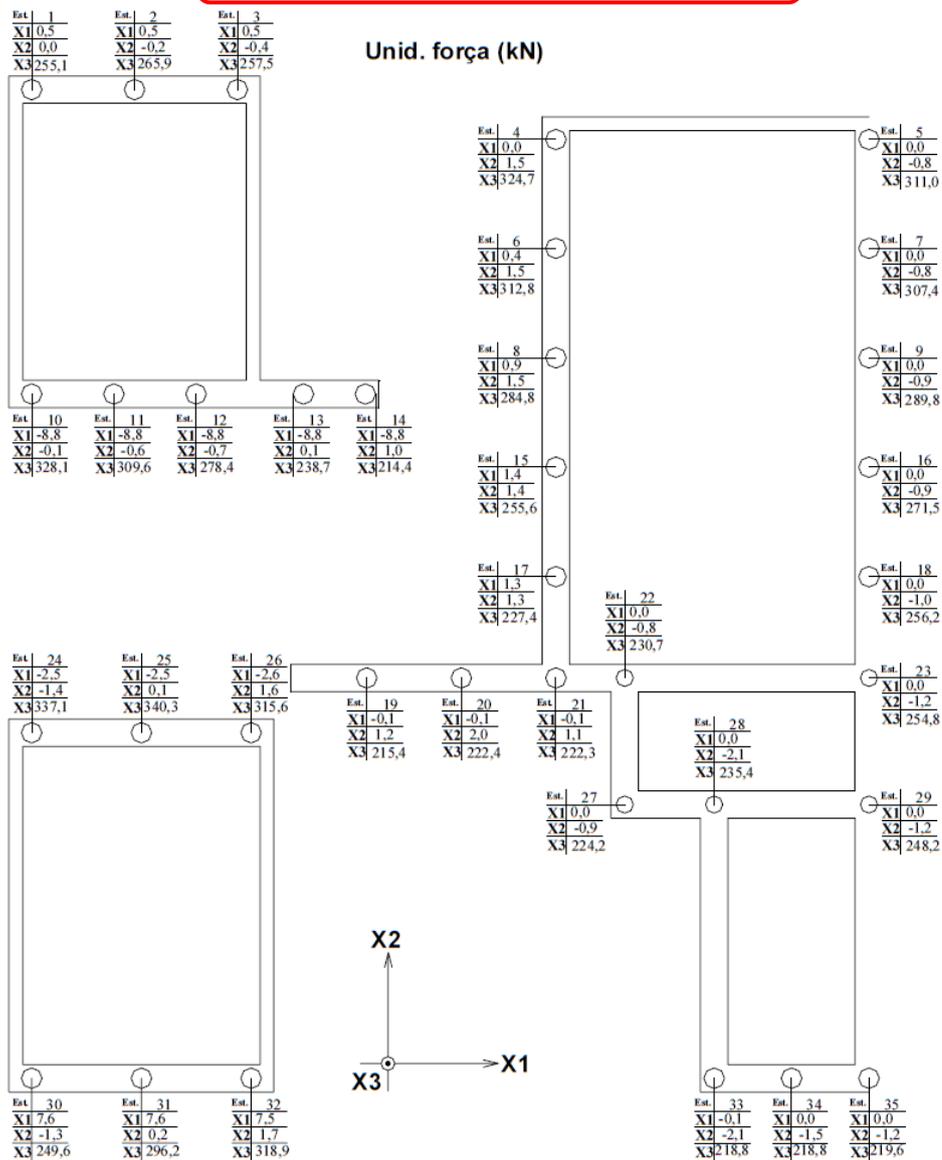
Figura 3.17- Processo de flexão da estaca devido ao empuxo lateral da argila mole (Souza. 2003).

3.6. Ações nas estacas devido à superestrutura

A fim de quantificar as forças atuantes nos elementos de fundação, foi feito por Souza (2003) um modelo numérico que representou fisicamente o comportamento da superestrutura. O software utilizado foi o STRAP 9.0.

Após a simulação, os resultados das forças transversais e as normais atuantes nos elementos de fundação estão presentes na Figura 3.18.

FRENTE EDIFÍCIO/FUNDO TERRENO



FUNDO EDIFÍCIO/MEIO TERRENO

Figura 3.18- Cargas normais e transversais impostas nas estacas devido à superestrutura (Souza, 2003).

4 Resultados e Discussões

Este capítulo abordará os resultados obtidos na análise dos dois tipos de solicitação nas estacas, tanto no topo, quanto ao longo do seu fuste. A situação de estaca ativa foi calculada por meio do método de Matlock e Reese, enquanto a situação de estaca passiva foi calculada por diferentes métodos convencionais e numérico utilizando o *software* Plaxis com modelagens 2D e 3D e variadas abordagens.

As características das estacas são as mesmas para todas as análises, logo, estas estão resumidas na Tabela 4.1, cujos valores foram calculados por meio das Equações 2.3 e 2.4.

Tabela 4.1- Características gerais das estacas utilizadas.

Diâmetro D (m)	f_{ck} (MPa)	Comprimento L (m)	Momento de Inércia I (m ⁴)	Módulo de Elasticidade E_p (MPa)
0,3	25	25	0,000398	23.800

4.1. Carregamento no topo

Visto que o interesse deste tópico está relacionado com os efeitos causados pela carga transversal nas estacas, estas foram agrupadas em função do maior valor de cargas atuantes entre os sentidos X1 e X2 de cada uma, partindo da Figura 3.18.

A Tabela 4.2 mostra todos os valores de cargas transversais nas direções X1 e X2, adotadas por Souza (2003), e o maior dentre eles em termos de valor absoluto. A partir dessas informações, as estacas foram separadas em 16 grupos.

Tabela 4.2- Cargas transversais aplicadas em cada estaca e agrupamento.

Estaca	X1 (kN)	X2 (kN)	Maior - módulo (kN)	Grupo
1	0,5	0,0	0,5	1
2	0,5	-0,2	0,5	2
3	0,5	-0,4	0,5	3
4	0,0	1,5	1,5	9
5	0,0	-0,8	0,8	2
6	0,4	1,5	1,5	9
7	0,0	-0,8	0,8	2
8	0,9	1,5	1,5	9
9	0,0	-0,9	0,9	3
10	-8,8	-0,1	8,8	16
11	-8,8	-0,6	8,8	16
12	-8,8	-0,7	8,8	16
13	-8,8	0,1	8,8	16
14	-8,8	1,0	8,8	16
15	1,4	1,4	1,4	8
16	0,0	-0,9	0,9	3
17	1,3	1,3	1,3	7
18	0,0	-1,0	1,0	4
19	-0,1	1,2	1,2	6
20	-0,1	2,0	2,0	10
21	-0,1	1,1	1,1	5
22	0,0	-0,8	0,8	2
23	0,0	-1,2	1,2	6
24	-2,5	-1,4	2,5	12
25	-2,5	0,1	2,5	12
26	-2,6	1,6	2,6	13
27	0,0	-0,9	0,9	3
28	0,0	-2,1	2,1	11
29	0,0	-1,2	1,2	6
30	7,6	-1,3	7,6	15
31	7,6	0,2	7,6	15
32	7,5	1,7	7,5	14
33	-0,1	-2,1	2,1	11
34	0,0	-1,5	1,5	9
35	0,0	-1,2	1,2	6

Considerando que o perfil é integralmente composto por argila normalmente adensada, utilizando a Tabela 2.2, tem-se o valor da taxa de crescimento do coeficiente de reação quando associado ao diâmetro:

$$n_h = 500 \text{ kN/m}^3$$

Com isto, a partir da Equação 2.11, tem-se também o comprimento característico da estaca:

$$T = 1,80m$$

Sendo a relação de $L/T > 4$, a estaca é considerada flexível.

Conhecidos os valores de Z (Tabela 2.1) e T , as profundidades onde cada deslocamento e momento serão calculados são dadas a partir da Equação 2.10.

Os cálculos dos deslocamentos e momentos fletores foram realizados por meio das Equações 2.8 e 2.9.

O grupo que tem a maior carga transversal imposta a ela é o Grupo 16, composto pelas estacas 10, 11, 12, 13 e 14, com uma carga de 8 kN. Com isso, nelas que atuam os maiores momentos fletores e deslocamentos, sendo 12,23 kN.m e 1,32 cm, respectivamente.

A Tabela 4.3 mostra os momentos e deslocamentos deste grupo de acordo com a profundidade.

Tabela 4.3- Momentos fletores e deslocamentos ocorridos no grupo de estacas número 16.

Z	z (m)	Momento fletor (kN.m)	Deslocamento (cm)
0,0	0,00	0,00	1,32
0,1	0,18	1,58	1,23
0,2	0,35	3,14	1,15
0,3	0,53	4,61	1,06
0,4	0,70	6,01	0,97
0,5	0,88	7,27	0,89
0,6	1,06	8,43	0,81
0,7	1,23	9,43	0,73
0,8	1,41	10,28	0,66
0,9	1,58	10,98	0,59
1,0	1,76	11,52	0,52
1,2	2,11	12,15	0,40
1,4	2,47	12,23	0,30
1,6	2,82	11,82	0,21
1,8	3,17	11,03	0,13
2,0	3,52	9,95	0,08
3,0	5,28	3,57	-0,04
4,0	7,04	0,00	-0,03
5,0	8,80	-0,52	0,00

As Figuras 4.1 e 4.2 mostram os gráficos comparativos entre os grupos de estacas quanto aos momentos e os deslocamentos, respectivamente. Como ambos são proporcionais às cargas transversais, as maiores solicitações acontecem nas estacas supracitadas, enquanto as menos nas estacas do Grupo 1 (Estacas 1, 2 e 3), mas sempre com maior momento fletor na profundidade de 2,47 m e maior deslocamento na superfície do terreno, onde a força foi aplicada com o valor de 1,32 cm.

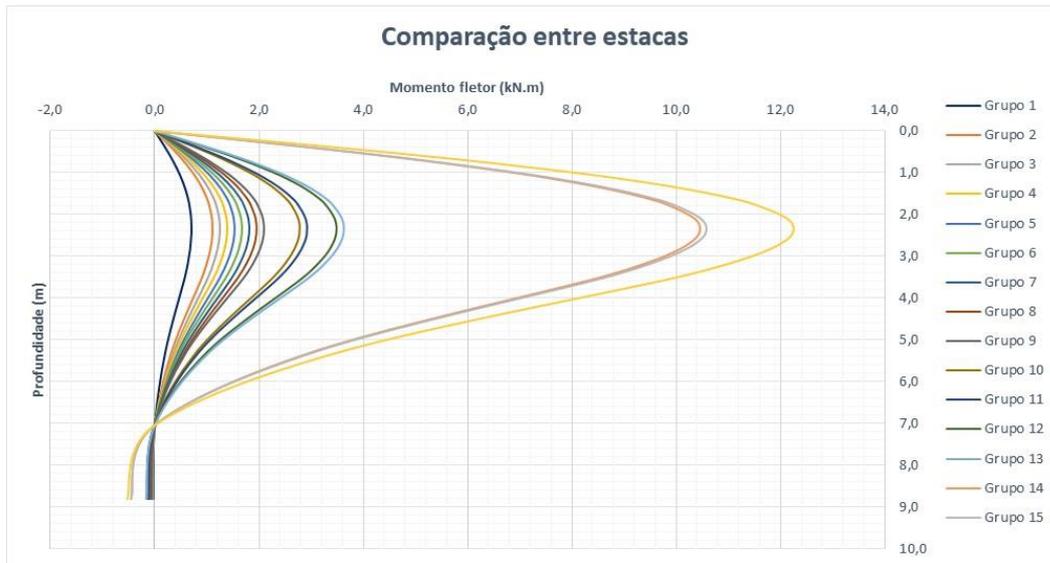


Figura 4.1- Gráfico comparativo entre os momentos fletores dos grupos de estaca.

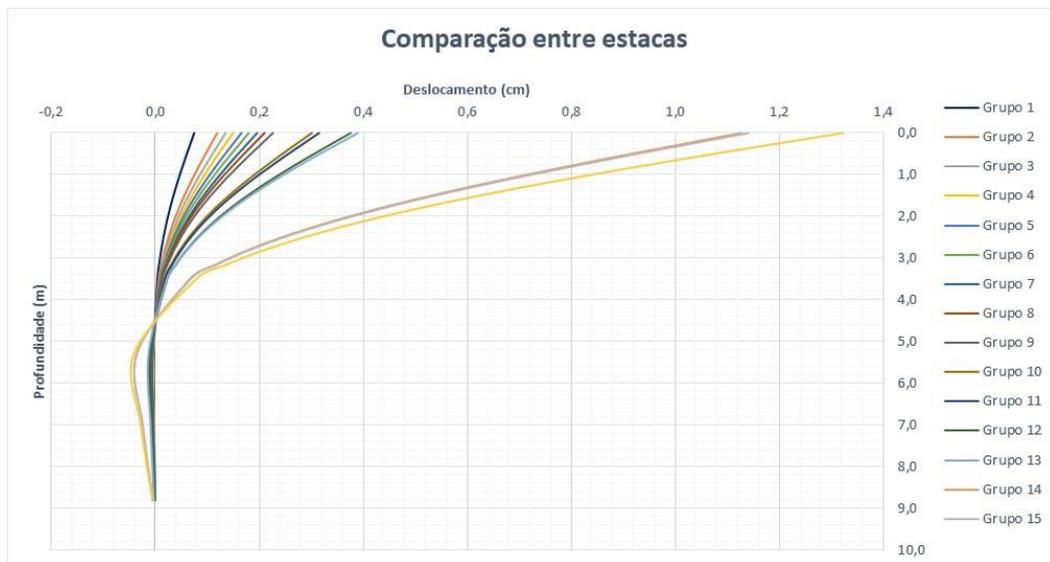


Figura 4.2- Gráfico comparativo entre os deslocamentos dos grupos de estaca.

4.2. Carregamento no fuste

A análise da sobrecarga gerada pela construção do aterro sobre uma irregular camada de argila mole se deu por meio de quatro métodos convencionalmente utilizados (Tschebotarioff, De Beer e Wallays, Stewart e Goh) e o método numérico. Para os métodos de Tschebotarioff e De Beer e Wallays foi utilizado o *software* Ftool e para o numérico, o *software* Plaxis.

Como esta carga lateral se faz presente devido a uma sobrecarga assimétrica, as regiões mais críticas estão localizadas na periferia do terreno construído, onde há um desnível entre o terreno e a região adjacente, que funciona similarmente ao caso de uma escavação, como mostra a Figura 4.3.

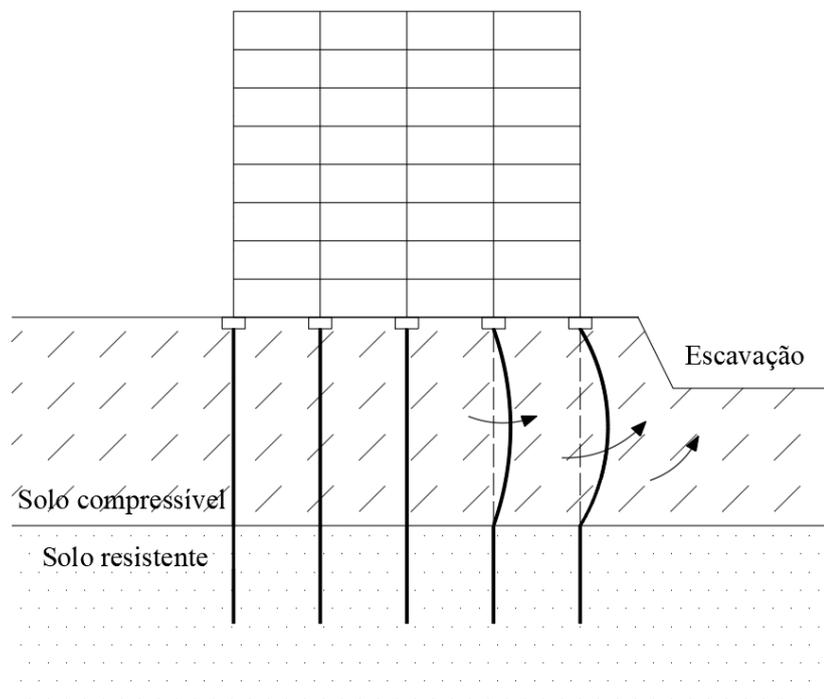


Figura 4.3- Esquema similar ocorrido no Condomínio Anêmona, na região periférica do terreno construído.

A fim de dinamizar os cálculos deste movimento, as estacas foram agrupadas de uma nova forma a partir do perfil, como mostra a Figura 4.4 e 4.5, em planta e em corte, respectivamente.

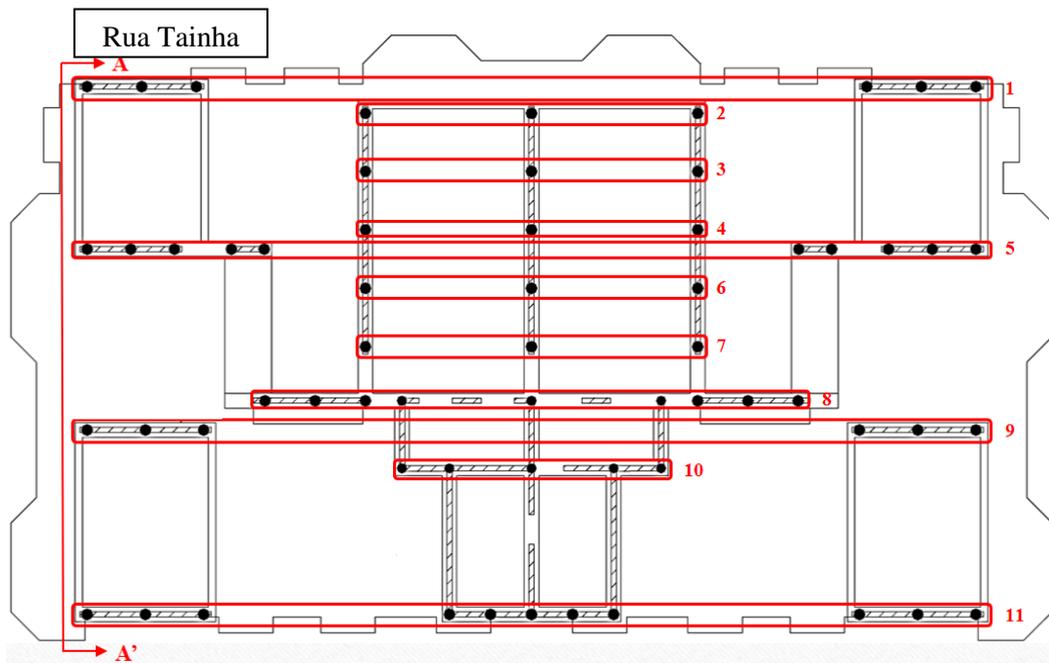


Figura 4.4- Projeto de fundações em planta com a separação das estacas em linhas, considerando o Corte AA', à esquerda.

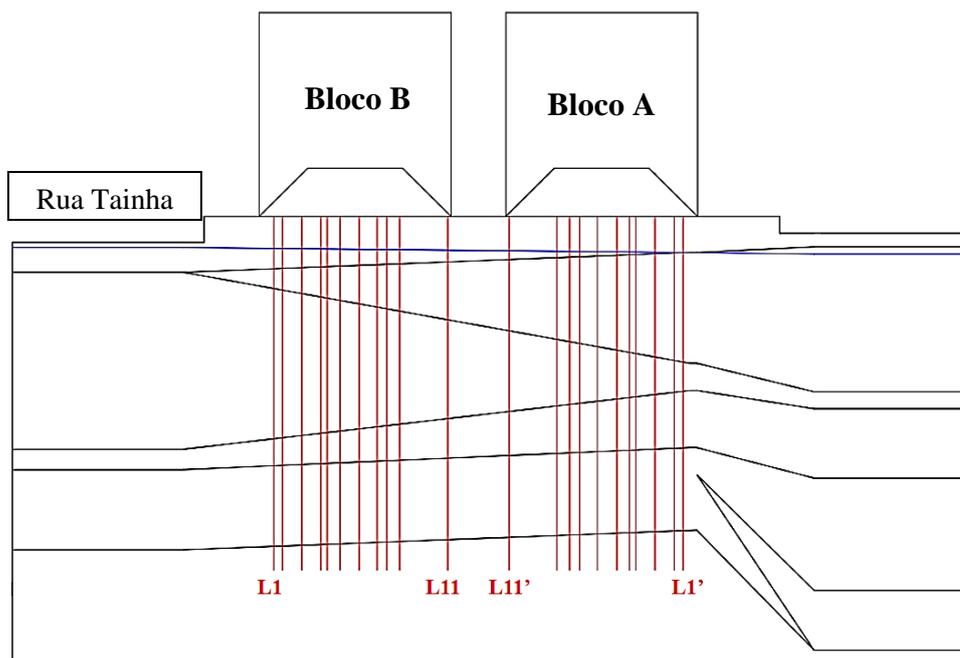


Figura 4.5- Corte AA' do projeto de fundações, de forma que seja possível visualizar as projeções das estacas traseiras.

A fim de conhecer a sobrecarga de aterro atuando em cada estaca e a espessura de argila mole atravessada, foi medido, por linha, as espessuras das camadas que envolvem cada estrutura, como mostra a Tabela 4.4.

Tabela 4.4- Espessura de cada camada atravessada pela linha de estacas do Bloco B.

Linha	Aterro (m)	Areia grossa (m)	Argila mole 1 (m)	Areia intermediária (m)	Argila mole 2 (m)	Substrato rígido (m)
L1	3,85	1,45	11,05	1,98	5,94	0,73
L2	3,82	1,59	10,86	2,03	5,94	0,76
L3	3,77	1,90	10,44	2,13	5,95	0,81
L4	3,71	2,21	10,02	2,23	5,96	0,87
L5	3,70	2,31	9,89	2,27	5,94	0,89
L6	3,66	2,52	9,61	2,33	5,96	0,92
L7	3,60	2,83	9,19	2,44	5,96	0,98
L8	3,55	3,11	8,80	2,53	5,98	1,03
L9	3,52	3,27	8,59	2,58	5,99	1,05
L10	3,49	3,48	8,31	2,65	5,97	1,10
L11	3,35	4,25	7,27	2,91	5,99	1,23

4.2.1. Método de Tschebotarioff (1973)

A partir da equação desenvolvida por Tschebotarioff e adaptada por Velloso e Lopes (2011), é possível calcular a pressão horizontal atuante na estaca. Foi usado um valor de $K_{ce} = 0,4$, também recomendado pelos segundos autores.

Outra consideração importante é que, devido à simplicidade do método, foi utilizada apenas a primeira camada de argila (superior) para o estudo.

Souza (2003) fala sobre a ausência de blocos de fundações para unir os grupos de estaca, sendo usado apenas a viga baldrame como ligação, porém, não esclarece se a ligação entre as duas estruturas foi realizada por meio de engaste. Sendo assim, foi feita a análise com os dois tipos de condições de apoio possíveis, para estacas engastadas no elemento de travamento e para situações onde isso não ocorre.

Considerando as estacas engastadas na viga baldrame, essa conexão é representada por um engaste no topo da estaca, enquanto a extremidade inferior da camada de argila é representada por uma rótula. Tschebotarioff (1973) usa uma formulação para o cálculo do momento fletor máximo e o momento fletor no engaste; outro modo de simular o efeito de estacas passiva é a utilização do

software Ftool com distribuição triangular de carga e a condições de apoio indicadas.

A Tabela 4.5 mostra os valores da carga horizontal por metro, a resultante R , a espessura da camada de argila mole t , a metade da espessura da camada de argila a e a distância entre a superfície e o final da argila mole L .

Tabela 4.5- Parâmetros de cada linha utilizados para cálculo dos momentos máximo e no engaste.

Linha	$P_h = q$ (kN/m)	R (kN)	t (m)	a (m)	L (m)
L1	16,63	82,70	11,05	5,53	16,35
L2	16,50	80,65	10,86	5,43	16,27
L3	16,29	76,51	10,44	5,22	16,11
L4	16,03	72,27	10,02	5,01	15,94
L5	15,98	71,14	9,89	4,95	15,90
L6	15,81	68,38	9,61	4,81	15,79
L7	15,55	64,32	9,19	4,60	15,62
L8	15,34	60,73	8,80	4,40	15,46
L9	15,21	58,78	8,59	4,30	15,38
L10	15,08	56,38	8,31	4,16	15,28
L11	14,47	47,35	7,27	3,64	14,87

Como a resultante R sofreu uma minoração com um fator de 0,9 para o cálculo, a carga linear utilizada na distribuição triangular do Ftool se deu de forma a obter a mesma resultante R , segue exemplo para Linha 1. A Tabela 4.6 mostra um resumo de todos os valores das novas cargas horizontais utilizadas nas simulações do Ftool.

$$R = 0,9 \frac{P_H t}{2} \rightarrow R = 0,9 \frac{16,63 \times 11,05}{2} = 82,70$$

$$P_H' = \frac{2R}{t} = \frac{2 \times 82,70}{11,05} = 14,97 \text{ kN/m}$$

Tabela 4.6- Cargas horizontais utilizadas no Ftool para cálculo dos momentos.

Linha	P_h' (kN/m)
L1	14,97
L2	14,85
L3	14,66
L4	14,42
L5	14,39
L6	14,23
L7	14,00
L8	13,80
L9	13,69
L10	13,57
L11	13,02

A Figura 4.6 é a representação do modelo da Linha 1 simulado no Ftool com todos os dados fornecidos pelas Tabelas 4.5 e 4.6 e os momentos gerados.

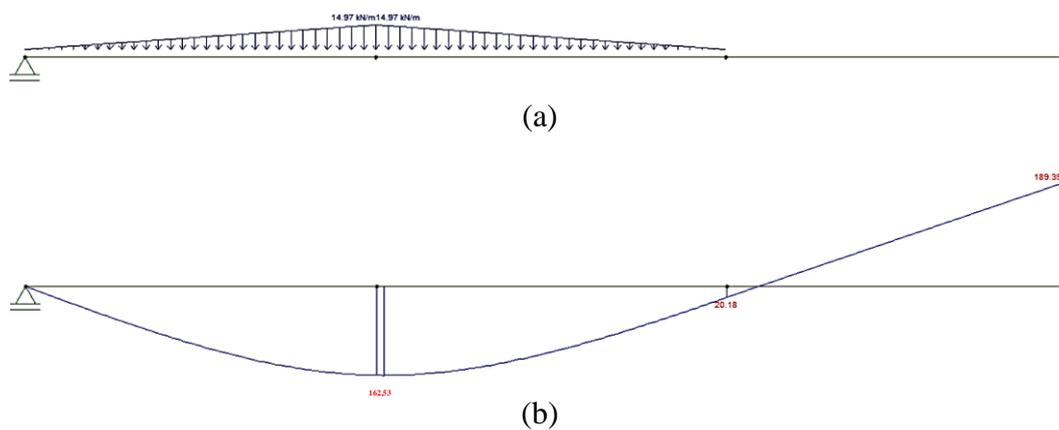


Figura 4.6- (a) Modelo do Ftool simulando uma estaca engastada no seu topo para a Linha 1; (b) Diagrama de Momento Fletor para a Linha 1.

Para a segunda possibilidade, considerando que as estacas não estão engastadas na viga baldrame, suas extremidades apresentam movimento de rotação livre, logo, foram utilizados apoios nestes pontos, como mostra a Figura 4.7.

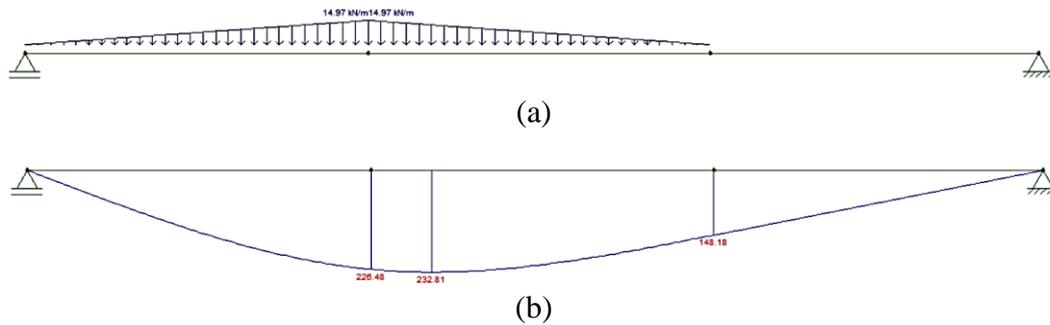


Figura 4.7- (a) Modelo do Ftool simulando uma estaca não engastada no seu topo para a Linha 1; (b) Diagrama de Momento Fletor para a Linha 1.

O resumo dos resultados encontrados de diferentes formas utilizando o método de Tschebotarioff está presente na Tabela 4.7. É possível perceber que o momento do engaste calculados por meio da formulação do método se aproximam do modelo d Ftool que simula uma estaca engastada no bloco de fundação, enquanto o momento máximo na camada de argila mole calculado é próximo do momento encontrado no Ftool no caso de uma estaca não engastada.

Tabela 4.7- Momentos fletores máximo e no engaste utilizando o Método de Tschebotarioff.

Linha	Calculado		Ftool - Engastado		Ftool - Não engastado
	M_b (kN.m)	M_{MAX} (kN.m)	M_b (kN.m)	M_{MAX} (kN.m)	M_{MAX} (kN.m)
L1	-202,38	234,14	-189,39	162,53	232,81
L2	-194,57	226,83	-182,35	158,05	225,18
L3	-178,73	212,07	-168,28	149,24	210,06
L4	-163,14	196,98	-154,16	139,90	194,55
L5	-158,87	192,96	-150,45	137,60	190,59
L6	-149,06	183,21	-141,49	131,48	180,63
L7	-134,98	168,89	-128,65	122,48	166,19
L8	-122,79	156,22	-114,63	111,68	149,78
L9	-116,39	149,46	-111,54	110,05	146,67
L10	-108,47	141,06	-104,18	104,62	138,23
L11	-80,91	110,25	-82,12	88,07	112,72

4.2.2. Método de De Beer e Wallays (1972)

Inicialmente, visto que o desnível entre o terreno construído e as demais regiões aterradas é pequeno, e ainda assim, existe um muro contendo esse empuxo de terra gerado, o fator de segurança global do caso é maior que 1,6, enquadrando-se do Caso A deste método.

O segundo passo a ser observado é a inclinação do talude do terreno, que, no Condomínio Anêmona, trata-se de um talude vertical, ainda que delimitado por um muro de contenção, sendo assim, é considerada que a pressão horizontal imposta à estaca é igual à sobrecarga atuante.

A profundidade utilizada para o cálculo da pressão horizontal foi a altura de aterro localizada entre as estacas. Por exemplo, o valor utilizado no cálculo da Linha 1 foi a média entre 3,85 e 3,82 metros.

Tabela 4.8- Pressão horizontal atuante em cada linha de estaca.

Linha	Altura de aterro (m)	$P_h = q$ (kN/m)
L1	3,85	20,71
L2	3,82	20,49
L3	3,77	20,20
L4	3,71	20,01
L5	3,70	19,87
L6	3,66	19,60
L7	3,60	19,31
L8	3,55	19,09
L9	3,52	18,93
L10	3,49	18,47
L11	3,35	18,09

Quanto às condições de apoio, De Beer e Wallays sugerem o uso de engastes nos pontos em que há a presença de camadas de areia nas extremidades, e um apoio de segundo gênero no centro, ou o uso de dois apoios em todos os locais de camada de argila.

A Figura 4.8 mostra as configurações possíveis e a resposta do momento fletor em casa uma delas, onde, na primeira hipótese, o momento máximo ocorre em um dos engastes e, na segunda hipótese, o momento máximo ocorre no apoio central.

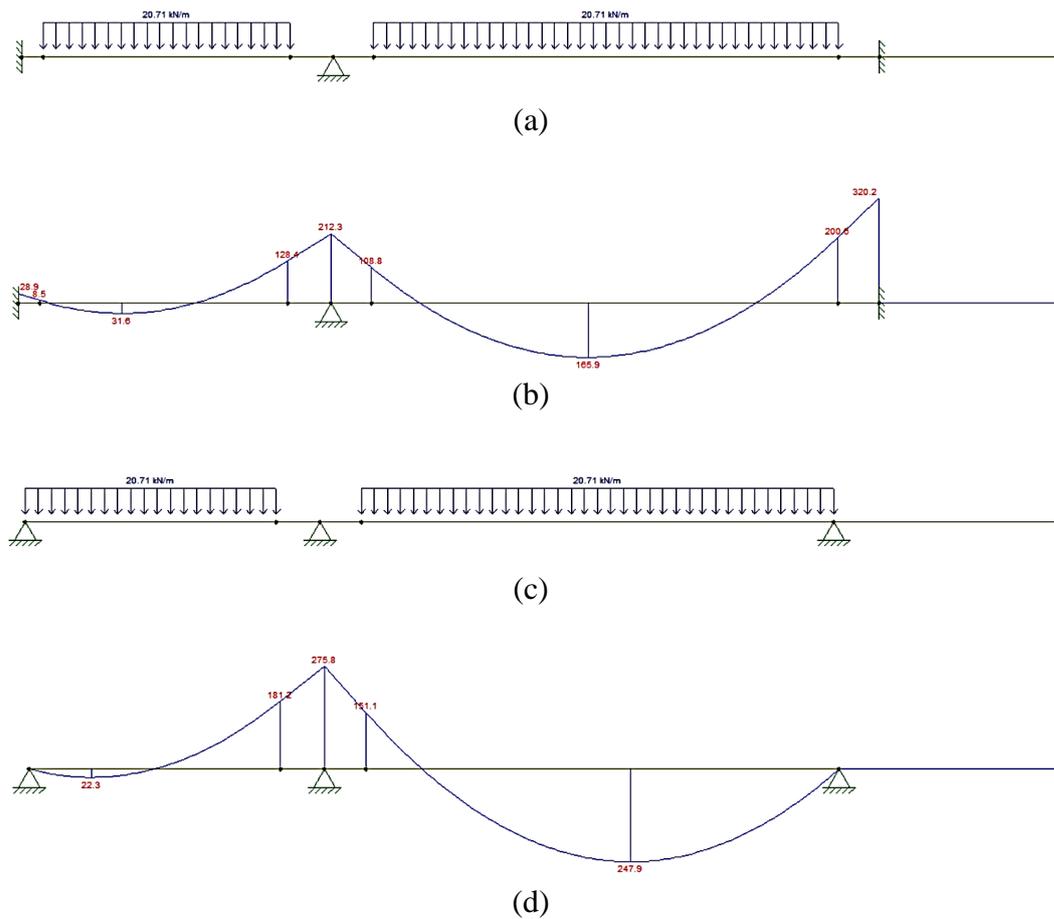


Figura 4.8- Hipóteses de condições de apoio: (a) Hipótese 1: Engaste nas extremidades; (b) Diagrama de Momento Fletor da Hipótese 1; (c) Hipótese 2: Apoios de segundo gênero nas camadas de areia; (d) Diagrama de Momento Fletor da Hipótese 2.

Os momentos fletores calculados por meio do software Ftool estão disponíveis na Tabela 4.9 para ambas as condições de apoio possíveis, além da diferença percentual entre esses valores.

Tabela 4.9- Momentos fletores máximos em ambas as hipóteses de condições de apoio para o método de De Beer e Wallays.

Linha	Momento máximo – Hipótese 1 (kN.m)	Momento máximo – Hipótese 2 (kN.m)	Diferença relativa % Momentos
L1	320,20	275,80	13,87
L2	307,40	263,90	14,15
L3	284,70	244,40	14,16
L4	264,30	227,20	14,04
L5	257,30	221,10	14,07
L6	242,30	209,00	13,74
L7	222,80	193,10	13,33
L8	205,30	179,80	12,42
L9	196,00	172,70	11,89
L10	181,30	161,10	11,14
L11	143,30	134,70	6,00

4.2.3. Método de Stewart (1994)

Neste método, o primeiro passo é a identificação da espessura de argila mole em cada estaca (h_s) e o módulo de elasticidade deste mesmo solo (E_s) para que, junto ao módulo de elasticidade e momento de inércia da estaca, seja possível conhecer a rigidez relativa estaca-solo (K_R).

Utilizando a correlação empírica apontada na Tabela 2.3, em que o valor do módulo de elasticidade de uma argila mole varia de 300 a 1200 kN/m², foi arbitrado um valor baixo do E_s a partir do seu N_{SPT} :

$$E_s = 600 \text{ kN/m}^2$$

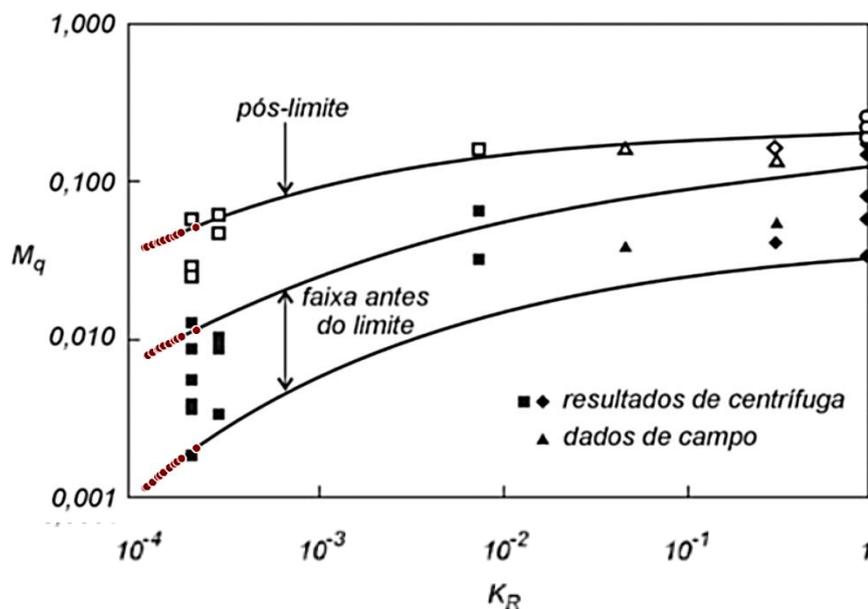
Com essas informações, a Tabela 4.10 apresenta as relações entre linha de estacas, espessura de solo mole e rigidez relativa solo-estaca.

Tabela 4.10- Rigidez relativa solo-estaca (K_R) para cada linha de estacas.

Linha	h_s (m)	K_R
L1	18,97	1,22E-04
L2	18,83	1,25E-04
L3	18,52	1,34E-04
L4	18,21	1,43E-04
L5	18,10	1,47E-04
L6	17,90	1,54E-04
L7	17,59	1,65E-04
L8	17,31	1,76E-04
L9	17,16	1,82E-04
L10	16,93	1,92E-04
L11	16,17	2,31E-04

Com os valores de rigidez obtidos, é necessário, a partir do ábaco que relaciona essa informação com o parâmetro adimensional de momento M_q , encontrar os três valores de M_q : antes do limite, no limite e pós-limite, lembrando que o limite corresponde ao momento em que a relação q/S_u se aproxima de 3.

Na Figura 4.9, é possível ver o ábaco supracitado com as marcações (pontos vermelhos) das 11 linhas de estacas para obter os valores do parâmetro adimensional do momento, e assim, calcular o momento máximo.

Figura 4.9- Ábaco de Stewart (1994) para o parâmetro M_q com as marcações do estudo de caso.

Por fim, seguindo a mesma linha de raciocínio do Método de Tschebotarioff, o L_{eq} utilizado foi separado para duas hipóteses: uma com o topo engastado e outra com o topo estrito apenas à rotação.

- Topo engastado: $L_{eq} = 25 \times 0,6 = 15m$
- Topo restrito à rotação: $L_{eq} = 25 \times 1 = 25m$

O resumo dos momentos calculados em todas as hipóteses está presente na Tabela 4.11.

Tabela 4.11- Momentos fletores máximos em todas as hipóteses de condições de apoio para o método de Stewart.

ΔM_{MAX} (kN.m)						
Linha	< Limite		Limite		> Limite	
	$L_{eq} = 15$ m	$L_{eq} = 25$ m	$L_{eq} = 15$ m	$L_{eq} = 25$ m	$L_{eq} = 15$ m	$L_{eq} = 25$ m
L1	5,38	14,94	37,09	103,04	180,23	500,65
L2	5,48	15,22	37,39	103,87	181,67	504,64
L3	5,84	16,22	38,90	108,06	187,50	520,84
L4	6,31	17,54	40,79	113,31	193,52	537,55
L5	6,47	17,97	41,44	115,12	195,06	541,84
L6	6,73	18,69	42,77	118,80	199,74	554,83
L7	7,22	20,06	44,16	122,66	206,15	572,63
L8	7,64	21,21	46,29	128,57	211,11	586,41
L9	7,88	21,89	47,39	131,63	216,16	600,44
L10	8,26	22,95	48,93	135,91	223,13	619,80
L11	9,60	26,67	53,79	149,43	241,47	670,74

Este método também permite o cálculo do deslocamento a partir da rigidez relativa solo-estaca, então, seguindo o mesmo procedimento executado no cálculo dos momentos, a Figura 4.10 mostra as marcações para o ábaco do parâmetro adimensional dos deslocamentos e a Tabela 4.12 apresenta os deslocamentos ocorridos em todas as hipóteses.

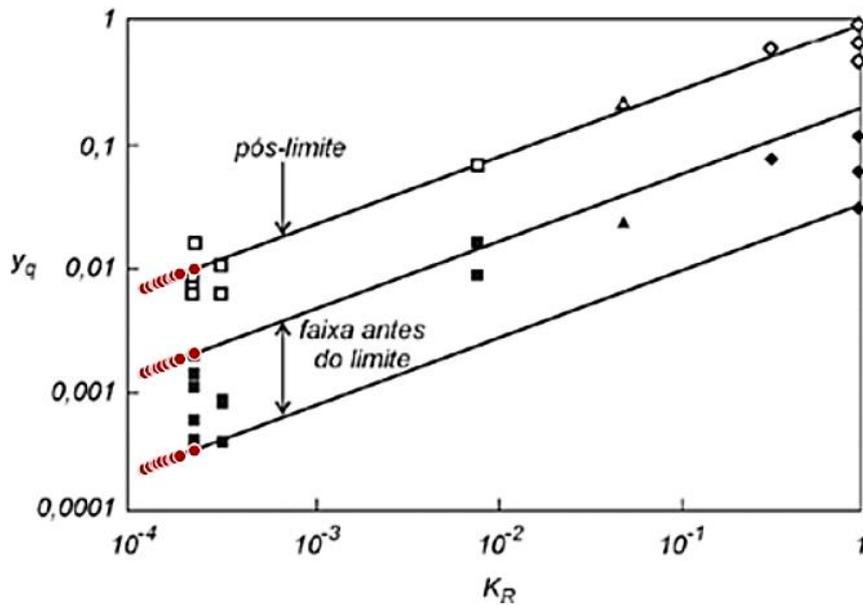


Figura 4.10- Ábaco de Stewart (1994) para o parâmetro M_q com as marcações do estudo de caso.

Tabela 4.12- Deslocamentos máximos em todas as hipóteses de condições de apoio para o método de Stewart.

Linha	Δy_{\max} (cm)					
	< Limite		Limite		> Limite	
	$L_{eq} = 15$ m	$L_{eq} = 25$ m	$L_{eq} = 15$ m	$L_{eq} = 25$ m	$L_{eq} = 15$ m	$L_{eq} = 25$ m
L1	2,40	18,49	14,57	112,42	71,90	554,82
L2	2,43	18,78	14,80	114,22	71,92	554,90
L3	2,55	19,64	15,49	119,55	75,24	580,56
L4	2,66	20,55	15,97	123,23	78,74	607,60
L5	2,70	20,85	16,21	125,10	79,92	616,69
L6	2,79	21,51	16,71	128,90	82,41	635,92
L7	2,87	22,17	17,48	134,91	86,20	665,10
L8	2,96	22,83	18,30	141,17	88,83	685,44
L9	3,00	23,17	18,31	141,26	91,55	706,37
L10	3,10	23,91	19,14	147,69	94,35	728,00
L11	3,44	26,57	21,27	164,14	103,30	797,08

4.2.4. Método de Goh (1997)

Diferente dos demais métodos, este inclui um fator muito importante no comportamento da argila quando solicitada: a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u).

Como os únicos dados de investigação disponíveis do subsolo são os N_{SPT} do ensaio à percussão, e a argila mole do caso apresenta N_{SPT} igual a 0, não é possível utilizar essa informação para fazer correlações, sendo assim, foi realizada uma parametrização variando os valores de S_u entre, 5, 10, 15, 20 e 25 kPa, considerando este parâmetro constante ao longo da profundidade da camada.

As tabelas a seguir mostram os parâmetros de cálculo e os momentos máximos calculados para cada valor de S_u .

Tabela 4.13- Momentos fletores máximos calculados por meio do Método de Goh et al., para $S_u = 5$ kPa e $S_u = 10$ kPa.

Linha	Su = 5 kPa				Su = 10 kPa			
	β	λ	M^*	M_{MAX} (kN.m)	β	λ	M^*	M_{MAX} (kN.m)
L1	0,443	0,021	9,67	5.219,62	0,443	0,021	0,45	483,55
L2	0,442	0,021	9,19	4.886,66	0,442	0,021	0,44	467,88
L3	0,439	0,022	8,43	4.337,28	0,439	0,022	0,43	440,79
L4	0,436	0,023	7,62	3.792,19	0,436	0,023	0,41	412,16
L5	0,435	0,023	7,49	3.680,99	0,435	0,023	0,41	406,08
L6	0,433	0,023	7,01	3.370,67	0,433	0,023	0,40	388,58
L7	0,430	0,024	6,36	2.951,94	0,430	0,024	0,39	363,65
L8	0,427	0,025	5,87	2.637,61	0,427	0,025	0,38	343,74
L9	0,426	0,025	5,60	2.471,67	0,426	0,025	0,38	332,75
L10	0,424	0,026	5,33	2.293,54	0,424	0,026	0,37	320,54
L11	0,416	0,029	4,30	1.688,11	0,416	0,029	0,35	275,00

Tabela 4.14- Momentos fletores máximos calculados por meio do Método de Goh et al., para $S_u = 15$ kPa e $S_u = 20$ kPa.

Linha	Su = 15 kPa				Su = 20 kPa			
	β	λ	M^*	M_{MAX} (kN.m)	β	λ	M^*	M_{MAX} (kN.m)
L1	0,443	0,021	0,16	260,49	0,443	0,021	0,10	208,14
L2	0,442	0,021	0,16	254,83	0,442	0,021	0,10	204,74
L3	0,439	0,022	0,16	244,90	0,439	0,022	0,10	198,73
L4	0,436	0,023	0,16	234,18	0,436	0,023	0,10	192,17
L5	0,435	0,023	0,16	231,87	0,435	0,023	0,10	190,74
L6	0,433	0,023	0,16	225,16	0,433	0,023	0,10	186,59
L7	0,430	0,024	0,15	215,42	0,430	0,024	0,10	180,50
L8	0,427	0,025	0,15	207,48	0,427	0,025	0,10	175,49
L9	0,426	0,025	0,15	203,04	0,426	0,025	0,10	172,66
L10	0,424	0,026	0,15	198,04	0,424	0,026	0,10	169,46
L11	0,416	0,029	0,15	178,81	0,416	0,029	0,10	156,96

Tabela 4.15- Momentos fletores máximos calculados por meio do Método de Goh et al., para $S_u = 25$ kPa.

Su = 25 kPa				
Linha	β	λ	M*	M_{MAX} (kN.m)
L1	0,443	0,021	0,07	191,36
L2	0,442	0,021	0,07	188,85
L3	0,439	0,022	0,07	184,40
L4	0,436	0,023	0,07	179,51
L5	0,435	0,023	0,07	178,45
L6	0,433	0,023	0,07	175,33
L7	0,430	0,024	0,07	170,74
L8	0,427	0,025	0,07	166,94
L9	0,426	0,025	0,07	164,79
L10	0,424	0,026	0,08	162,34
L11	0,416	0,029	0,08	152,69

Ao fim das análises dos métodos convencionais, em geral, os resultados mostram a redução dos momentos fletores à tendência em que a espessura da camada de argila mole também diminui, isso se deve ao fato de haver menor porção de solo compressível e com baixo módulo de elasticidade e o aumento da estabilidade da estaca quando imersa em um solo mais resistente, como é o caso da areia presente no estudo.

Ao contrário do que acontece nos três demais métodos, Stewart é o único que aponta um crescimento dos momentos fletores com a redução da espessura da camada crítica. A explicação para tal fato é que, em contrapartida do que acontece com os outros, Stewart elaborou uma formulação que engloba os momentos gerados também na interface dos solos, onde acontece picos de momentos positivos, comportando-se como apoios.

O método de Tschebotarioff não apresenta este comportamento por não considerar características do solo, como o módulo de elasticidade, apenas a carga induzida horizontalmente na estaca, logo, os momentos serão proporcionas a estas. Ao serem apresentados os resultados dos métodos numéricos, este ponto será melhor esclarecido.

Quanto à resistência ao cisalhamento não drenada, o único a considerar esse parâmetro de extrema importância é o método de Goh, e, com ele, foi possível concluir que, quanto menor a resistência, maior será o momento fletor induzido,

visto que o coeficiente de reação horizontal do solo não é suficiente para evitar este movimento.

Por fim, os métodos citados são bem aceitos e amplamente utilizados devido a sua simplicidade, porém, são exatamente suas simplificações que tornam os resultados bastante majorados. A maioria considera apenas o peso específico do aterro e, conseqüentemente, sua carga atuante, a espessura da camada de argila e as características das estacas, mas ignora fatores de influência importantes como a resistência não drenada, espaçamento entre estacas, distância entre a sobrecarga e as estruturas e características das demais camadas adjacentes.

Dada essa ausência de detalhamento, os métodos numéricos ganharam espaço devido à possibilidade de simular com maior representatividade o que acontece em campo.

4.2.5. Método numérico – *Software Plaxis*

O uso do software se deu em duas abordagens: modelagem bidimensional e modelagem tridimensional. Para ambos, os parâmetros dos solos e modelos foram os mesmos, assim como das estacas.

Nas tabelas abaixo tem-se um resumo sobre os parâmetros utilizados, a partir de correlações com os valores do N_{SPT} , no caso dos solos, os modelos constitutivos e as características das estacas.

Tabela 4.16- Parâmetros das camadas de solo utilizadas na modelagem.

Camada	N_{SPT}	E (kPa)	ν	ϕ'	c (kPa)	γ_{UNS} (kPa)	γ_{SAT} (kPa)	S_u (kPa)
Aterro	6	15.000	0,3	30	1	18	19	-
Areia superior	7	20.000	0,3	31	1	19	20	-
Areia intermediária	3	10.000	0,3	29	1	17	18	-
Argila mole	0	600	0,48	-	-	13	13	Variável
Substrato rígido	20	50.000	0,3	36	1	21	21	-

Tabela 4.17- Modelos constitutivos utilizados na modelagem.

Camada	Modelo constitutivo
Aterro	Mohr-Coulomb (Drenado)
Areia superior	Mohr-Coulomb (Drenado)
Areia intermediária	Mohr-Coulomb (Drenado)
Argila mole	Hardening Soil (Não drenado)
Substrato rígido	Mohr-Coulomb (Drenado)
Estaca	Linear elástico

Tabela 4.18- Parâmetros das estacas.

L (m)	E_p (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	B (m)	Área (m ²)	I (m ⁴)
25	23.800.000	25	0,3	0,071	0,000398

4.2.5.1. Modelagem bidimensional

Na modelagem bidimensional, um dos parâmetros de entrada é o espaçamento entre as estacas no eixo fora do plano. Como algumas linhas apresentam espaçamentos variáveis, foi calculado um espaçamento equivalente para ser inserido no Plaxis.

A Tabela 4.19 mostra os espaçamentos adotados na modelagem 2D.

Tabela 4.19- Espaçamentos entre as estacas no eixo fora do plano utilizados no Plaxis 2D.

Linha	Espaçamentos reais (m)	Espaçamento equivalente (m)
L1	1,40 / 16,00	4,30
L2	4,00	4,00
L3	4,00	4,00
L4	4,00	4,00
L5	1,10 / 1,40 / 0,80 / 12,80	2,40
L6	4,00	4,00
L7	4,00	4,00
L8	1,20 / 0,90 / 3,10	1,60
L9	1,40 / 16,00	4,30
L10	1,10 / 2,00	1,60
L11	1,40 / 6,00 / 1,00	2,20

- Estacas individuais com espaçamentos reais

Dados os espaçamentos reais, ainda que equivalentes no caso de variados espaçamentos, foi feita uma simulação para cada linha de estacas individualmente, para que possa ser comparado com as mesmas circunstâncias com os métodos convencionais, e com uma parametrização variando os valores da resistência ao cisalhamento não drenada da argila mole entre 5, 10, 15, 20 e 25 kPa.

A modelagem foi feita em dois passos, o primeiro sem a camada de aterro e na ausência das estacas, e o segundo com a execução da sobrecarga por meio do aterro e a inserção das estacas, como mostra a Figura 4.11.

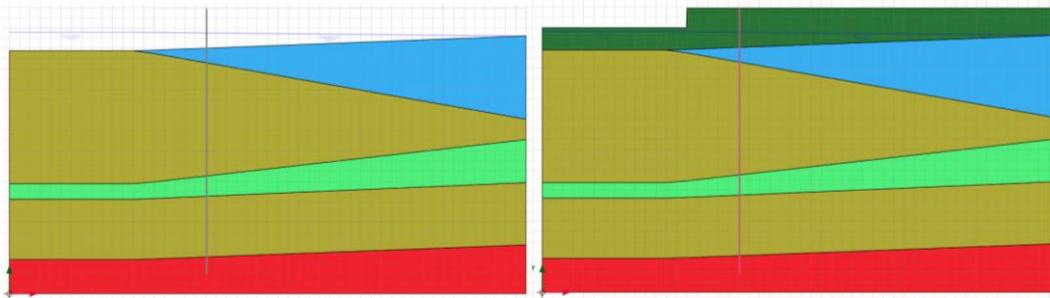
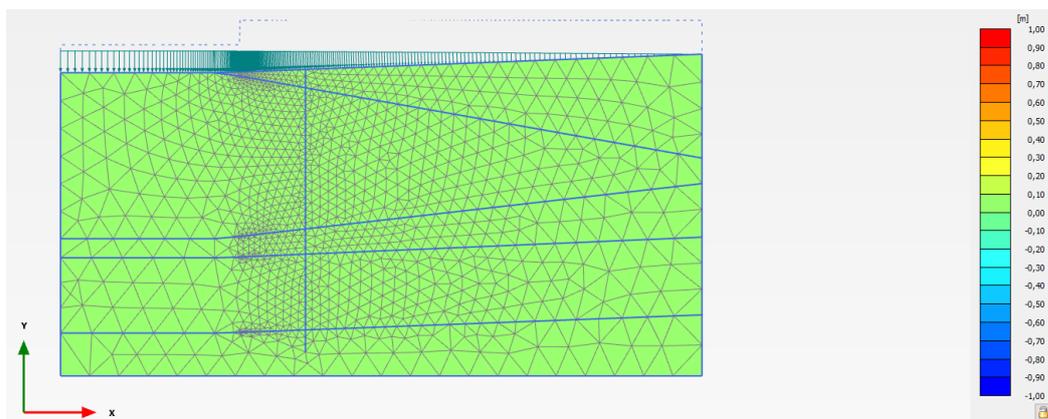
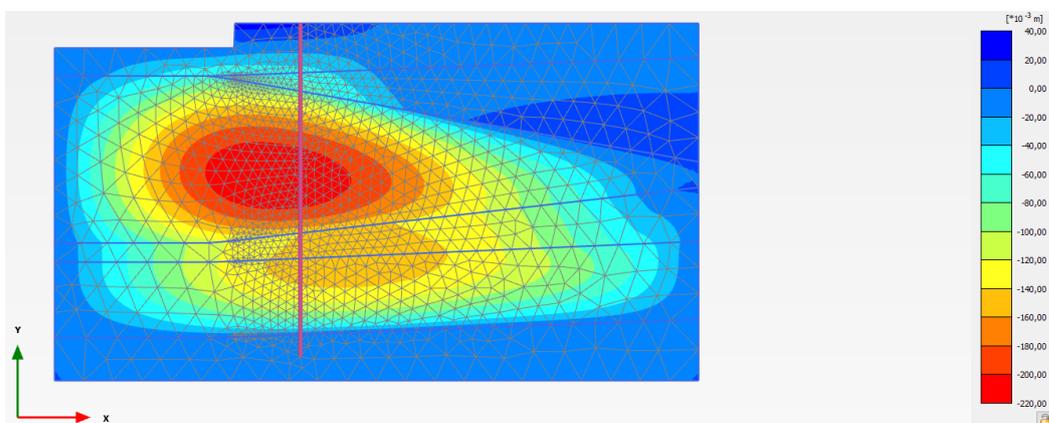


Figura 4.11- Os dois passos da modelagem: primeiramente sem aterro e estacas, e o seguinte com a construção do aterro e inserção das estacas.

A Figura 4.12 apresenta o movimento horizontal do solo após a execução da estaca e adição da camada de aterro na modelagem. É possível perceber que, o passo 1 simula uma configuração estável, sem movimento e apenas com o nível d'água presente, ao contrário do que acontece no passo 2, em que a construção do aterro gerou uma sobrecarga e devido ao desnível associado à espessa camada de argila mole localizada na divisa posterior do terreno, tornou essa região a mais crítica em termos de deslocamento de solo.



(a)



(b)

Figura 4.12- Deslocamento do solo (a) no passo 1; (b) no passo 2.

A malha foi gerada automaticamente com discretização fina, e pode ser conferida sua boa qualidade na Figura 4.13.

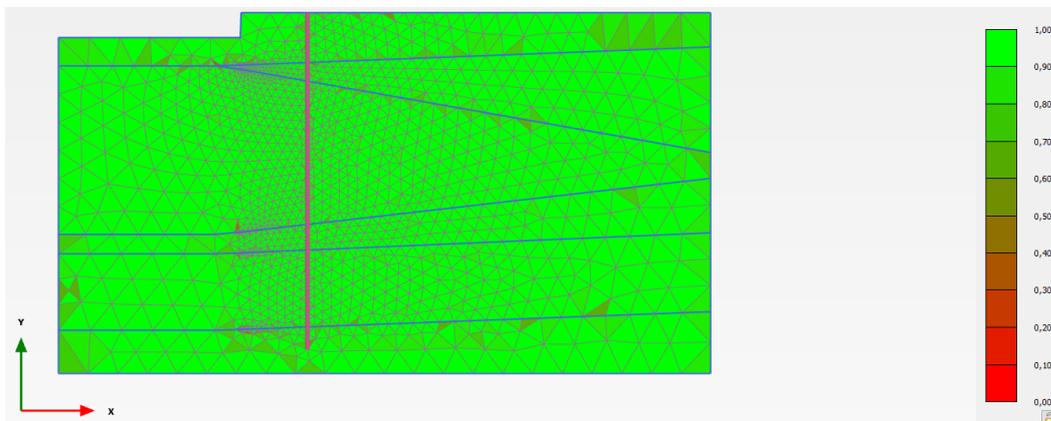


Figura 4.13- Qualidade dos elementos da malha fina gerada.

Os resultados dos momentos fletores atuantes são dados em função do espaçamento entre estacas, ou seja, por metro, sendo assim, é necessário que este valor seja multiplicado pelo espaçamento.

As Tabelas 4.20 a 4.24 relacionam a coordenada de cada linha de estacas com o momento fletor máximo induzido em cada uma, em fundação do S_u da argila mole.

Tabela 4.20- Momentos fletores máximos por linha com método numérico: $S_u = 5$ kPa.

$S_u = 5$ kPa				
Linha	Coordenada x (m)	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)
L1	19,09	129,30	4,30	555,99
L2	19,73	197,70	4,00	790,80
L3	21,15	114,30	4,00	457,20
L4	22,54	111,40	4,00	445,60
L5	23,00	165,80	2,40	397,92
L6	23,93	112,50	4,00	450,00
L7	25,35	107,80	4,00	431,20
L8	26,64	212,10	1,60	339,36
L9	27,36	87,73	4,30	377,24
L10	28,30	126,50	1,60	202,40
L11	31,79	78,17	2,20	171,97

Tabela 4.21- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 10$ kPa.

Su = 10 kPa				
Linha	Coordenada x (m)	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)
L1	19,09	18,20	4,30	78,26
L2	19,73	19,45	4,00	77,80
L3	21,15	19,19	4,00	76,76
L4	22,54	19,33	4,00	77,32
L5	23,00	31,28	2,40	75,07
L6	23,93	19,48	4,00	77,92
L7	25,35	19,45	4,00	77,80
L8	26,64	42,62	1,60	68,19
L9	27,36	16,90	4,30	72,67
L10	28,30	40,45	1,60	64,72
L11	31,79	24,30	2,20	53,46

Tabela 4.22- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 15$ kPa.

Su = 15 kPa				
Linha	Coordenada x (m)	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)
L1	19,09	11,40	4,30	49,02
L2	19,73	12,27	4,00	49,08
L3	21,15	12,17	4,00	48,68
L4	22,54	12,11	4,00	48,44
L5	23,00	20,65	2,40	49,56
L6	23,93	11,99	4,00	47,96
L7	25,35	11,79	4,00	47,16
L8	26,64	29,42	1,60	47,07
L9	27,36	10,20	4,30	43,86
L10	28,30	27,54	1,60	44,06
L11	31,79	17,99	2,20	39,58

Tabela 4.23- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 20$ kPa.

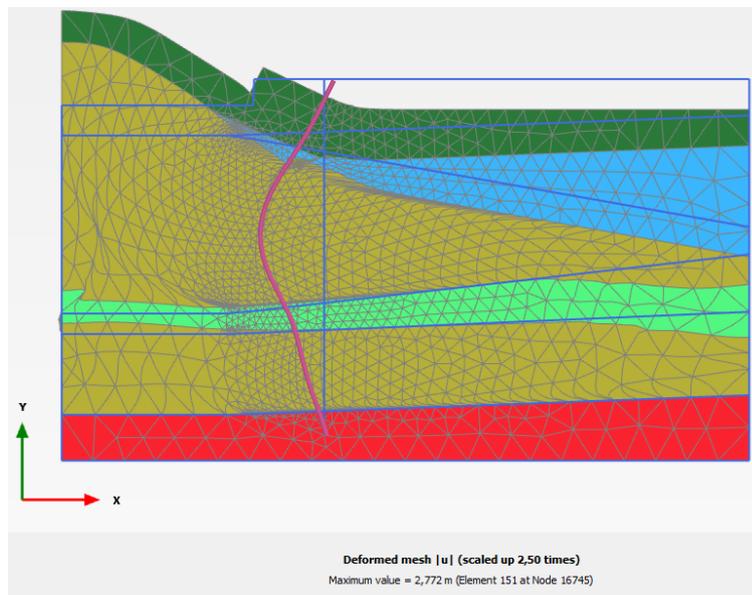
Su = 20 kPa				
Linha	Coordenada x (m)	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)
L1	19,09	9,55	4,30	41,07
L2	19,73	10,33	4,00	41,32
L3	21,15	10,23	4,00	40,92
L4	22,54	10,12	4,00	40,48
L5	23,00	17,51	2,40	42,02
L6	23,93	9,94	4,00	39,76
L7	25,35	9,68	4,00	38,72
L8	26,64	24,86	1,60	39,78
L9	27,36	8,32	4,30	35,78
L10	28,30	23,32	1,60	37,31
L11	31,79	15,63	2,20	34,39

Tabela 4.24- Momentos fletores máximos por linha com o método numérico: $S_u = 25$ kPa.

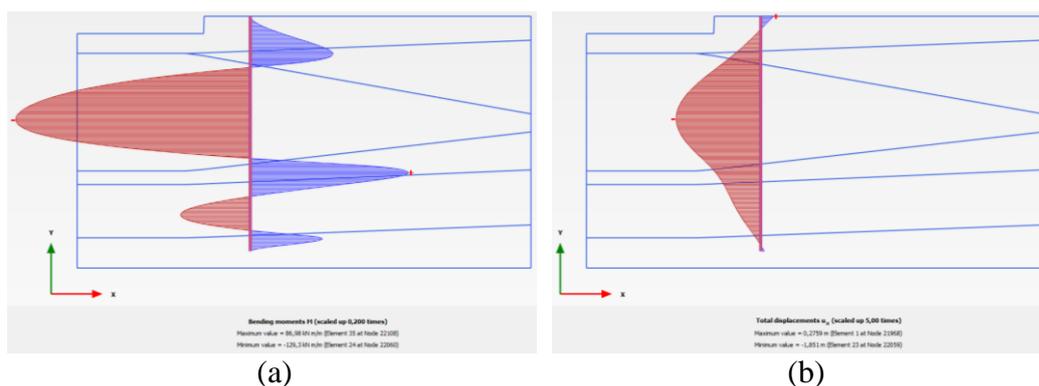
Su = 25 kPa				
Linha	Coordenada x (m)	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)
L1	19,09	8,70	4,30	37,41
L2	19,73	9,34	4,00	37,36
L3	21,15	9,30	4,00	37,20
L4	22,54	9,18	4,00	36,72
L5	23,00	15,99	2,40	38,38
L6	23,93	8,98	4,00	35,92
L7	25,35	8,72	4,00	34,88
L8	26,64	22,67	1,60	36,27
L9	27,36	7,49	4,30	32,21
L10	28,30	21,25	1,60	34,00
L11	31,79	14,46	2,20	31,81

Dentre as variações utilizadas, é importante destacar que, devido sua baixa resistência em relação a sobrecarga imposta, a argila com $S_u = 5$ kPa foi o único que colapsou. A Figura 4.14 mostra o comportamento do conjunto por meio da malha deformada, diagrama de momento fletor e diagrama de deslocamentos. É

devido ao colapso que este solo apresenta momentos e deslocamentos horizontais com uma ordem de grandeza tão maior que os demais.



(a)



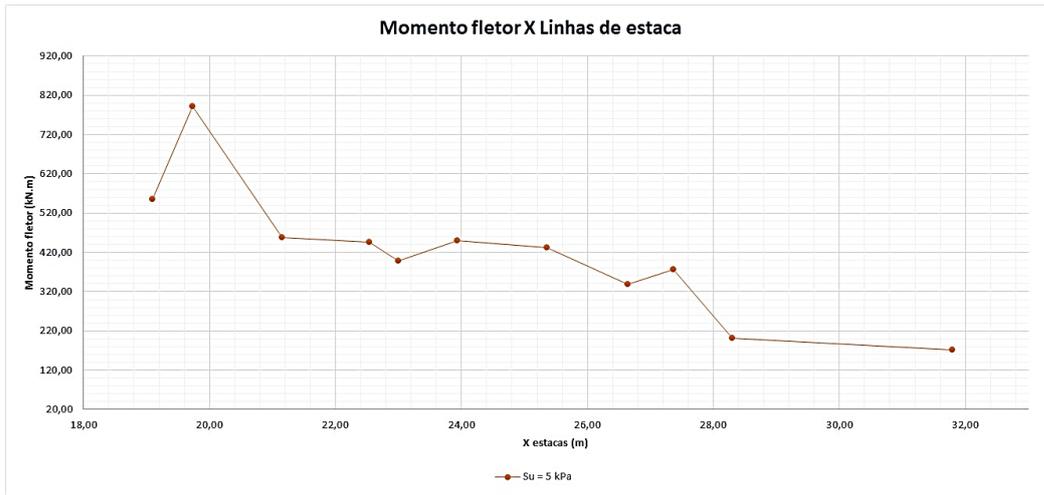
(a)

(b)

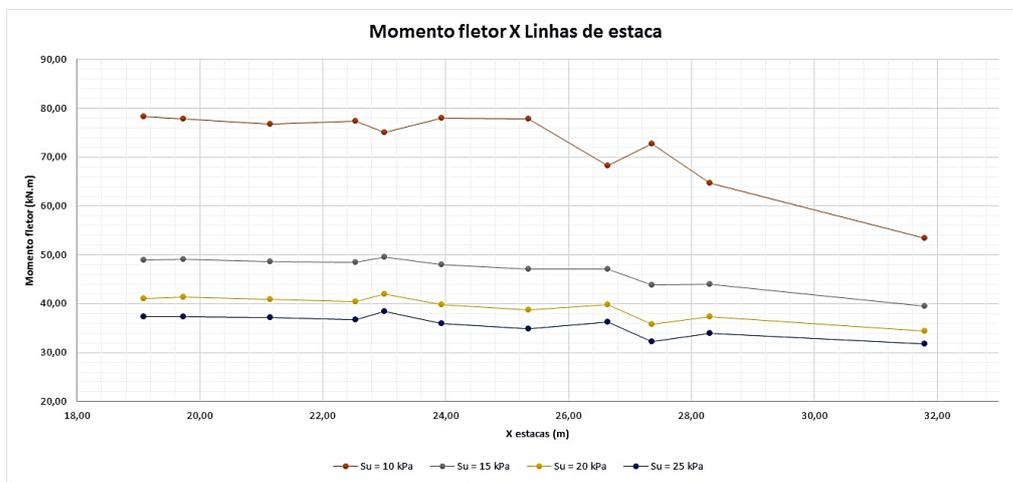
Figura 4.14- Comportamento do conjunto por meio da (a) Malha deformada; (b) Diagrama de momento fletor; (c) Diagrama de deslocamentos.

A fim de aprimorar a visualização dos resultados, foram realizados dois tipos de gráfico a partir das Tabelas de 4.20 a 4.24, que associam os momentos gerados com a resistência da argila. O primeiro deixando o momento fletor em função das coordenadas das linhas de estaca, a fim de destacar a influência da geometria das camadas de solo, e o segundo o momento fletor estará em função da resistência ao cisalhamento não drenada, para que esta seja a variável de análise.

A Figura 4.15 precisou ser separada em dois gráficos devido à diferença da ordem de grandeza do $S_u = 5$ kPa em relação aos demais, fazendo com que estes ficassem desprezível e seu comportamento praticamente uniforme.



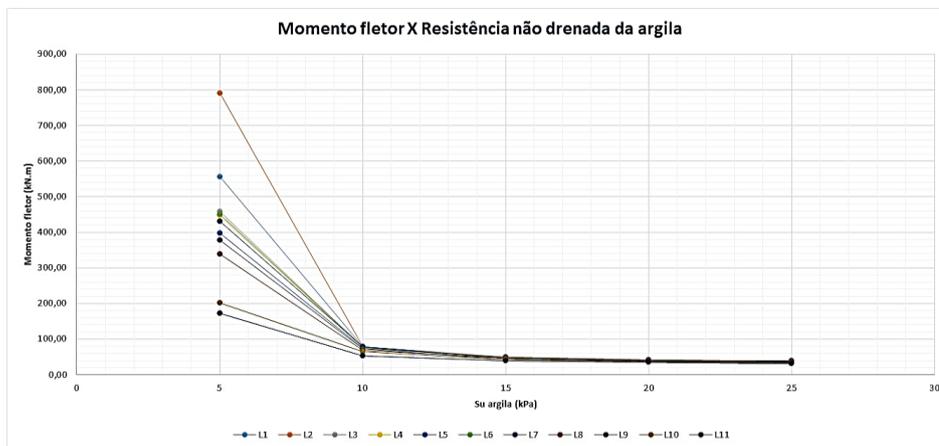
(a)



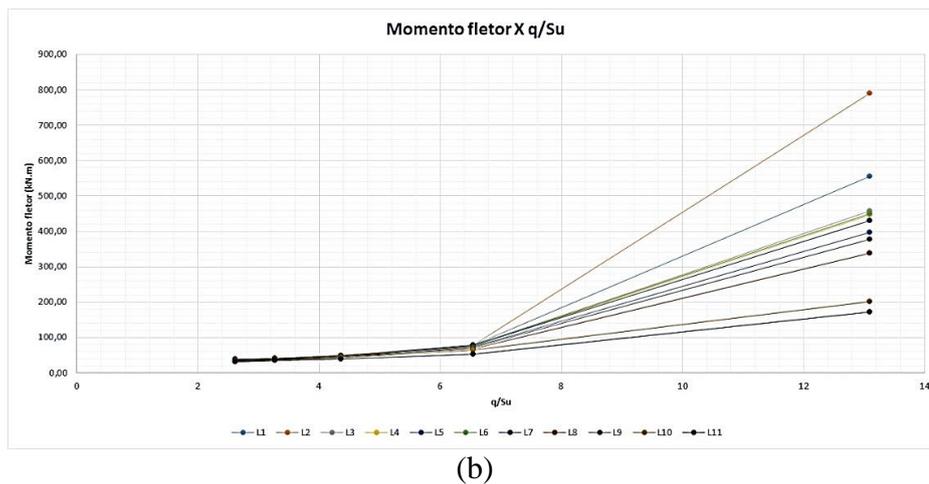
(b)

Figura 4.15- Gráfico que relaciona o Momento Fletor gerado com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado. (a) $S_u = 5$ kPa; (b) $S_u = 10, 15, 20, 25$ kPa.

Os dados para o segundo tipo de gráfico podem ser, tanto em função do S_u , quanto em função da relação q/S_u , ambos serão representados na Figura 4.16.



(a)



(b)

Figura 4.16- Gráfico que relaciona o Momento Fletor gerado com (a) A resistência não drenada da argila; (b) A relação q/S_u .

O solo com $S_u = 5$ kPa, por ter a menor resistência ao cisalhamento dentre os simulados, apresenta maior sensibilidade às mudanças, por isso seu gráfico é mais acentuado em relação aos demais quanto à mudança de comportamento de uma linha para outra de estaca

Era esperado que o momento decresceria à tendência que a espessura de argila mole diminuísse, ou seja, $MF_{L1} > MF_{L2} > MF_{L3} > \dots > MF_{L11}$, fato que não aconteceu com uniformidade (em especial para os valores de L5), apenas indicou uma tendência.

O segundo gráfico, que compara os momentos fletores em função do S_u , deixa clara a redução desta solicitação com o aumento da resistência da argila, além de que, diferente do que acontece com a argila de $S_u = 5$ kPa, quando maior sua resistência, menor é sua variação com a mudança de espessura da camada. Ainda de acordo com a Figura 4.16b, é possível confirmar a importância da região onde q/S_u é aproximadamente 3, cujo comportamento do solo deixa de ser uniforme e passa a sofrer bastante variação.

Quanto aos deslocamentos horizontais, estes apresentaram comportamento mais próximos que o esperando com relação à geometria, e seus resultados estão presentes na Tabela 4.25 e na Figura 4.17.

Tabela 4.25- Deslocamentos horizontais da estaca pelo método numérico no Plaxis 2D.

Linha	Deslocamento horizontal (cm)				
	5 kPa	10 kPa	15 kPa	20 kPa	25 kPa
L1	185,10	29,85	20,21	17,38	16,02
L2	265,50	29,19	19,89	17,14	15,80
L3	138,80	27,75	19,06	16,44	15,17
L4	127,40	26,28	18,14	15,68	14,48
L5	113,60	4,73	17,69	15,40	14,26
L6	122,50	24,76	17,21	14,87	13,74
L7	110,10	23,08	16,26	14,08	13,01
L8	116,90	20,00	14,87	13,06	12,13
L9	87,17	21,21	15,04	13,04	12,05
L10	49,29	18,44	13,78	12,10	11,25
L11	32,22	17,05	12,46	10,79	9,97

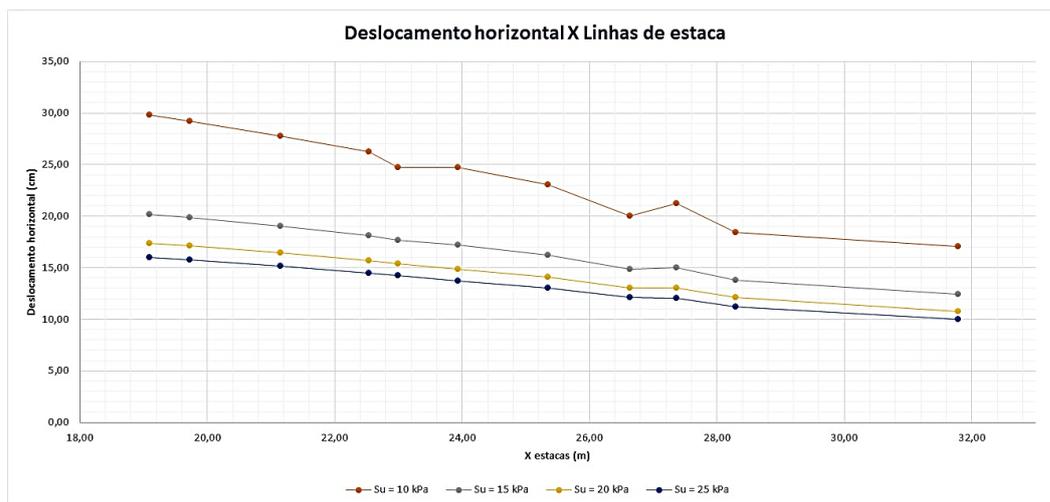


Figura 4.17- Gráfico que relaciona o deslocamento horizontal da estaca com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado.

A justificativa para a variação de momentos em função da espessura da camada de argila pode ser a influência no espaçamento entre as estacas, por isso, foi realizada uma nova análise com o mesmo espaçamento para todas as linhas de estaca, a fim de fixar esta variável e analisar apenas a influência da espessura da camada crítica.

- Estacas individuais com espaçamentos iguais

A fim de eliminar um parâmetro de influência que é o espaçamento entre estacas, foi fixado um espaçamento de 3 metros (um pouco maior que o 8B que

determina uma estaca como sendo isolada) e a variação das resistências da argila foi mantida a partir de 10 kPa, visto que com 5 kPa, o solo entrou em colapso.

Assim como foi feito no item anterior, seguem as tabelas do momento fletor e deslocamento para cada estaca.

Tabela 4.26- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 10$ kPa.

Su = 10 kPa				
Linha	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)	Deslocamento horizontal (cm)
L1	26,07	3,00	78,21	29,36
L2	25,90	3,00	77,70	28,72
L3	25,52	3,00	76,56	27,28
L4	25,33	3,00	75,99	25,81
L5	25,32	3,00	75,96	25,28
L6	25,35	3,00	76,05	24,27
L7	25,39	3,00	76,17	22,74
L8	25,02	3,00	75,06	21,45
L9	24,26	3,00	72,78	20,69
L10	23,25	3,00	69,75	19,91
L11	17,57	3,00	52,71	17,69

Tabela 4.27- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 15$ kPa.

Su = 15 kPa				
Linha	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)	Deslocamento horizontal (cm)
L1	16,82	3,00	50,46	20,24
L2	16,73	3,00	50,19	19,91
L3	16,55	3,00	49,65	19,10
L4	16,39	3,00	49,17	18,11
L5	16,37	3,00	49,11	17,79
L6	16,32	3,00	48,96	17,15
L7	16,08	3,00	48,24	16,17
L8	15,55	3,00	46,65	15,31
L9	15,17	3,00	45,51	14,87
L10	14,47	3,00	43,41	14,32
L11	12,92	3,00	38,76	12,71

Tabela 4.28- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 20$ kPa.

$S_u = 20$ kPa				
Linha	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)	Deslocamento horizontal (cm)
L1	14,16	3,00	42,48	17,46
L2	14,12	3,00	42,36	17,17
L3	14,01	3,00	42,03	16,48
L4	13,85	3,00	41,55	15,69
L5	13,79	3,00	41,37	15,40
L6	13,64	3,00	40,92	14,87
L7	13,33	3,00	39,99	14,04
L8	12,85	3,00	38,55	13,31
L9	12,50	3,00	37,50	12,93
L10	11,97	3,00	35,91	12,46
L11	11,22	3,00	33,66	10,99

Tabela 4.29- Momentos fletores máximos em cada linha por meio do método numérico, com espaçamentos iguais: $S_u = 25$ kPa.

$S_u = 25$ kPa				
Linha	Momento máximo (kN.m/m)	Espaçamento (m)	Momento estaca (kN.m)	Deslocamento horizontal (cm)
L1	12,92	3,00	38,76	16,11
L2	12,90	3,00	38,70	15,86
L3	12,78	3,00	38,34	15,21
L4	12,64	3,00	37,92	14,51
L5	12,57	3,00	37,71	14,26
L6	12,39	3,00	37,17	13,75
L7	12,05	3,00	36,15	12,99
L8	11,59	3,00	34,77	12,31
L9	11,27	3,00	33,81	11,96
L10	10,80	3,00	32,40	11,54
L11	10,37	3,00	31,11	10,12

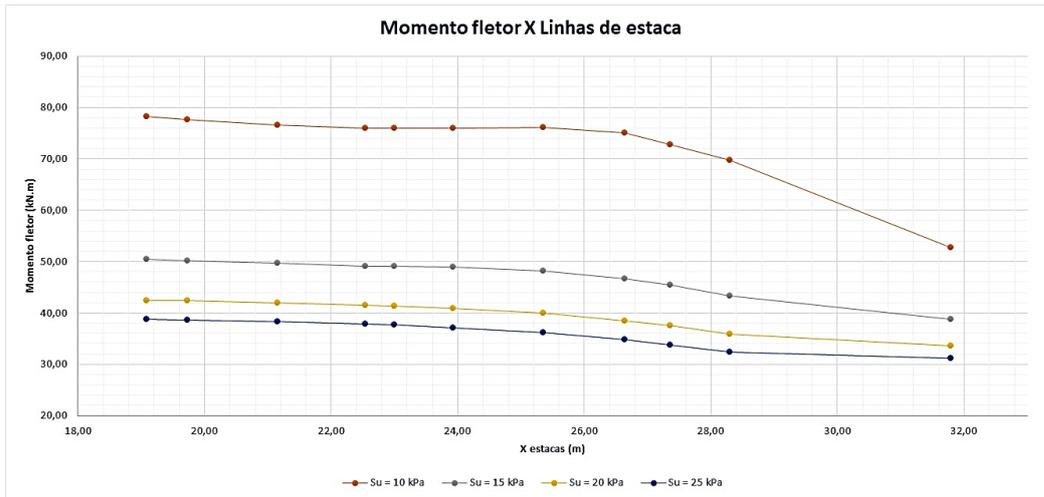


Figura 4.18- Gráfico que relaciona o Momento Fletor gerado com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado, no caso de espaçamentos iguais.

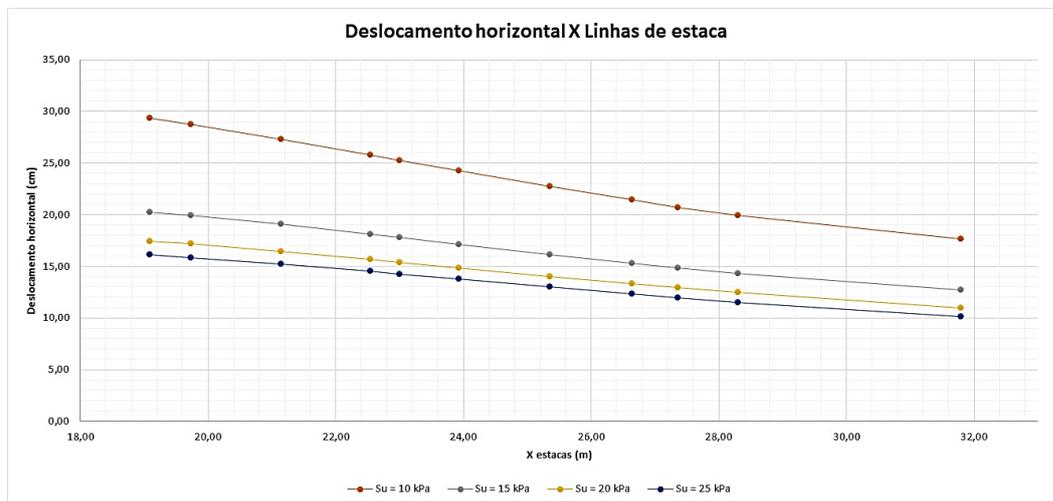


Figura 4.19- Gráfico que relaciona o deslocamento horizontal com as coordenadas das linhas de estacas para cada S_u utilizado, no caso de espaçamentos iguais.

Todos os resultados expostos estão relacionados apenas com as camadas de argila existentes no substrato, porém, em algumas situações, pode acontecer do momento gerado na interface das camadas superar este valor. A Figura 4.20 mostra o diagrama de momento fletor da linha L1 quando simulada em um solo com $S_u = 15$ kPa. Este é o comportamento da maioria dos casos, uma distribuição negativa do momento fletor nas camadas de solo mole, e picos positivos nas camadas de areia, comportando-se como apoios.

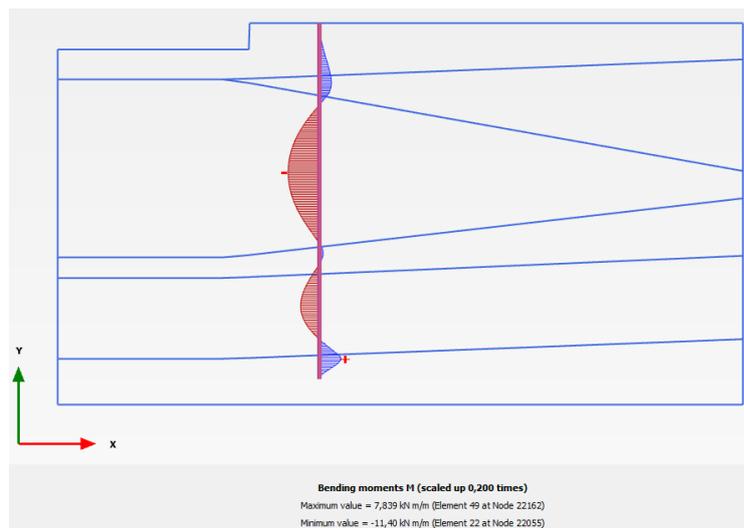


Figura 4.20- Diagrama de momento fletor da linha L1 no solo com $S_u = 15$ kPa.

Por outro lado, utilizando o mesmo solo com $S_u = 15$ kPa, mas agora analisando a linha L8, é possível perceber, na Figura 4.21, que o momento positivo na interface entre a segunda camada de argila mole e o solo residual supera o maior momento negativo da argila mole.

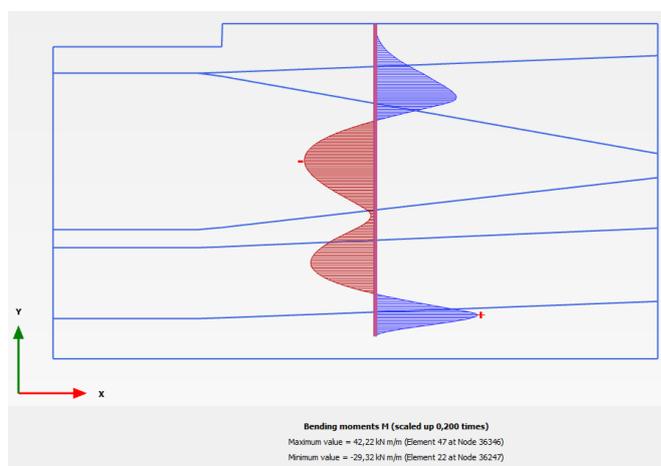


Figura 4.21- Diagrama de momento fletor da linha L8 no solo com $S_u = 15$ kPa.

Provavelmente, isso se dá pela diferença de módulos de elasticidade entre os dois solos envolvidos, além da crescente influência do solo rígido em contrapartida da redução da influência do solo mole, visto que essa transição do local onde o maior momento fletor atua acontece à tendência em que as linhas de estaca se deslocam para o lado direito do perfil, como mostra a Tabela 4.30.

Tabela 4.30- Momentos fletores máximos atuantes na estaca na camada de argila e na interface entre os solos, argila com $S_u = 15$ kPa e espaçamentos iguais entre as estacas.

Su = 15 kPa		
Linha	Momento fletor - Argila (kN.m)	Momento fletor - Interface (kN.m)
L1	50,46	-
L2	50,19	-
L3	49,65	-
L4	49,17	-
L5	49,11	49,68
L6	48,96	50,94
L7	48,24	52,65
L8	46,65	55,32
L9	45,51	58,14
L10	43,41	59,82
L11	38,76	56,31

Esta análise é importante para justificar a diferença entre o método de Stewart e os demais convencionais, mas o estudo da interface das camadas não é o foco deste trabalho.

- Efeito de grupo

A consideração do efeito de grupo agrega à simulação maior compatibilidade com a realidade, onde a presença de outras estacas gera maior estabilidade à sua adjacente. Sendo assim, foram modeladas as estacas frontais do corte AA' (Figura 4.4), ou seja, as linhas L1, L5, L9 e L11.

A Tabela 4.31 mostra os novos momentos gerados nestas linhas com a influência do efeito de grupo.

Tabela 4.31- Momentos fletores e deslocamentos horizontais das linhas L1, L5, L9 e L11 considerando o efeito de grupo.

Linha	Su = 5 kPa		Su = 10 kPa	
	Momento fletor (kN.m)	Deslocamento máximo (cm)	Momento fletor (kN.m)	Deslocamento máximo (cm)
L1	94,36	30,45	40,54	15,28
L5	85,94	25,7	38,81	13,63
L9	70,35	19,52	32,38	11,28
L11	48,2	15,98	28,18	9,48

Linha	Su = 15 kPa		Su = 20 kPa	
	Momento fletor (kN.m)	Deslocamento máximo (cm)	Momento fletor (kN.m)	Deslocamento máximo (cm)
L1	31,8	12,52	28,62	11,46
L5	30,38	11,26	27,26	10,33
L9	25,28	9,44	22,62	8,68
L11	23,91	7,94	22,13	7,31

Linha	Su = 25 kPa	
	Momento fletor (kN.m)	Deslocamento máximo (cm)
L1	26,98	10,89
L5	25,63	9,84
L9	21,2	8,27
L11	21,19	6,96

A importância do efeito de grupo fica clara quando se faz a comparação entre os momentos fletores e deslocamentos entre a análise com as linhas individualizadas e as linhas atuando em conjunto. A Tabela 4.32 mostra a redução na solicitação das estacas quando existem outras na solução de fundação utilizada.

Tabela 4.32- Diferença percentual entre os momentos fletores e deslocamentos das linhas de estacas individuais e em grupo.

	Momento - Linhas independentes (kN.m)	Momento - Efeito de grupo (cm)	Diferença (%)	Deslocamento horizontal - Linhas independentes (cm)	Deslocamento horizontal - Efeito de grupo (cm)	Diferença (%)
Linha	S_u = 5 kPa					
L1	555,99	94,36	83,03	185,10	30,45	83,55
L5	397,92	85,94	78,40	113,60	25,70	77,38
L9	377,24	70,35	81,35	87,17	19,52	77,61
L11	171,97	48,20	71,97	32,22	15,98	50,40
Linha	S_u = 10 kPa					
L1	78,26	40,54	48,20	29,85	15,28	48,81
L5	75,07	38,81	48,31	24,73	13,63	44,88
L9	72,67	32,38	55,44	21,21	11,28	46,82
L11	53,46	28,18	47,28	17,05	9,48	44,40
Linha	S_u = 15 kPa					
L1	49,02	31,80	35,13	20,21	12,52	38,05
L5	49,56	30,38	38,69	17,69	11,26	36,35
L9	43,86	25,28	42,35	15,04	9,44	37,23
L11	39,58	23,91	39,58	12,46	7,94	36,28
Linha	S_u = 20 kPa					
L1	41,07	28,62	30,31	17,38	11,46	34,06
L5	42,02	27,26	35,12	15,40	10,33	32,92
L9	35,78	22,62	36,78	13,04	8,68	33,44
L11	34,39	22,13	35,64	10,79	7,31	32,25
Linha	S_u = 25 kPa					
L1	37,41	26,98	27,88	16,02	10,89	32,02
L5	38,38	25,63	33,21	14,26	9,84	31,00
L9	32,21	21,20	34,18	12,05	8,27	31,37
L11	31,81	21,19	33,40	9,97	6,96	30,19

O primeiro ponto a ser destacado sobre a consideração do efeito de grupo é que, ao contrário do que aconteceu na análise individual das linhas, o solo não colapsou quando foi considerada a argila com $S_u = 5$ kPa, o que confirma a garantia de maior estabilidade ao conjunto com a utilização de mais estacas, tanto no movimento vertical, que já conhecido, como no horizontal.

De fato, existe uma redução na sollicitação de cada linha de estaca quando na presença de outras e, conseqüentemente, sua movimentação também se reduz. O que diferencia a magnitude dessa redução é a configuração do grupo de estacas e a resistência da argila.

No caso estudado, a maior influência do efeito de grupo se dá na argila menos resistente, cuja redução chega a 83%. Para o solo de 10 kPa, a redução dos momentos foi em média de 50%, para 15 kPa de 39%, para 20 kPa de 34% e para 25 kPa houve uma redução de 32% em média. Em resumo, quanto mais resistente o solo, menos influente é o efeito de grupo. Os deslocamentos seguem o mesmo padrão.

A Figura 4.22 mostra como foi modelado o caso considerando o efeito de grupo, inclusive com a presença das mesmas linhas de estaca do Bloco A (o qual não colapsou), prolongando o perfil. É possível perceber que, sob o bloco A, o subsolo é composto por solos mais resistentes, garantindo maior estabilidade, o que não acontece com as estacas do Bloco B, as quais apresentam alguma movimentação lateral, em especial, aquela próxima ao limite do terreno (L1).

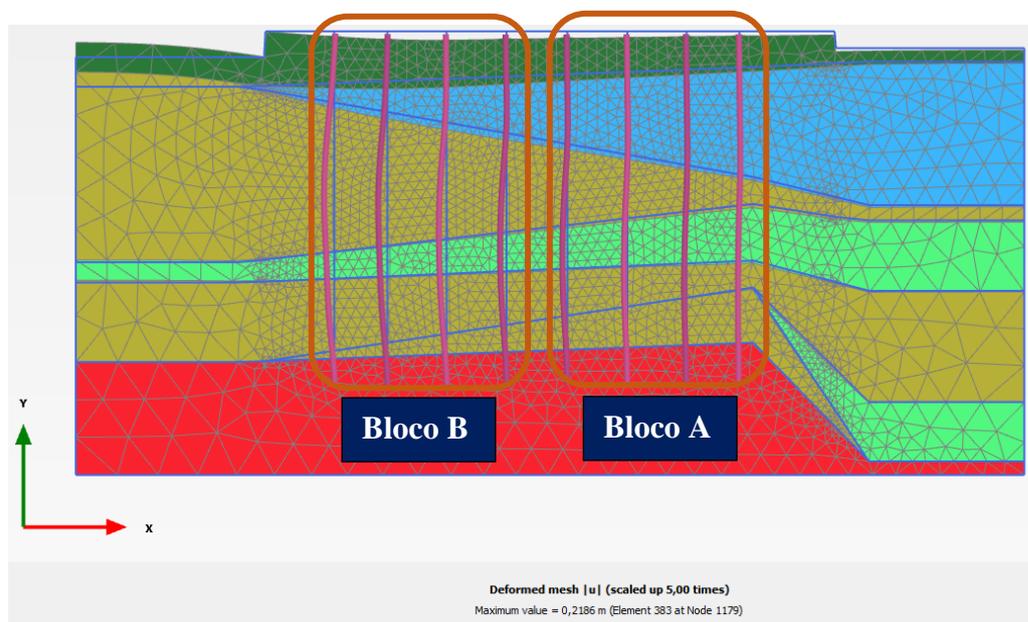
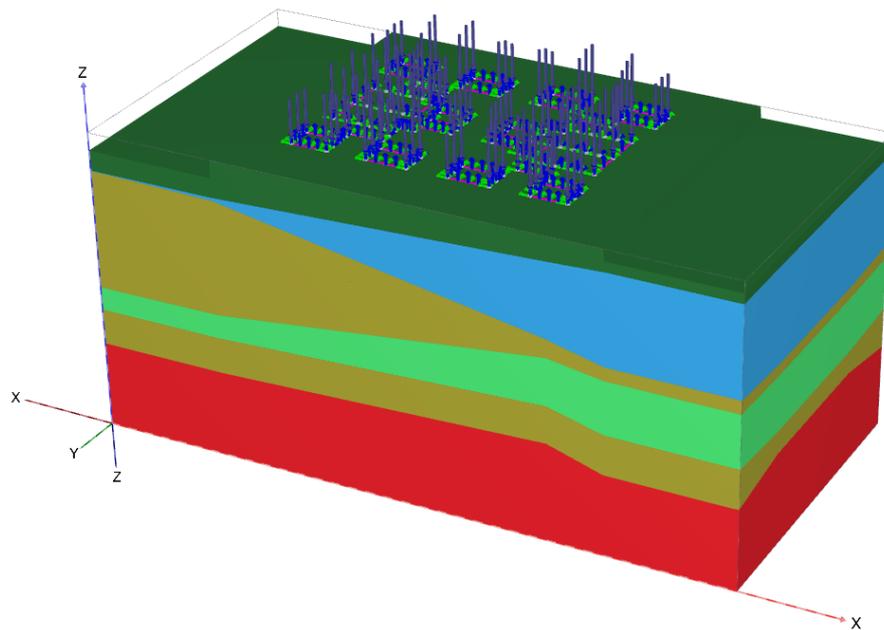


Figura 4.22- Corte AA' com as estacas dos Blocos A e B para $S_u = 15$ kPa

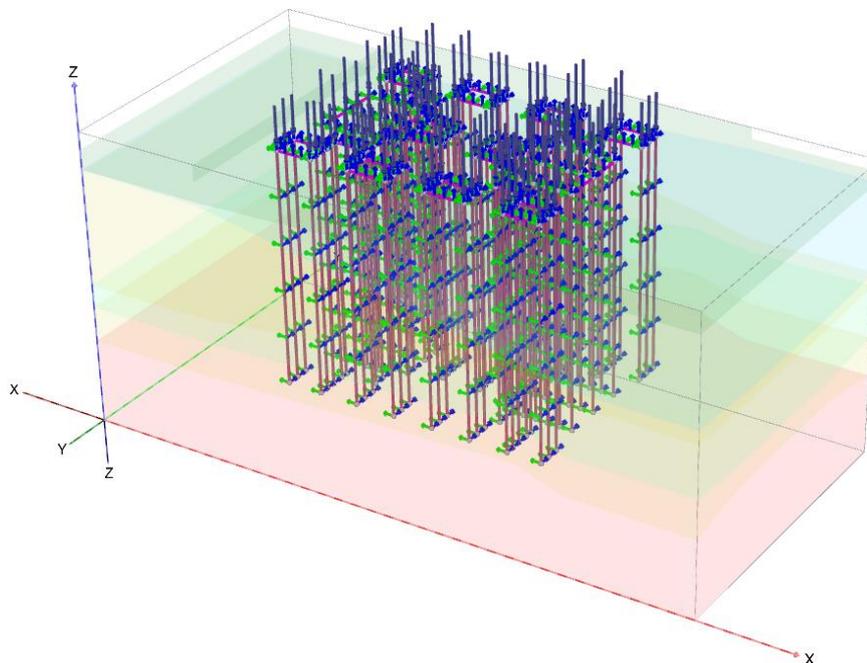
4.2.5.2. Modelagem tridimensional

A modelagem tridimensional foi realizada utilizando os mesmos parâmetros dos solos e estacas usados na modelagem 2D, assim como a execução em dois passos. A geometria do caso foi feita por meio dos furos de sondagem e alguns furos auxiliares para a terraplanagem do aterro, também foram adicionadas as cargas pontuais em cada estaca, segundo calculado por Souza (2003) e as vigas

baldrames. A configuração final das camadas dos solos e das estacas está na Figura 4.23.



(a)



(b)

Figura 4.23- Modelo numérico no Plaxis 3D mostrando (a) as camadas do solo e (b) as estacas

A Figura 4.24, por meio da resposta gráfica da malha deformada das camadas e das estacas, além do diagrama de deslocamento horizontal, mostram o

comportamento do conjunto após a simulação, o qual é compatível com o apresentado pela modelagem 2D.

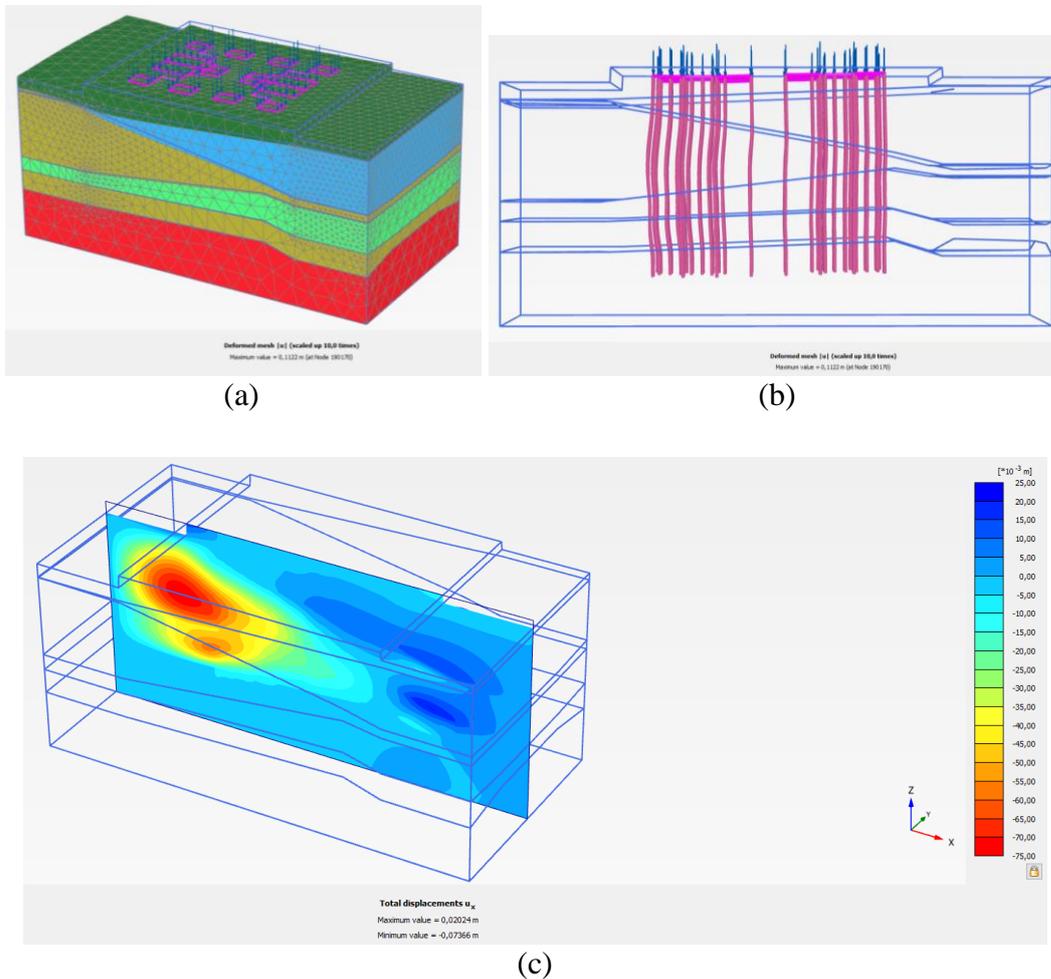


Figura 4.24- Malhas deformadas (a) do solo e (b) estacas e (c) diagrama de deslocamento horizontal.

Visto que não se trata mais de linhas de estacas, nesta modelagem foram analisadas individualmente as respostas de todas as 62 estacas presentes no projeto. A fim de interpretar estes resultados, será feita uma comparação entre si, como em todas as outras análises, com uma média dos valores das linhas e outra comparação com os resultados da modelagem bidimensional.

A Figura 4.25 mostra a variação da média dos momentos fletores em função das resistências ao cisalhamento, o caso com $S_u = 5$ kPa colapsou.

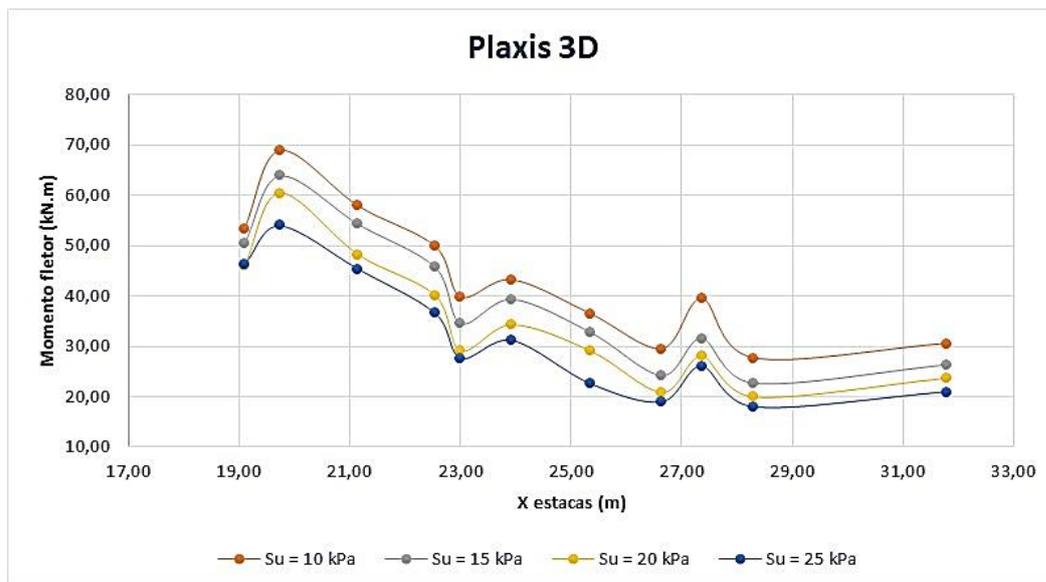


Figura 4.25- Momentos fletores atuantes nas estacas na modelagem 3D.

Na modelagem tridimensional, todas as variáveis são definidas, como espaçamentos bem estabelecidos, sem necessitar de médias, e cargas pontuais aplicadas em seus pontos específicos. Devido a isso, existe uma irregularidade nas distribuições dos momentos ao longo do perfil, onde as linhas L2 e L9 apresentam as maiores cargas axiais aplicadas, o que gera os picos positivos no gráfico, enquanto a linha L5 apresenta espaçamentos muito pequenos, o que reduz o momento fletor atuante e gera o pico negativo no gráfico.

Foi realizada uma análise 2D também considerando as cargas pontuais nas estacas e esta que será utilizada para comparar com os valores obtidos em 3D. Como em cada linha modelada no Plaxis 2D foi utilizada a maior carga dentre as aplicadas, a comparação será feita com a estaca também mais solicitada no Plaxis 3D, não mais com a média, como feito anteriormente.

Tabela 4.33- Momentos fletores no Plaxis 2D e 3D, considerando as cargas atuantes.

Momentos fletores - (kN.m)		Diferença (%)
2D - Com cargas	3D	
Su = 10 kPa		
87,38	73,26	16,16
69,29	45,00	35,05
58,61	45,51	22,35
51,19	38,84	24,13
Su = 15 kPa		
50,88	69,92	27,23
42,74	40,83	4,69
34,96	36,19	3,40
38,02	32,37	17,44
Su = 20 kPa		
44,22	53,83	17,85
33,79	34,50	2,05
30,44	32,41	6,07
32,34	30,20	7,09
Su = 25 kPa		
40,24	54,73	15,45
31,22	31,44	12,27
27,91	30,78	15,33
29,48	26,92	22,37

Apesar das simplificações consideradas na modelagem bidimensional, é possível perceber que os resultados são consideravelmente compatíveis, apresentando uma divergência de, no máximo, 35% para uma única situação, enquanto os demais resultados apresentam, em geral, menos de 20% de diferença.

Considerando todos os métodos utilizados, nenhum apresentou momento fletor no fuste com valor igual ao momento fletor gerado devido à carga no topo, ou seja, na presença de solos moles, a investigação deste fenômeno é de muita importância.

5 Conclusões

O trabalho, por meio de diversos métodos de cálculo para o caso de estacas passivas, mostrou a importância de investigar e conhecer o comportamento do subsolo da região, a fim de dimensionar o quanto essas estruturas serão solicitadas ao longo do fuste, não apenas considerando as cargas horizontais no topo.

Os métodos convencionalmente utilizados adotam simplificações que dão aos seus resultados uma ordem de grandeza muito maior quando comparados com os resultados do método numérico, sendo que o método de De Beer e Wallays (1972) foi o que apresentou maiores valores. A desconsideração de importantes parâmetros como as características do solo mole e das camadas adjacentes, a distância entre a sobrecarga e as estacas e o espaçamento entre as estruturas majora os momentos fletores calculados, de forma a englobar essas incertezas supracitadas.

Ainda assim, os métodos convencionais confirmaram a tendência de redução do momento fletor gerado ao passo em que a espessura da camada de argila diminuía, exceto o Método de Stewart (1994), o qual considera os momentos gerados na interface do solo mole com as camadas de areia adjacentes, o qual, em algumas situações, supera o valor do momento estudado neste trabalho.

Quanto ao método numérico, a modelagem com linhas individuais e espaçamentos reais não apresentou o comportamento esperado com a redução do momento acompanhando a espessura da argila, isso se deu graças à influência do espaçamento entre as estacas, o que foi comprovado com uma nova simulação com espaçamento fixado em 3 metros, a qual registrou a esperada redução dos momentos fletores e deslocamentos de acordo com a redução da camada de argila mole.

A consideração do efeito de grupo agregou estabilidade ao conjunto e reduziu os momentos e deslocamentos em média de 50% para o solo com $S_u = 10$ kPa e 32% para o solo com $S_u = 25$ kPa, mostrando que quanto mais resistente o solo, menor é a influência do efeito de grupo.

A modelagem tridimensional reduz as simplificações e permite que os dados de entrada apresentem maior semelhança com a realidade, inclusive, com as cargas pontuais aplicadas nas estacas corretas. Os resultados apresentaram boa concordância quando comparados com a modelagem 2D também com as cargas, cuja maior diferença foi de 35%, mas, em geral, a divergência girou em torno de 20%, chegando a 2,05% na linha de estacas que apresentou o resultado mais próximo.

Com este trabalho, foi possível perceber que este fenômeno é bastante complexo e é influenciado por diversos fatores, desde resistência do solo mole, onde a estaca em um solo de $S_u = 5$ kPa não apresentou o mesmo comportamento quando em um solo de $S_u = 25$ kPa, até os parâmetros das camadas adjacentes, as quais influenciam, principalmente, nos momentos nas interfaces. Por este motivo, ainda não foi desenvolvido um método que represente com exatidão os esforços gerados em uma estaca com diversas variáveis envolvidas, e o método numérico passa a ser o meio com resultados mais aproximados com a realidade, ou seja, este método, quando utilizado adequadamente, é uma ferramenta muito útil com vantagens significativas quando comparada às metodologias convencionais.

Por fim, considerando todos os métodos utilizados, nenhum apresentou momento fletor no fuste com valor igual ao momento fletor gerado devido à carga no topo, ou seja, na presença de solos moles, a investigação deste fenômeno pode ser definitiva na estabilidade desta estrutura.

Sugestões para futuras pesquisas:

- i) Caso possível, realizar novas sondagens no terreno do Condomínio Anêmona, em Ubatuba/SP, a fim de conhecer as características do solo, sua estratificação correta em 3D e calibrar o modelo numérico;
- ii) Novas parametrizações variando, por exemplo, o módulo de elasticidade da argila mole;
- iii) Realizar uma pesquisa focada nos momentos gerados nas interfaces das camadas, a fim de entender quais os fatores de influência e estabelecer uma lei que rege este comportamento.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, p. 17. 2001.

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ**. Tese de Doutorado para Universidade federal do Rio de Janeiro - UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro, 2016.

BESSELING, F et al. **Modelling of a pile row in a 2D plane strain FE-analysis**. 2014.

COBE, R. P. **Comportamento de um aterro construído sobre solo mole e sua influência no estaqueamento adjacente**. Dissertação de mestrado para o Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2017.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Highway Research Record, n.333. 1970.

DE BEER, E. **The Effects of Horizontal Loads on Piles, due to Surcharge or Seismic Effects**. Proceedings of Special Section 10 - 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977, p.547-553.

DE BEER, E.E., AND WALLAYS, M. **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles**. Proceedings, 5th. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, vol. 1, pp. 325-332. 1977.

FLEMING, K. et al. **Piling Engineering**, 3ed. 2009.

FRANÇA, H. F. **Estudo teórico e experimental do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas**. Dissertação de Mestrado para Universidade federal do Rio de Janeiro - UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro, 2014.

FRANKE, E. **German Recommendations on Passive Piles**. Proceedings Special. Section 10 - 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977, p.193-194.

GOH, A. T. V. et al. **Analysis of Piles Subjected to Embankment induced Lateral Soil Movements**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 193, No. 9, September, 1997, p. 792- 801. 1997.

HONG, W.P. AND SONG, Y.S. **A case study on lateral movement of bridge Abutment**. Proceedings of the Eleventh International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavanger, Norway, June 17-22, 2001.

KAHYAOGLU, M.R. et al. **Numerical Analyses of Piles Subjected to Lateral Soil Movement**. KSCE Journal of Civil Engineering May 2012/ Vol. 16, No.4: 562-570. 2012.

LOPES, F. R. **Métodos numéricos em geotecnia - Versão 3.0** - Notas de aula de Métodos Numéricos em Geotecnia da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 2006.

MARANGON, M. **Parâmetros dos solos para cálculo de fundações – Geotecnia de Fundações**. Notas de Aula. Rio de Janeiro, 2009.

MARCHE, R.; LACROIX, Y. **Stabilité des culées de ponts établies sur des pieux traversant une couche molle**, Canadian Geotechnical Journal, vol. 9, no.1, pp. 1-24. 1972.

MASSAD, F. **História Geológica e Propriedades dos solos de Baixadas: Comparações Entre Diferentes Locais da Costa Brasileira**, In: Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras, p 3.1-3.34, R.J. 1988.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. **Foundation analysis of offshore pile supported structures**. In: ICSMFE, 5. p. 91-97. Paris. 1961.

OLIVEIRA, F. S. **Análise numérica de experimento para avaliação dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas**. Dissertação de Mestrado para Universidade federal do Rio de Janeiro - UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro, 2015.

PAN, J. L. et al. **Ultimate Soil Pressure for Piles Subjected to Lateral Soil Movements**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, June 2002.

PINTO, C. S. **Propriedades dos solos**. In: HACHICH, W et al., eds. Fundação: teoria e prática. 2 ed. São Paulo, PINI. Cap. 2. P. 51-118. 1998.

PLAXIS. **Plaxis 2D - Material models manual**. 2019.

RODRIGUEZ, R. R. C., ROCHA FILHO, P. **The use of Electro-levels for monitoring a vertical pile subjected to horizontal load**. Internacional Symposium on Field Measurements in Geomechanics. Rio de Janeiro, 2018.

SANDRONI, S. S. **About the Brazilian practice of geotechnical design of road embankments over very soft soils** (in Portuguese). In: ABMS, 13th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Curitiba (2006)

SANDRONI, S. S. **Solos moles – Definição**. Notas de Aula. Rio de Janeiro. 2018.

SOUZA, E. G. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: Estudo das causas e da recuperação**. Dissertação de mestrado para a Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 2003.

STEWART, D.P. et al. **Design of Piled Bridge Abutments on Soft Clay for Loading from Lateral Soil Movement**, Géotechnique 44, n.º 2, p. 277-296, 1994.

STEWART, D. P., JEWELL R. J., RANDOLPH, M.F. **Numerical Modelling of Piled Bridge Abutments on Soft Ground**. Computers and Geotechnics Journal. p. 21–46, 1993.

SPRINGMAN, S. M., BOLTON, M. D. **The effect of Surcharge Loading Adjacent to Piles**. Contractor Report 196, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, 1990.

TEIXEIRA, A. H. **Fundações rasas na baixada santista**. Solos do Litoral de São Paulo. ABMS/NRSP. p. 137 – 154. 1994.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Foundations, Retaining and Earth Structures**, 2nd. ed., McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo. 1973)

VELLOSO, D. A, LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, São Paulo, Oficina de Textos, 2011.