

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CAMADA DE SOLO
COMPRESSÍVEL INTERMEDIÁRIA NO COMPORTAMENTO
SOLO-ESTACA DE FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA**

GÉSSICA GIOVANELLI MARQUEZINI

Laboratório de Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

Campos dos Goytacazes, 31 de maio de 2021

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CAMADA DE SOLO
COMPRESSÍVEL INTERMEDIÁRIA NO COMPORTAMENTO
SOLO-ESTACA DE FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA**

Géssica Giovanelli Marquezini

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para a
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia

Laboratório de Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

Campos dos Goytacazes, 31 de maio de 2021

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pela autora.

M357

Marquezini, Géssica Giovanelli.

Avaliação do efeito de camada de solo compressível intermediária no comportamento solo-estaca de fundação em estaca hélice contínua / Géssica Giovanelli Marquezini. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2021.

173 f. : il.

Inclui bibliografia.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2021.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

1. Solo mole. 2. Modelagem numérica. 3. Estaca hélice contínua. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CAMADA DE SOLO
COMPRESSÍVEL INTERMEDIÁRIA NO COMPORTAMENTO
SOLO-ESTACA DE FUNDAÇÃO EM ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA**

GÉSSICA GIOVANELLI MARQUEZINI

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para a
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Aprovado em 31 de maio de 2021.

Comissão Examinadora:

Bernadete Ragoni Danziger

Prof. Bernadete Ragoni Danziger (DSc, Geotecnia) – FEN/UERJ

Raul Darío Durand Farfán
Prof. Raul Darío Durand Farfán (DSc, Geotecnia) – ENC/UnB

Aldo Durand Farfán
Prof. Aldo Durand Farfán (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF

Paulo Cesar de Almeida Maia
Prof. Paulo Cesar de Almeida Maia (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Orientador)

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me sustentando em todos os momentos difíceis, permitindo que eu chegasse até aqui.

A minha mãe, Alda, por ser o meu alicerce, o meu exemplo e pelo apoio incondicional. Ao meu pai, Marilerço, por me manter forte em meio as turbulências. As minhas irmãs, Schayra e Laís, por estarem sempre comigo e torcerem pelas minhas conquistas. Ao Jack, meu gato, por me ajudar em todos os momentos de ansiedade.

Ao meu namorado, Leonardo, por todo o companheirismo, compreensão e por sempre acreditar em mim.

Aos meus amigos que me apoiaram, fazendo essa caminhada mais leve e com humor, em especial a Daiana Ribeiro, Bruna Marquezini, Rúbia Pereira e Francine Menezes. Aos amigos do GeoLed e aos que fiz durante o período da graduação e do mestrado, pelo conhecimento e conversas compartilhadas, em especial a Brunner Rabello, Nathani Zampirolli, Lorena Leite, Luísa Macedo e Brunella Casagrande.

Ao meu orientador, Paulo Maia, por todo o ensinamento, confiança e paciência ao longo desse período.

A todos os professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - LECIV/UENF que contribuíram de alguma forma para o meu crescimento profissional.

A UENF, pelo suporte técnico, da qual sinto tanta falta nesse período de pandemia.

A FAPERJ pelo apoio financeiro.

A todas as pessoas que, de alguma forma, me apoiaram nessa jornada.

RESUMO

A fundação profunda em estaca hélice contínua vem sendo empregada de forma crescente nos grandes centros urbanos. Atenção especial é necessária na utilização desse tipo de estaca em um maciço de solo estratificado. Isso se justifica pela significativa influência no mecanismo de transferência de carga quando existem camadas de solos compressíveis intermediárias. Tal aspecto foi verificado por Waked (2017) por meio da observação da fundação de um edifício durante a construção com a presença da camada de solo mole ao longo da profundidade da estaca. Baseado nos resultados experimentais desse trabalho, o presente estudo faz a modelagem numérica 2D-axissimétrica de quatro estacas instrumentadas, buscando entender como ocorre a distribuição de tensões e deformações na fundação e no maciço de solo. As estacas analisadas contam com 18 metros de comprimento e 50 centímetros de diâmetro. Os resultados obtidos na modelagem demonstram que, em todas as estacas analisadas, o processo de escoamento horizontal da camada de solo mole está desconfinando a base da camada superior mais resistente, gerando o relaxamento de tensões na estaca na região da camada de solo mole. Os resultados comprovam o comportamento singular das estacas instrumentadas por Waked (2017), que indica, nos *telltales* monitorados, o deslocamento acentuado de trechos intermediários e de ponta das estacas periféricas, com comportamento característico de atrito negativo.

Palavras-chaves: Solo Mole, Modelagem Numérica, Estaca Hélice Contínua.

ABSTRACT

The deep foundation in continuous flight auger pile has been increasingly used in large urban centers. Special attention is required when using this type of pile in a stratified underground. Justified by the significant influence on the load transfer mechanism when there are intermediate compressible soil layers. Such aspect was verified by Waked (2017) by observing the foundation of the building during the construction with the presence of a soft soil layer along the pile length. Based on the experimental results of this work, this article creates 2D-axisymmetric numeric model of one of the piles being monitored, seeking to understand how the distribution of stress and strain happens in the foundation and in the underground. The analyzed pile is located on the extremity of the building, 18 meters long and 40 cm diameter. The modeling results show that yielding process of the soft soil layer is unconfining the base more resistant top layer, generating relaxation of stress in the pile in soft soil layer region. The results prove the singular behavior of the piles instrumented by Waked (2017), which indicates, in the monitored telltales, the accented displacement of the intermediate and tip sections of the corner piles, with negative friction behavior.

Keywords: Soft Soil, Numerical Modeling, Continuous Flight Auger Pile.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS	XVII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XVIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Iniciais	1
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Escopo do Trabalho.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Considerações Sobre o Solo da Região de Campos dos Goytacazes	5
2.2. Fundação Profunda em Camada de Solo Compressível	6
2.3. Interação Solo-Estaca.....	8
2.3.1. Transferência de Carga em Sistema Estaca-Solo	10
2.3.1. Interação Solo-Estaca em Meio Estratificado.....	16
2.3.2. Atrito Negativo nas Estacas.....	18
2.4. Análise Numérica de Problemas de Fundação em Meio Estratificado	20
2.4.1. Métodos Numéricos.....	20
2.4.2. Modelos Constitutivos Numéricos.....	21
3. CASO DE OBRA	23
3.1. Investigação Geotécnica	23
3.2. Resultado da Instrumentação	25
3.2.1. Deslocamento ao longo da estaca.....	27
3.2.2. Estimativa do Carregamento nas Estacas	31
3.3. Análise dos resultados da instrumentação por Waked (2017).....	32
3.3.1. Estaca 1B	33
3.3.2. Estaca 12F	33
3.3.3. Estaca 33B	34
3.3.4. Estaca 121B	34
3.3.5. Análise das deformações e da mobilização de carga de ponta e fuste	34

3.3.6.	Análise da tensão mobilizada por atrito lateral.....	39
3.4.	Considerações Finais	41
4.	METODOLOGIA	42
4.1.	Modelagem Numérica - Método dos Elementos Finitos	43
4.2.	Definição das Cargas.....	51
4.3.	Definição dos Parâmetros de Solo	53
4.4.	Definição dos Parâmetros da Estaca.....	63
4.1.	Resumo dos Parâmetros	67
5.	RESULTADOS OBTIDOS CONSIDERANDO A CAMADA DE SOLO COMPRESSÍVEL.....	69
5.1.	Estaca 1B.....	74
5.2.	Estaca 12F	79
5.3.	Estaca 33B.....	85
5.4.	Estaca 121B.....	90
6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
6.2.	Deslocamentos e deformações na estaca.....	96
6.3.	Interface solo-estaca.....	99
6.4.	Deslocamento horizontal do solo na interface	105
6.5.	Tensão mobilizada por atrito lateral	107
6.6.	Transferência de carga estaca-solo.....	108
6.7.	Tensões Residuais.....	112
6.8.	Considerações Finais	114
7.	ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS OBTIDOS DESCONSIDERANDO A CAMADA DE SOLO COMPRESSÍVEL	115
7.1.	Recalque	115
7.2.	Deslocamento vertical do solo e da estaca.....	116
7.3.	Deslocamento horizontal do solo na interface	118
7.4.	Atrito Mobilizado	119
7.5.	Transferência de carga estaca-solo.....	120
8.	CONCLUSÕES	122
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124

APÊNDICE A - Valores de N_{SPT} compatibilizados para cada camada de solo.	129
APÊNDICE B - Parâmetros de solo com a faixa de variação de valores.....	137
ANEXO A – Boletins de Sondagens SPT.....	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema das premissas do caso de estudo.....	3
Figura 2 - Ruptura de Terzaghi (Velloso e Lopes, 2010).....	7
Figura 3 - Transferência de carga da estaca para o solo. (a) cargas e tensões na estaca (b) carga-profundidade (c) recalque (Velloso e Lopes, 2010).	12
Figura 4 - Diagramas de atrito lateral e cargas correspondentes (Vesic, 1977 Apud Velloso e Lopes, 2010).....	12
Figura 5 – Comportamento para uma estaca esbelta: (a) recalque; (b) atrito lateral; (c) carga vs profundidade; (d) carga-recalque do fuste; (e) carga-recalque da base; (f) carga-recalque do topo (Velloso e Lopes, 2010).	13
Figura 6 - Gráfico carga vs. deformação em cada nível instrumentado (Alledi, 2015).	15
Figura 7 - Procedimento de Steinbrenner (1934) para solos estratificados (Iwamoto, 2000).	17
Figura 8 - Esforços adicionais na estaca devido ao atrito negativo (Alonso, 2012).	18
Figura 9 - Mecanismo do atrito negativo (Alonso, 2012).	19
Figura 10 - (a) Malha do método das diferenças finitas. (b) Malha do método dos elementos finitos (Fonseca, 2011).	21
Figura 11 - Caso de obra analisado.	23
Figura 12 - Projeção do edifício com a localização das sondagens e das estacas a serem analisadas.	24
Figura 13 - Perfil estratigráfico gerado no software Geo5.	24
Figura 14 - Perfil estratigráfico do solo próximo às estacas monitoradas.	25
Figura 15 - Projeto de estaqueamento do edifício e estacas instrumentadas (Waked, 2017).	26
Figura 16 - Projeto de montagem dos teltales (Waked, 2017).....	28
Figura 17 - Deslocamentos dos teltales na estaca E1B (Waked, 2017).	29
Figura 18 - Deslocamentos dos teltales da estaca E12F (Waked, 2017).....	29
Figura 19 - Deslocamentos dos teltales da estaca E33B (Waked, 2017).	30
Figura 20 - Deslocamentos dos teltales da estaca E121B (Waked, 2017).	30
Figura 21 - Evolução do carregamento das estacas durante o tempo de monitoramento. ...	32
Figura 22 - determinação da deformação específica média da estaca (Waked, 2017).....	35
Figura 23 - Variação dos deslocamentos dos teltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E1B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).	36
Figura 24 - Variação dos deslocamentos dos teltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E12F durante o período de monitoramento (Waked, 2017).....	36
Figura 25 - Variação dos deslocamentos dos teltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E33B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).	37

Figura 26 - Variação dos deslocamentos dos teltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E121B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).....	37
Figura 27 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E1B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).	38
Figura 28 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E12F durante o período de monitoramento (Waked, 2017).	38
Figura 29 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E33B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).	39
Figura 30 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E121B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).	39
Figura 31 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral (τ) vs. z/L das estacas 1B, 12F, 33B e 121B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).....	40
Figura 32 - Tipos de análises a serem realizadas.	43
Figura 33 - Elementos com seis e quinze nós e os pontos de tensões (Brinkgreve, 2006). .	44
Figura 34 - Representação da malha gerada para o modelo numérico e das condições de fronteira (Plaxis 2D).	46
Figura 35 - Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb (Brinkgreve, 2006).	49
Figura 36 - Superfície de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais com $c = 0$, Brinkgreve (2006).	50
Figura 37 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média (Manual Material Models, Plaxis 2019).	51
Figura 38 - Índice de compressão (C_c) x umidade natural (w_n) (Almeida, et.al. 2008 Apud Almeida e Marques, 2010).	59
Figura 39 - Deslocamentos horizontais no último estágio de carregamento considerado (fase 20), com $C_c = 1,2$ e $C_s = 0,1$	60
Figura 40 – Detalhe dos deslocamentos horizontais no último estágio de carregamento considerado (fase 20), com $C_c = 1,2$ e $C_s = 0,1$	60
Figura 41 - Deslocamentos verticais ao longo da profundidade da estaca 12F para as variações de C_c e C_s	61
Figura 42 - Detalhe dos deslocamentos horizontais no último estágio de carregamento considerado (fase 20), com $C_c = 5,0$ e $C_s = 0,4$	62
Figura 43 - Valores do recalque no topo das estacas com a variação entre os parâmetros máximos e mínimos.	63
Figura 44 - Deslocamento dos Teltales monitorados comparados com o valor dos deslocamentos dos teltales calculados no Plaxis 2D para as profundidades referidas.	65
Figura 45 - Estaca de concreto com a variação do Módulo de Elasticidade definida.....	65

Figura 46 - Deslocamentos da estaca 1B e do solo na interface considerando os parâmetros mínimos e máximos.	66
Figura 47 - Deslocamentos da estaca 121B e do solo na interface considerando os parâmetros mínimos e máximos.	67
Figura 48 - Recalque monitorado, calculado com Mohr-Coulomb pelo Plaxis 2D e calculado por Randolph, para as estacas 1B, 12F, 33B e 121B.....	69
Figura 49 – Valores normalizados do recalque monitorado, calculado com Mohr-Coulomb pelo Plaxis 2D e calculado por Randolph, para as estacas 1B, 12F, 33B e 121B.	70
Figura 50 - Fator de deslocamento I_0 (Poulos & Davis, 1974 Apud Martins, 2018).	71
Figura 51 – Fatores de correção: (a) para a compressibilidade da estaca (R_k), (b) para a espessura da camada finita (R_h) e (c) para o coeficiente de Poisson do solo (R_v) (Poulos & Davis, 1974 Apud Martins, 2018 - adaptado).	72
Figura 52 – fatores de correção para: (a) condição $L/B = 75$, (b) condição $L/B = 50$; (c) condição $L/B = 25$ (d) condição $L/B = 10$ e (e) condição $L/B = 5$) (Poulos & Davis, 1974 Apud Martins, 2018).	72
Figura 53 - Deslocamento vertical dos telltales calculados com o Plaxis 2D vs. deslocamento vertical dos telltales monitorados para a estaca 1B.	75
Figura 54 – E1B - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).....	75
Figura 55 - E1B - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção)..	76
Figura 56 - E1B - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	76
Figura 57 - E1B - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	77
Figura 58 – E1B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).....	77
Figura 59 – E1B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	78
Figura 60 – E1B - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).	78
Figura 61 - E1B - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D). ...	79
Figura 62 - E1B - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	79
Figura 63 - Deslocamento vertical dos telltales calculados com o Plaxis 2D vs. deslocamento vertical dos telltales monitorados para a estaca 12F.....	80
Figura 64 - E12F - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).....	81

Figura 65 - E12F - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).	81
Figura 66 – E12F - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	82
Figura 67 - E12F - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	82
Figura 68 – E12F - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).	83
Figura 69 – E12F - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	83
Figura 70 – E12F - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).	84
Figura 71 - E12F - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	84
Figura 72 - E12F - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	85
Figura 73 - Deslocamento vertical dos telltales calculados vs. deslocamento vertical dos telltales monitorados para a estaca 33B.	85
Figura 74 – E33B - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).	86
Figura 75 – E33B - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).	86
Figura 76 – E33B - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	87
Figura 77 – E33B - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	87
Figura 78 – E33B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).	88
Figura 79 – E33B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	88
Figura 80 – E33B - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).	89
Figura 81 – E33B - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	89
Figura 82 – E33B - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	90
Figura 83 - Deslocamento vertical dos telltales calculados vs. telltales monitorados para a estaca 121B.	90
Figura 84 – E121B - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).	91

Figura 85 - E121B - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).	91
Figura 86 - E121B - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	92
Figura 87 - E121B - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	92
Figura 88 – E121B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).	93
Figura 89 – E121B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).	93
Figura 90 – E121B - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).	94
Figura 91 - E121B - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	94
Figura 92 - E121B - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).	94
Figura 93 - Deslocamentos na profundidade dos teltales e as deformações axiais com a profundidade da estaca E1B.	97
Figura 94 - Deslocamentos na profundidade dos teltales e as deformações axiais com a profundidade da estaca E12F.	97
Figura 95 - Deslocamentos na profundidade dos teltales e as deformações axiais com a profundidade da estaca E33B.	98
Figura 96 - Deslocamentos na profundidade dos teltales e as deformações axiais com a profundidade da estaca E121B.	98
Figura 97 - Deslocamento estaca vs deslocamento do solo na interface com a profundidade das estacas 1B, 12F, 33B e 121B analisadas numericamente.	100
Figura 98 - Deslocamento relativo com a profundidade das estacas 1B, 12F, 33B e 121B.	101
Figura 99 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 1B.	103
Figura 100 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 12F.	103
Figura 101 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 33B.	104
Figura 102 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 121B.	104
Figura 103 - Deslocamento horizontal ao longo da profundidade para as estacas 1B, 12F, 33B e 121B.	106
Figura 104 – Atrito mobilizado nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B.	108
Figura 105 – Carga nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B.	109
Figura 106 – Tensões geradas nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B.	111

Figura 107 - Tensão total, tensão efetiva e poropressão gerada para o último estágio de carregamento da E1B.	112
Figura 108 - Esquema de tensões na estaca (adaptado de Falconio e Mandolini, 2003)... 113	
Figura 109 - Esquema do mecanismo observado nas análises no Plaxis 2D.....	114
Figura 110 - Perfil estratigráfico desconsiderando a camada de solo compressível, com a indicação da localização das estacas analisadas.....	115
Figura 111 - Recalque calculado desconsiderando a camada de argila mole vs recalque com a camada de argila mole.....	116
Figura 112 – Normalização do recalque calculado desconsiderando a camada de argila mole vs recalque com a camada de argila mole.	116
Figura 113 – Deslocamento vertical do maciço e da estaca 1B, considerando a camada de argila mole.	117
Figura 114 - Deslocamento vertical do maciço e da estaca 1B, considerando a camada de argila mole.	117
Figura 115 - Deslocamento vertical do maciço e da estaca, desconsiderando a camada de argila mole.	118
Figura 116 - Deslocamento vertical do maciço e da estaca, desconsiderando a camada de argila mole.	118
Figura 117 – Deslocamentos horizontais na estaca 1B.....	119
Figura 118 - Atrito mobilizado na estaca 1B.....	120
Figura 119 – Transferência de carga na estaca 1B.....	121
Figura 120 – Tensões efetivas para a estaca 1B.	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Alguns casos de ocorrência de camada de solo compressível em estacas hélice contínua.....	8
Tabela 2 - Cargas permanentes nas estacas monitoradas.	31
Tabela 3 - Valores de R_{inter} sugeridos (Brinkgreve and Shen, 2011).....	45
Tabela 4 - Valores das cargas das estacas 1B e 12F utilizadas na modelagem.	52
Tabela 5 - Valores das cargas das estacas 33B e 121B utilizadas na modelagem.	52
Tabela 6 - Valores médios de N_{SPT} , limites inferiores e superiores.....	53
Tabela 7 - Valores para Φ e D_r baseados nos valores de N_{SPT} (Bowles, 1996).....	54
Tabela 8 - Valores de Peso Específico baseados nos valores de N_{SPT} para solos argilosos (Godoy, 1972).....	55
Tabela 9 - Valores de Peso Específico baseados nos valores de N_{SPT} para solos arenosos (Godoy, 1972).....	55
Tabela 10 – Intervalos de variação do coeficiente de permeabilidade correlacionados com o tipo de solo (Casagrande apud Souza, 2014).	55
Tabela 11 – Coeficiente de Permeabilidade (Casagrande, 1937 apud Gerscovich, 2011). ..	56
Tabela 12 – Coeficiente α (Teixeira e Godoy, 1996).	56
Tabela 13 – Coeficiente k (Teixeira e Godoy, 1996).	56
Tabela 14 - Valores de coesão (Joppert, 2007).	57
Tabela 15 - Valores do Coeficiente de Poisson correlacionados com o tipo de solo (Marongon, 2012).	58
Tabela 16 - Relação C_s/C_c para alguns solos moles do Rio de Janeiro (adaptado de Póvoa, 2018).	58
Tabela 17 - Parâmetros determinados a partir das curvas tensão vs. deformação (Maia, 2019).	63
Tabela 18 - Variação dos valores de E para a estaca.	64
Tabela 19 - Parâmetros definidos.	68
Tabela 20 - Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975).	73
Tabela 21 - Valores de F_1 e F_2 (Monteiro, 1997).....	73
Tabela 22 – Compatibilização do tempo de monitoramento dos telltales com o tempo de construção.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ϕ	Ângulo de atrito
ψ	Ângulo de dilatação
r_s	Adesão entre o solo e a estaca
c	Coesão
ε	Deformação
k	Coeficiente de permeabilidade
ν	Coeficiente de Poisson
E	Módulo de Elasticidade
γ	Peso específico do solo
τ	Tensão mobilizada por atrito lateral
w	Recalque
u	Poropressão
N_{SPT}	Número de golpes do ensaio SPT
$E1B$	Estaca de periferia monitorada no bloco 1
$E12F$	Estaca de periferia monitorada no bloco 12
$E33B$	Estaca intermediária monitorada no bloco 33
$E121B$	Estaca de centro monitorada no bloco 121
MDF	Método das diferenças finitas
MEF	Método dos elementos finitos
MEC	Método dos elementos de contorno
K	Módulo de deformação volumétrica
G	Módulo de cisalhamento
U	Perímetro da estaca
σ	Tensão
Q	Carga aplicada
C_c	Índice de compressão
C_s	Índice de recompressão
L	Comprimento total da estaca
z	Profundidade do trecho da estaca
Δl	Variação de comprimento
D	Diâmetro da estaca

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

Ao longo dos anos, ocorreu um crescimento urbano no município de Campos dos Goytacazes, que impulsionou a utilização de fundações cada vez mais profundas. A heterogeneidade do maciço de solo, no qual estão inseridas as fundações, tem um impacto significativo no desempenho desses elementos.

A partir da década de 90 foi implementada a estaca hélice contínua monitorada para as construções de grande porte. A fundação profunda em estaca hélice contínua vem sendo empregada de forma crescente nos grandes centros urbanos do país, devido às vantagens de rápida execução e menor emissão de ruídos e vibrações, comparada a outros modelos de estacas.

A utilização desse tipo de estaca, quando executada em um maciço de solo estratificado com camada de solo compressível intermediária, pode ocasionar comportamentos como a geração de atrito negativo, que pode ser causado pelo adensamento da camada de solo compressível; a diminuição da capacidade de carga, gerada pela variação (alargamento ou estreitamento) da seção no fuste da estaca, já que durante a execução, o concreto é injetado à medida que se retira o trado helicoidal, ficando o concreto em contato com o solo mole; e o amolgamento da camada compressível, provocado pela variação de tensões no solo no processo de execução da estaca.

Segundo Dias (2008), o maciço característico com camada de solo compressível é comum no município de Campos dos Goytacazes e regiões vizinhas. Na região da Baixada Campista encontram-se depósitos aluviais e cambissolos. Essas formações sedimentares provêm do período quaternário, que está relacionado aos últimos ciclos de transgressão e regressão marinha. A região está contida no domínio de Planícies Costeiras da Baixada Litorânea, identificando as planícies marinhas e flúvio-lagunares de origem sedimentar, caracterizando os solos aluviais e coluvionares. Destaca-se que essa estratigrafia é comum ao longo de todo o litoral brasileiro.

O efeito da camada de solo compressível no elemento de fundação foi abordado por Dong *et. al* (2011), que estudou a modelagem numérica no Plaxis de um maciço com camada de solo mole para avaliar a interação solo-estaca-estrutura, destacando que os parâmetros do solo são muito importantes na modelagem com elementos finitos.

Barros e Albuquerque (2011) estudaram uma metodologia para analisar provas de carga à compressão, a fim de obter a deformabilidade lateral do solo e da ponta da estaca, obtendo por meio da retroanálise os coeficientes de reação vertical por atrito lateral das camadas de solo em função do deslocamento da estaca. O método de análise desenvolvido mostrou-se uma ferramenta viável para a estimativa de parâmetros das camadas do solo. Os efeitos da interação solo-estaca se apresentaram mais acentuados onde houve maior variação nas características físicas do maciço de fundação.

Para estudar o efeito de uma camada de solo compressível na interação solo-estaca pode ser feita a prova de carga instrumentada, o monitoramento de recalque e/ou a instrumentação dos elementos de fundação durante o período de construção da obra, onde são usados instrumentos de medição, como strain-gages e telltales.

Ao obter, por meio das medições instrumentadas, os valores dos deslocamentos, é possível calcular as deformações das estacas e as tensões. Esses valores podem ser interpretados por extrapolação de resultados de prova de carga, observação do parâmetro ou modelagem numérica, que será detalhada neste trabalho.

Em um caso de obra com um sistema de fundação composto por estacas hélice contínua monitorada, em solo estratificado com camada de solo argiloso compressível, Waked (2017) destaca que a presença dessa camada interferiu significativamente na interação estaca-solo.

Um fenômeno similar ao comportamento do atrito negativo pode explicar o desenvolvimento de tensões negativas na interface estaca-solo. No caso clássico, as camadas de solo do maciço mais superficial recalcam mais que a estaca. Quando o solo se desloca, a estaca é empurrada para baixo. Há casos que se diferem do caso clássico, nos quais as camadas inferiores de solo se deslocam mais que a estaca.

Diante do exposto, será feita a modelagem numérica do maciço com a presença da camada de solo compressível intermediária e as fundações profundas. Analisa-se, numericamente, por meio do método dos elementos finitos, pelas deformações, tensões e deslocamentos obtidos, como a presença dessa camada afeta o comportamento da fundação.

Visto que esse tipo de estratigrafia do solo é característica em grande parte do litoral brasileiro, a pesquisa se justifica podendo colaborar significativamente para o estudo desse tema.

1.2. Objetivos

O objetivo principal do trabalho é avaliar a interação solo-estaca, por meio da análise dos campos de tensões e deformações sofridas pelos elementos de fundação em maciço, que possui, particularmente, camada de solo compressível com espessura significativa (2 m para o caso de estudo), localizada ao longo fuste da estaca. Destaca-se que para a presente dissertação, a referida camada de solo compressível será denominada camada intermediária. A Figura 1 destaca as condições do caso de estudo.

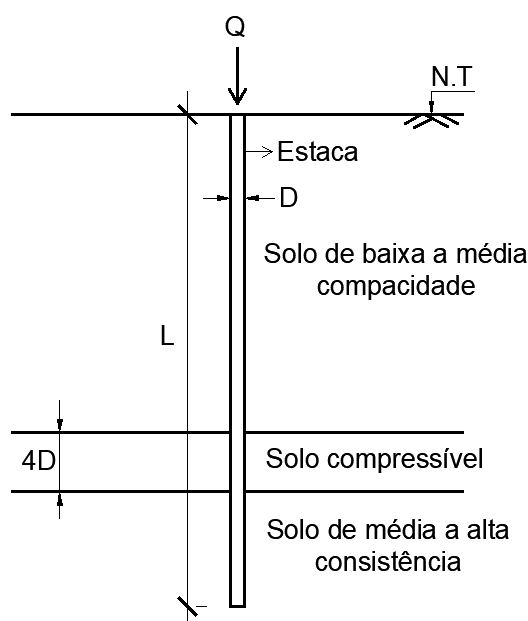


Figura 1 – Esquema das premissas do caso de estudo.

Nesse contexto, pretende-se:

- i. Fazer uma modelagem numérica, utilizando o programa Plaxis 2D, de um caso de obra com estacas tipo hélice contínua monitorada inseridas em um maciço com solo compressível, para obter os valores de tensões e deformações no maciço e nas estacas;
- ii. Gerar os campos de tensões e deformações para os diferentes níveis de carregamento, admitindo a situação com quatro estacas isoladas;
- iii. Analisar os resultados com o objetivo de avaliar o efeito da presença da camada de solo compressível na interação solo-estaca, considerando a análise com e sem a camada intermediária compressível.

1.3. Escopo do Trabalho

A dissertação é composta por 8 capítulos. Este Capítulo introduz o tema e esclarece os objetivos do trabalho. O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre fundações profundas em camada de solo compressível, a interação solo-estaca e a transferência de carga.

O Capítulo 3 mostra o caso de obra estudado com as principais características do empreendimento e da instrumentação realizada. Destacam-se a investigação geotécnica e o resultado dos deslocamentos obtidos por Waked (2017). O Capítulo 4 aborda a metodologia do trabalho, incluindo a definição dos parâmetros dos materiais e do modelo numérico. Os resultados obtidos na modelagem numérica com a camada de solo compressível, para as quatro estacas analisadas, são apresentados no Capítulo 5. A análise dos resultados é abordada no Capítulo 6 e a análise comparativa dos resultados desconsiderando a camada de solo compressível, no Capítulo 7. As conclusões do trabalho são apresentadas no Capítulo 8 e as Referências Bibliográficas, Apêndices e Anexos são destacados ao final do trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações Sobre o Solo da Região de Campos dos Goytacazes

Com o crescimento populacional da cidade de Campos dos Goytacazes, a tendência é a expansão para construções verticais, que em sua maioria possuem fundações em estacas hélice contínua, inseridas em maciço de solo com a presença de uma camada de solo compressível.

De acordo com Costa *et al.* (2008), a cidade de Campos dos Goytacazes se formou sobre uma planície às margens do Rio Paraíba do Sul. Nessa região, denominada como Cobertura Quaternária, existiam lagoas e brejos que sofriam inundação, caracterizando as planícies flúvio-lagunares de origem sedimentar. Assim, pode-se destacar-se o solo da região como: cambissolos, neossolo litólico (antigo solo litólico), argissolo (antigo solo podzólico), latossolos, neossolo flúvico (antigo solo aluvial), espodossolo (antiga areias quartzosas), organossolo e gleissolo.

Costa *et al.* (2008) afirmam que na parte elevada do município os solos são provenientes do intemperismo das rochas Pré-Cambrianas (gnaisses e granitos) e dos Sedimentos Terciários da Formação Barreiras. Esses solos possuem características de textura variando de areno-argilosa a argilo-arenosa, geralmente bem drenados. A Baixada Campista é, então, constituída de uma associação de depósitos aluviais com solos de expressiva gleização e de cambissolos. Quanto mais próximo ao litoral, os espodossolos tornam-se predominantes.

Pinheiro (2014) aborda que o Município de Campos dos Goytacazes é cortado de Oeste à Leste pelo Rio Paraíba do Sul e o crescimento urbano ocorreu sobre a planície de inundação desse rio. Com o passar dos anos, o rio percorreu diversos caminhos até chegar à sua foz atual, localizada no Município de São João da Barra. A mudança de curso do rio ocasionou a deposição de sedimentos e, adjacente a este fato, lagoas foram formadas e, posteriormente, dragadas e aterradas. Como consequência, o solo da área urbana que se desenvolveu à margem direita do rio, no sentido da foz, é formada por sedimentos fluviais e zonas pantanosas.

As áreas mais afetadas pelo crescimento imobiliário no Município de Campos dos Goytacazes compreende os bairros Pelinca, Parque Tamandaré e intermediações, onde está localizado o caso de obra estudado na presente pesquisa.

2.2. Fundação Profunda em Camada de Solo Compressível

Os solos compressíveis são altamente deformáveis e apresentam recalques excessivos ou ruptura da base quando carregados.

Como abordado por Gerscovich (2012), quando se executa uma obra de engenharia, impõe-se no solo uma variação no estado de tensão que acarreta em deformações, as quais dependem não só da carga aplicada, mas principalmente da compressibilidade do solo. As deformações sofridas podem ser:

- i. Elásticas: quando as deformações são proporcionais ao estado de tensões imposto. Para os solos que apresentam um comportamento elástico linear, a proporcionalidade entre as tensões (σ) e deformações (ϵ) é dada pela Lei de Hooke. As deformações elásticas estão associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a remoção do carregamento;
- ii. Plásticas: associadas a variações volumétricas permanentes sem a restituição do índice de vazios inicial do solo após o descarregamento;
- iii. Viscosas: também chamadas de fluência, são aquelas que evoluem com o tempo sob um estado de tensão constante.

Gerscovich (2012) apresenta também considerações sobre as deformações do maciço. O solo é um sistema trifásico composto de partículas sólidas, ar e água nos seus vazios. A magnitude do carregamento aplicado não é suficiente para deformar as partículas sólidas, porém as deformações ocorrem pela variação do volume de vazios, já que a água é considerada incompressível. Para casos com nível de tensão elevado, a deformação total do solo pode ser acrescida da variação de volume dos grãos. Importante ressaltar-se que ao projetar uma estrutura sobre solos compressíveis é recomendado prever as deformações e sua evolução com o tempo.

Devido a carregamentos gerados sobre uma espessa camada de solo compressível, podem ser produzidos recalques excessivos. Para fundações nesses maciços, é indicado que a cota de assentamento ultrapasse a camada de solo compressível, ou então que seja realizado um reforço na camada.

Considerando que a camada de solo compressível pode gerar ruptura de base ou ponta, Velloso e Lopes (2010) abordaram uma solução para resistência de ponta ou base apresentada por Terzaghi (1943). Velloso e Lopes (2010) discorrem que a ruptura do solo abaixo da base da estaca não acontece sem que haja deslocamento

de solo para os lados e para cima, como apresenta a Figura 2. Se o solo for mais compressível ao longo do comprimento da estaca do que abaixo da base, os deslocamentos gerados irão produzir tensões cisalhantes desprezíveis ao longo do comprimento. Assim, a tensão efetiva na profundidade da base pode ser considerada igual à sobrecarga decorrente do peso do maciço.

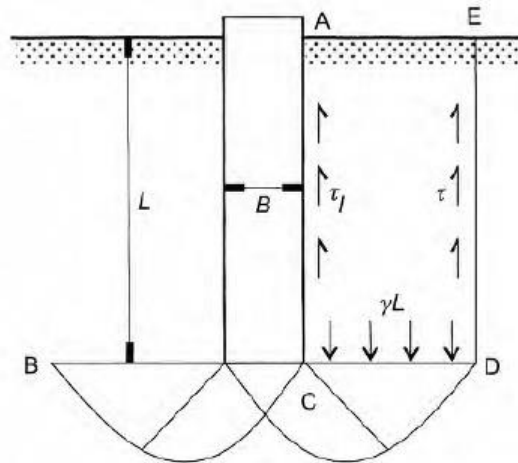


Figura 2 - Ruptura de Terzaghi (Velloso e Lopes, 2010).

Soares (2011) estudou o comportamento de uma estaca hélice contínua com a presença de camadas de solos argilosos, por meio da análise de prova de carga estática. A prova de carga foi conduzida até atingir recalques que permitissem a obtenção dos parâmetros de ruptura do elemento de fundação.

A camada de argila mole exerce grande influência sob as fundações do edifício, gerando um comportamento singular em algumas estacas, que será estudado neste trabalho.

A bibliografia técnica aborda estudos que apresentam camada de solo compressível em diferentes situações, seja como uma camada intermediária do maciço ou sob aterros, buscando, sobretudo, entender o comportamento do maciço e da fundação.

Com base na bibliografia existente, a Tabela 1 apresenta uma relação de casos com ocorrência de uma camada de solo compressível em fundação em estacas hélice contínua.

Tabela 1 – Alguns casos de ocorrência de camada de solo compressível em estacas hélice contínua.

Local	Referência	Profundidade da camada de argila mole (m)	Objeto de Estudo
Maceió - AL	Colatino <i>et.al</i> (2018)	1 a 9	Provas de carga estática e dinâmica.
UnB, Brasília - DF	Anjos (2004)	2 a 6	Avaliação da capacidade de suporte
Vitória - ES	Alledi (2013)	Camadas de areia entremeadas por camadas de argila mole de pequena espessura.	Cálculo da capacidade de carga
Campinas - SP	Uliam <i>et.al</i> (2013)	1 a 7	Estimativa da capacidade de carga
PRSE, Aracaju - SE	Dias <i>et.al</i> (2014)	2 a 4	Previsão da capacidade de carga
Belém - PA	Sampaio Junior (2013)	-	Análise do comportamento de prova de carga estática.
Curitiba - PR	Brandi (2014)	1 a 5	Comportamento carga x recalque; prova de carga estática instrumentada.
Vitória - ES	Alledi (2015)	6,5 a 7,5	Interpretação do atrito lateral determinado por instrumentação em profundidade; prova de carga lenta.
Sítio 11, Brasília - DF	Silva <i>et.al</i> (2015)	0 a 6	Transferência de carga de ponta e fuste; capacidade de carga e deformabilidade.

2.3. Interação Solo-Estaca

As provas de carga instrumentadas constituem uma forma de avaliar a capacidade de carga e o desempenho de um elemento de fundação. No estudo de Brandi (2011), instalaram-se *strain-gages* ao longo do fuste de uma estaca teste hélice contínua monitorada, para a avaliação da distribuição de carga ao longo da estaca, e, consequentemente, avaliar a interação solo-estaca. O objetivo de Brandi (2011) é otimizar o projeto geotécnico, avaliando a viabilidade da técnica da solução de fundação proposta, principalmente quanto ao comprimento efetivo da estaca, visto que de acordo com as investigações geotécnicas, há uma variabilidade dos níveis limites de suporte do solo. A solução proposta inicialmente foi a execução de estacas escavadas do tipo “raiz”, com a introdução da ponta em formação rochosa.

Brandi (2011) aborda provas de carga realizadas em estágios, até uma carga máxima, que não foi suficiente para definir a ruptura nítida da estaca, sendo necessária a utilização de critérios de ruptura para a definição da carga de ruptura. A execução da prova de carga instrumentada permitiu que fosse feita uma avaliação detalhada da distribuição da carga ao longo do fuste. Quando uma estaca é submetida a um carregamento compressivo, na presença de uma camada de solo compressível, é gerada uma resistência no maciço. Durante o ensaio, Brandi (2011) observou que os valores medidos foram superiores aos calculados pelo método de Decourt-Quaresma e admite-se que a carga de ruptura da estaca seja como indicam os métodos de Chin, Decourt e Fleming. O conhecimento mais preciso da interação solo-estaca permitiu que a solução da obra fosse trocada quase que integralmente de estacas raiz para estacas hélice contínua, que representou redução de custos e menor prazo de execução.

Andrade (2016) destaca uma abordagem da simulação numérica da interação solo-fundação feita por meio de elementos finitos, com malhas tridimensionais e leis constitutivas não lineares. Esta abordagem à modelagem da interação solo-fundação é realizada em programas como ABAQUS, FLAC3D e PLAXIS.

Antes de analisar a interação solo-estaca, destacam-se os três principais modelos de comportamento do solo:

i. Modelo de Winkler

Winkler (1867) afirma que as cargas aplicadas geram deslocamentos no ponto de aplicação da carga, desconsiderando o efeito do meio.

ii. Modelo do meio contínuo

Este modelo considera o efeito do meio contínuo, desprezado por Winkler, e prevê o deslocamento em pontos distintos ao ponto de aplicação de carga. Poulos e Davis (1968) consideraram o meio contínuo e utilizaram a solução de Mindlin (1936), que analisou o comportamento do semi espaço sujeito a cargas unitárias aplicadas em qualquer posição do seu domínio.

iii. Modelo de dois parâmetros

Este é um modelo definido através de duas constantes elásticas independentes, que pretende reduzir a descontinuidade do meio, proposto por Winkler.

Poulos & Davis (1968) estudaram o comportamento de uma estaca incompressível isolada, submetida à carga axial, em um meio semi-infinito isotrópico e homogêneo, além dos estudos relacionados à influência da flexibilidade da estaca, à rigidez, à influência do Coeficiente de Poisson, entre outros. Para os deslocamentos verticais em questão foi adotada a solução fundamental de Mindlin, onde as integrais foram resolvidas analiticamente ao longo da estaca. A solução fundamental de Mindlin é empregada para domínios semi-infinitos, homogêneos, isótropos e elástico-linear, submetidos à ação de uma carga unitária concentrada.

Mattes & Poulos (1969) propuseram analisar os deslocamentos verticais, considerando a compressibilidade da estaca, através do método das diferenças finitas.

Matos Filho (1999) estudou um modelo tanto para estacas isoladas quanto para um grupo de estacas que foi submetida a um carregamento vertical, um carregamento horizontal e momento em duas direções. Nesse caso, para modelar o maciço de solo utilizou-se a formulação de Mindlin, pelo método dos elementos de contorno (MEC). A análise da interação solo-estrutura por combinação entre o MEC e o MEF foi feita por Almeida (2003), que considerou o solo um meio estratificado com camada de cota indeslocável.

Poulos (1994) representou as estacas como molas e os coeficientes elásticos foram obtidos a partir de um programa para a análise da interação estaca-solo. De acordo com Poulos & Davis (1980) e os estudos com base nos métodos de análises para estacas isoladas em um meio elástico semi infinito, Christos Anagnostopoulos & Michael (1993), apresentaram uma investigação experimental de qualquer efeito do carregamento lateral sobre os deslocamentos axiais e tensões na estaca. Abordaram, também, a influência de cargas axiais sobre o deslocamento horizontal em solo argiloso. Utilizou-se a formulação do MEF considerando não linear para análise das estacas. O trabalho concluiu que a carga lateral da estaca aumentou o deslocamento axial e causou uma pequena redução nas tensões axiais próximas à superfície do terreno. A interação entre a resposta lateral e axial pode ser analisada pelo método dos elementos finitos, considerando a sua não-linearidade.

2.3.1. Transferência de Carga em Sistema Estaca-Solo

Velloso e Lopes (2010) abordam o mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo, para uma estaca isolada. A carga é aplicada na estaca e o solo

exerce uma reação sobre a estaca, compreendendo as tensões de cisalhamento no fuste e as tensões normais na base.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), as relações entre carga, atrito lateral e recalque para uma determinada profundidade (z), com base em Vesic (1977), são representadas por:

$$Q(z) = AE_p \frac{dw}{dz} \quad [2.1]$$

$$\tau(z) = -\frac{1}{U} \frac{dQ(z)}{dz} \quad [2.2]$$

$$w(z) = w - \frac{1}{AE_p} \int_0^z Q(z) dz \quad [2.3]$$

Onde Q (z) é a parcela da carga aplicada que chega à profundidade z, A é a área da seção transversal da estaca e Ep é o módulo de elasticidade da estaca.

A Figura 3 apresenta a interação solo-estaca, onde a carga de fuste Q_f corresponde à resultante da integração das tensões resistentes cisalhantes ao longo da área do fuste, e a carga de ponta Q_p à resultante da integração das tensões normais na área da base. Os diagramas (a) e (b) representam uma distribuição de carga e de atrito uniforme. O diagrama (c) representa o deslocamento da estaca sob efeito da carga aplicada, com os recalques do topo (w) e da base da estaca (w_p).

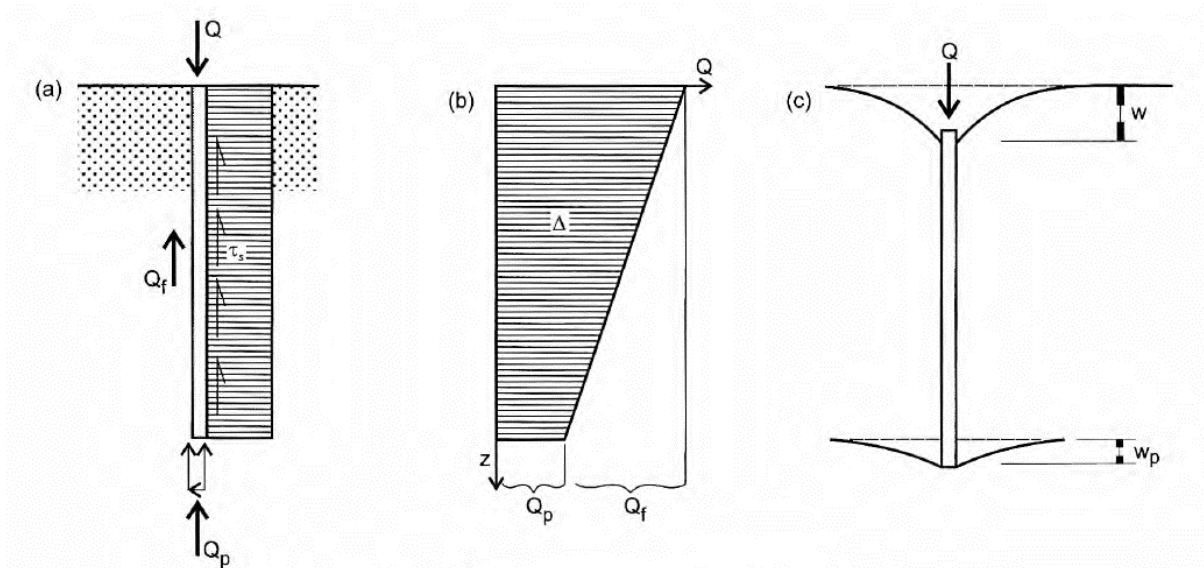


Figura 3 - Transferência de carga da estaca para o solo. (a) cargas e tensões na estaca (b) carga-profundidade (c) recalque (Velloso e Lopes, 2010).

Velloso e Lopes (2010) apresentam os diagramas de Vesic (1977), para diferentes casos de distribuição de atrito lateral e equivalentes diagramas para a distribuição de carga, conforme Figura 4.

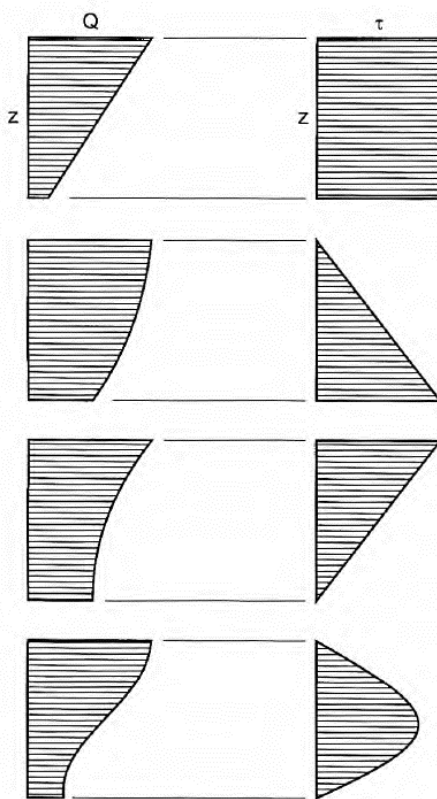


Figura 4 - Diagramas de atrito lateral e cargas correspondentes (Vesic, 1977 Apud Velloso e Lopes, 2010).

A Figura 5 abrange os principais aspectos observados em provas de carga instrumentadas, para a interação solo-estaca.

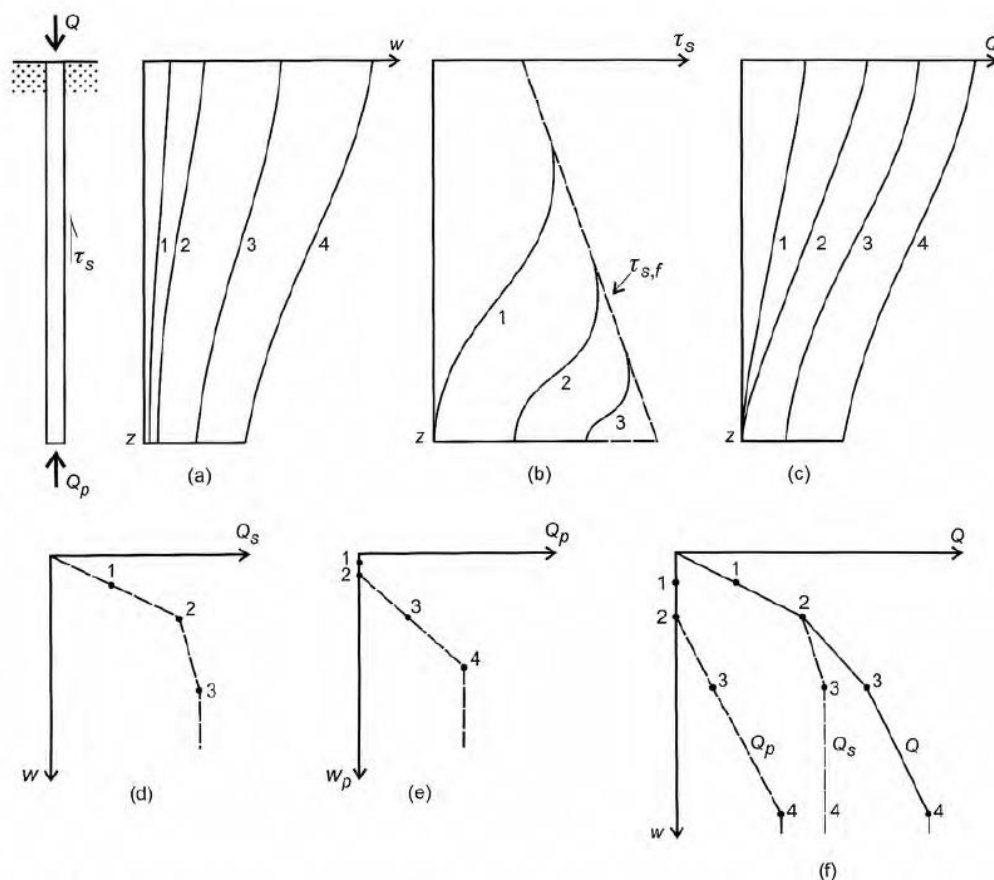


Figura 5 – Comportamento para uma estaca esbelta: (a) recalque; (b) atrito lateral; (c) carga vs profundidade; (d) carga-recalque do fuste; (e) carga-recalque da base; (f) carga-recalque do topo (Velloso e Lopes, 2010).

Para os quatro estágios de carga apresentados, o último estágio corresponde à carga de ruptura do solo. Velloso e Lopes (2010) destacam a capacidade da estaca encurtar elasticamente, já que nos primeiros estágios de carregamento somente o topo sofre o deslocamento. A Figura 6 (b) e (c) indicam os dois primeiros estágios de carregamento sendo absorvidos pelo atrito lateral. No terceiro estágio, a carga aplicada chega na base da estaca, mobilizando parte da resistência do solo disponível na ponta. A Figura 6 (d), (e) e (f) mostram a relação carga-recalque para a base, o fuste e o topo da estaca.

Segundo Alledi (2013) o ensaio de prova de carga é utilizado para verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação, quanto à ruptura e recalques. Os ensaios de prova de carga podem ser realizados em estacas na obra ou em estacas teste.

A prova de carga é um método de avaliação, sob carregamento, do comportamento do conjunto solo-fundação, influenciado pela modificação provocada no solo pela execução das fundações e pelas incertezas decorrentes das dificuldades executivas das fundações (Niyama; Aoki; Chamecki, 1998).

Milititsky (1991) apresenta que a prova de carga se faz necessária, visto que tem-se dificuldade para conhecer as propriedades do solo e o comportamento do conjunto solo-estaca, visando conhecer o real comportamento da estaca.

Para Velloso (1998), a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca. Niyama; Aoki; Chamecki (1998) relatam que as provas de carga destacam-se na engenharia de fundações, sendo cada vez mais utilizadas. Isso representa uma evolução na busca pelo conhecimento do comportamento dos solos e das fundações, devido à confiabilidade dos resultados sobre carga resistente e deformações dos solos ou do conjunto solo-estaca, visando segurança e economia nas obras.

Albuquerque et al. (2004), considera a utilização de provas de carga instrumentada a forma mais confiável para se analisar o comportamento da transferência de carga do sistema estaca-solo, da curva carga-recalque e do cálculo da carga de ruptura.

As provas de carga podem ser convencionais ou instrumentadas. Na prova de carga instrumentada, têm-se os instrumentos de medição de deslocamento no topo da estaca e os instrumentos de medição ao longo do fuste. Com a medição das deformações em diversos pontos é possível obter a transferência de carga em profundidade, a carga de ponta e a carga do atrito lateral em cada estágio. Assim, avaliam-se os métodos estáticos de estimativa de carga de ruptura para as regiões escolhidas, já que se compreende melhor o comportamento interação solo-estaca.

Segundo Alledi (2013) através das provas de carga também é possível auxiliar na validação do método utilizado para avaliar a curva carga-recalque, que contempla a fase de carregamento e descarregamento da estaca, mostrando as deformações elásticas e residuais sofridas. Para avaliar a interação solo-estaca é preciso conhecer as parcelas de carga transmitidas ao solo pelo fuste e pela ponta da estaca e isso confere à realização de provas de carga instrumentadas.

As provas de cargas instrumentadas podem ser realizadas utilizando transdutores de resistência variável – extensômetros elétricos de resistência (strain-gages), transdutores de cordas vibrantes ou telltales.

Alledi (2013) estudou provas de carga pelo procedimento de carga controlada, de forma lenta. A carga foi aplicada em estágios sucessivos, em valores não superiores a 20% da carga de trabalho, até a ruptura do sistema solo-estaca ou até se atingir a carga máxima considerando duas vezes a carga de trabalho.

A prova de carga pretende levar a fundação à níveis de carga que causem a ruptura do sistema estaca-solo, mas há algumas limitações, como manter a integridade da fundação submetida à prova de carga. Então, o elemento de fundação é ensaiado até um limite de carga estabelecido para manter a segurança do sistema. A carga de ruptura pode ser definida pelos critérios de ruptura aplicados à curva carga-recalque das provas de carga, conforme abordado por Alledi (2013).

De acordo com Alledi (2015) após a aplicação do carregamento à compressão, os deslocamentos verticais foram medidos e apesar da prova de carga ter sido conduzida a duas vezes a carga de trabalho da estaca, conforme recomenda a norma brasileira, o carregamento aplicado não permitiu à estaca um deslocamento que pudesse configurar a ocorrência da carga última do sistema solo-estaca. Assim, estimou-se a carga de ruptura por métodos empíricos. A estaca foi instrumentada em profundidade com extensômetros elétricos (strain-gages) e obtiveram-se as medidas das deformações ao longo do fuste, conforme Figura 6

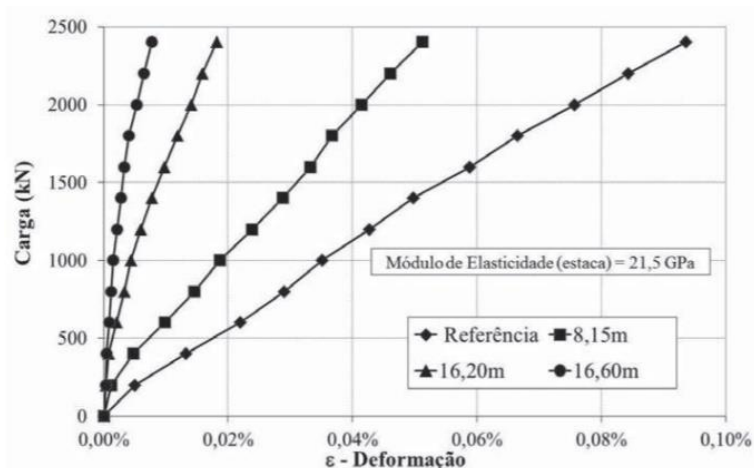


Figura 6 - Gráfico carga vs. deformação em cada nível instrumentado (Alledi, 2015).

Constatou-se que para os dois estágios finais de carregamento ocorre a tendência ao paralelismo dos segmentos de retas, indicando provável esgotamento do atrito lateral (Alledi, 2015).

2.3.1. Interação Solo-Estaca em Meio Estratificado

Após o carregamento da estaca e da transferência de carga para o maciço, ocorre a deformação do solo. Aoki e Lopes (1975) sugerem o procedimento de Steinbrenner (1934), que utiliza as equações de Mindlin (1936), considerando o solo estratificado com a existência de uma camada superficial indeslocável.

Segundo essa metodologia, as forças aplicadas nas estacas são discretizadas em um sistema estaticamente equivalente de forças pontuais, distribuídas de acordo com o diagrama de transferência de carregamento ao longo do fuste e na base da estaca, cujos efeitos são superpostos para determinação dos deslocamentos do solo, imediatamente abaixo da base da estaca (Mota, 2009).

Mota (2009) apresenta o procedimento de Steinbrenner (1934), abaixo.

Calcula-se o recalque r_i^∞ na profundidade “i” no nível entre a superfície e o indeslocável e o recalque r_h^∞ , na profundidade “h”, escolhida como nível indeslocável. Como neste nível o recalque é teoricamente nulo, qualquer recalque no nível “i” acima será obtido pela diferença entre os recalques dos dois níveis:

$$r_i = r_i^\infty - r_h^\infty \quad [2.4]$$

O procedimento de Steinbrenner (1934) pode ser generalizado para o caso em que existam várias camadas antes do horizonte indeslocável. Faz-se o cálculo de baixo para cima. Admite-se que todo o maciço, do indeslocável para cima, seja do mesmo material da camada 2. Em seguida, calcula-se o recalque no nível do indeslocável e, depois, no topo da camada 2. O recalque dessa camada será:

$$r_a = r_i^\infty - r_h^\infty \quad [2.5]$$

O procedimento é repetido trasladando-se o indeslocável para o topo da camada já calculada. Utilizando-se as características do solo imediatamente acima, calcula-se recalque, r_b . O recalque no nível de aplicação da carga será obtido pela superposição dos recalques das camadas, conforme mostrado na Figura 7. Chega-se, então, ao recalque total da base na camada “i”:

$$r_i = r_{si} - r_{pi} \quad [2.6]$$

onde: r_{si} é o recalque da base da estaca “i”, formado pela somatória de todos os recalques de n camadas abaixo do nível da base da estaca, calculados pelas equações de Mindlin (1936), com a consideração de Steinbrenner (1934); e a parcela r_{pi} , que corresponde a deformação elástica do fuste, calculada pela lei de Hooke, a partir do diagrama de esforço normal da estaca (Mota, 2009).

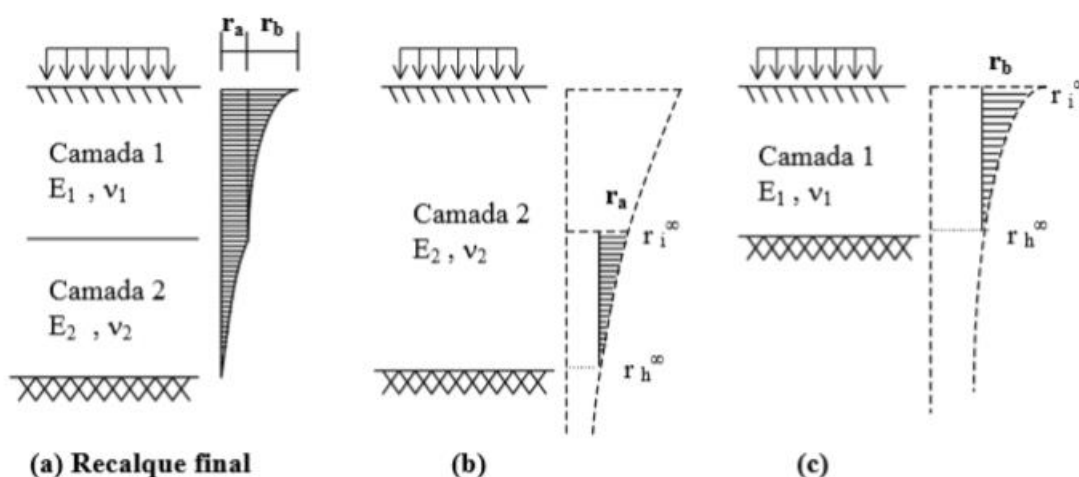


Figura 7 - Procedimento de Steinbrenner (1934) para solos estratificados (Iwamoto, 2000).

O diagrama de transferência de carga nas estacas pode ser determinado a partir do conhecimento da força aplicada na estaca. Segundo Décourt (1996) quanto mais rígida for a estaca e quanto maior for a rigidez do solo sob sua ponta, maior será a mobilização do atrito lateral.

Conforme destaca Fellenius (2012) e Alledi (2013) para as estacas mobilizarem a resistência lateral última, são requeridos pequenos movimentos entre a estaca e o solo. Nos ensaios onde são realizadas as provas de carga, em virtude da carga aplicada, observa-se um movimento no topo da estaca antes de qualquer movimento da ponta. Isso se justifica no que supõe que o movimento necessário para total mobilização da resistência lateral é independente do diâmetro da estaca.

Iai *et al.* (2006) avaliou, em um plano horizontal, o campo de deslocamento do solo nas proximidades da estaca, associado a um deslocamento global do solo ao redor da fundação. Constatou-se que, em condição seca, os vetores de deslocamento são direcionados para longe da frente da estaca e o deslocamento ao lado da estaca diminui rapidamente com o aumento da distância da interface solo-estaca. Em condições não drenadas, os vetores de deslocamento ao lado da estaca tendem a

formar vórtices, decorrente da geração de poropressão. Na interface solo-estaca, há uma concentração de deformação perpendicularmente ao deslocamento.

Iwamoto (2000) aborda que os mecanismos envolvidos na transferência de carga no sistema estaca-solo dependem da forma como a estaca é carregada, por esforço axial, lateral, de torção ou pela combinação destes. Iwamoto (2000) destaca que a transferência de carga de compressão se dá em duas etapas: ao longo do fuste da estaca, pelo deslocamento relativo entre a estaca e o solo, em função do carregamento, gerando tensões cisalhantes, e na ponta da estaca, onde existe uma tensão de contato com o solo.

2.3.2. Atrito Negativo nas Estacas

A execução de fundações profundas que atravessam uma camada de solo compressível pode ocasionar o fenômeno conhecido como atrito negativo.

Segundo Alonso (2012), pode ocorrer um acréscimo na carga axial da estaca decorrente do recalque da camada compressível, conforme Figura 8.

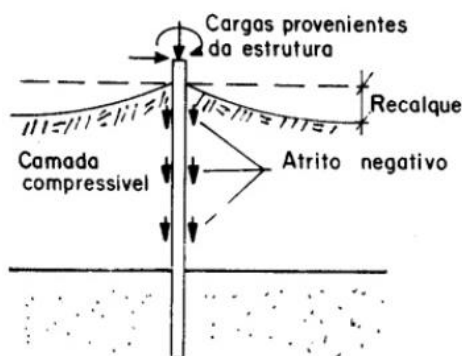


Figura 8 - Esforços adicionais na estaca devido ao atrito negativo (Alonso, 2012).

O recalque da camada compressível e, conseqüentemente, o atrito negativo, pode ser devido a várias causas, entre elas se destacam (Alonso, 2012):

- (i) Amolgamento (perda da resistência) da camada compressível provocado pela cravação das estacas;
- (ii) Recalque da camada compressível causado por uma sobrecarga devida ao lançamento de um aterro, ao estoque de materiais ou outra causa;
- (iii) Solos subadensados que recalcam por efeito do peso próprio.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) verifica-se que o atrito negativo decorre do adensamento de camadas de solo de baixa permeabilidade, sendo,

consequentemente, um fenômeno que se desenvolve ao longo do tempo, crescendo até atingir um valor máximo. O atrito negativo é um problema de recalque da fundação e não é capaz de levar uma estaca à ruptura devido à perda da capacidade de carga, pois a ruptura seria precedida de um recalque da estaca em relação ao solo que inverteria o sinal do atrito. No entanto, teoricamente, seria possível a ruptura estrutural da estaca.

O atrito negativo ocorre quando o recalque do solo em torno da estaca é maior que o da estaca; o atrito positivo ocorre quando o recalque do solo é menor que o da estaca. Haverá certa profundidade onde os recalques serão iguais, isto é, uma profundidade onde não haverá deslocamento relativo entre a estaca e o solo. Essa profundidade define o ponto neutro. Acima do ponto neutro tem-se o atrito negativo e abaixo, o atrito positivo.

Conforme abordado por Alonso (2012), o mecanismo do desenvolvimento de atrito negativo considerando uma sobrecarga se apresenta na Figura 9.

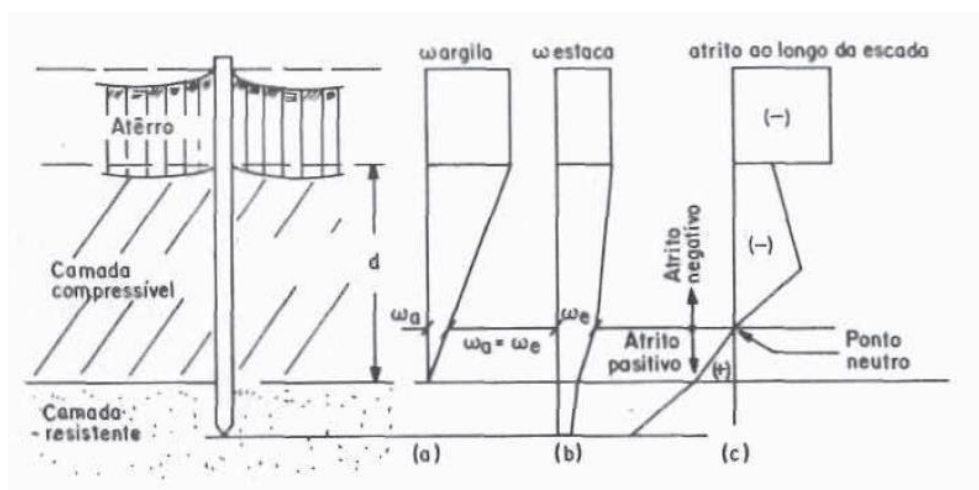


Figura 9 - Mecanismo do atrito negativo (Alonso, 2012).

Na camada compressível, o atrito negativo depende do deslocamento relativo entre a estaca e o solo compressível. Alonso (2012) apresenta uma situação hipotética com uma camada de solo indeformável abaixo da camada compressível, na qual a resistência será crescente ao longo da profundidade da estaca. As tensões mobilizadas pelo atrito negativo também serão crescentes, mas depois de uma determinada profundidade diminuirá, atingindo o valor zero no ponto neutro, onde o deslocamento relativo entre o solo e a estaca é nulo.

Ainda de acordo com Alonso (2012), na maioria das situações reais, a base da estaca não atinge uma camada de solo indeformável, ocorrendo o recalque na ponta. Por consequência desse recalque, o ponto neutro se desloca para cima, gerando atrito positivo em parte da camada compressível.

Para a estimativa do atrito negativo, Alonso (2012) apresenta uma equação relacionada ao perímetro da estaca (U), à espessura de solo e a adesão entre o solo e a estaca (r_s):

$$AN = U \Sigma \Delta l_s r_s \quad [2.7]$$

Onde Δl_s é o trecho de solo com r_s constante.

2.4. Análise Numérica de Problemas de Fundação em Meio Estratificado

Destacam-se as metodologias para análise do mecanismo de transferência de carga no sistema solo-estaca: métodos baseados na teoria da elasticidade, métodos numéricos e métodos experimentais. No presente trabalho, ressaltam-se os métodos numéricos.

2.4.1. Métodos Numéricos

De acordo com Santana (2008) os métodos numéricos constituem uma poderosa ferramenta na análise do comportamento tensão-deformação do sistema solo-estaca. Essa formulação permite a análise considerando a não-linearidade do comportamento do solo e sua heterogeneidade, além de estudar o comportamento de uma estaca isolada ou de um grupo de estacas como um todo, com a diferença de rigidez de cada elemento. Os métodos numéricos convencionais são formulados a partir de nós interligados por uma malha, que define uma relação de dependência.

Segundo Fonseca (2011), no Método das diferenças finitas, usa-se uma malha estruturada, onde é possível determinar os nós vizinhos de determinado nó, de forma sistemática. Essa malha não soluciona de forma adequada problemas com geometrias curvas ou retas e planos inclinados. No Método dos elementos finitos a malha, composta por nós, pode assumir diversas formas geométricas, sendo aplicável para soluções envolvendo geometrias com inclinações e discretização de curvas em um conjunto de segmentos ou planos.

A Figura 10 mostra uma comparação da discretização do domínio segundo uma malha regular (MDF) (a), que não obtém exatidão na fronteira do domínio e segundo uma malha não estruturada (MEF) (b), que é precisa com geometrias complexas.

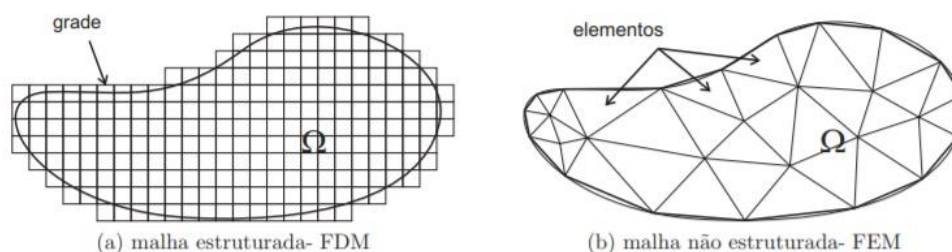


Figura 10 - (a) Malha do método das diferenças finitas. (b) Malha do método dos elementos finitos (Fonseca, 2011).

Freitas (2011) estudou a modelagem 3D por elementos finitos, que se mostra como uma importante ferramenta para a análise de interação solo-estaca-bloco, pela facilidade de simulação de diferentes condições de contorno, disponibilidade de eficientes modelos constitutivos e inclusão de novos elementos estruturais, dentre os quais os elementos de estacas, que permitem simular vários tipos de estacas sob diferentes hipóteses de distribuição da resistência lateral e da resistência de ponta. Na pesquisa feita por Freitas (2011) foi examinada a mobilização do atrito lateral, os deslocamentos da massa de solo e a influência nos recalques ao se carregar as estacas separadamente ou simultaneamente,

A análise realizada por Holko (2014) aborda uma comparação da curva carga vs. recalque e da transferência de carga ao longo do fuste entre modelos numéricos executados nos softwares Ansys e Plaxis 2D. Os resultados mostraram que ambos os softwares permitiram a modelagem de estacas em meio estratificado. No entanto, o Plaxis 2D apresentou uma curva carga vs. recalque com mais de 95% de acurácia quando comparada à prova de carga estática, enquanto o Ansys permitiu apenas obtenção de uma estimativa aproximada.

2.4.2. Modelos Constitutivos Numéricos

Ibanez (2003) aborda os principais grupos de modelos constitutivos baseados na teoria da elasticidade.

- Modelos Elásticos
 - Elástico Linear

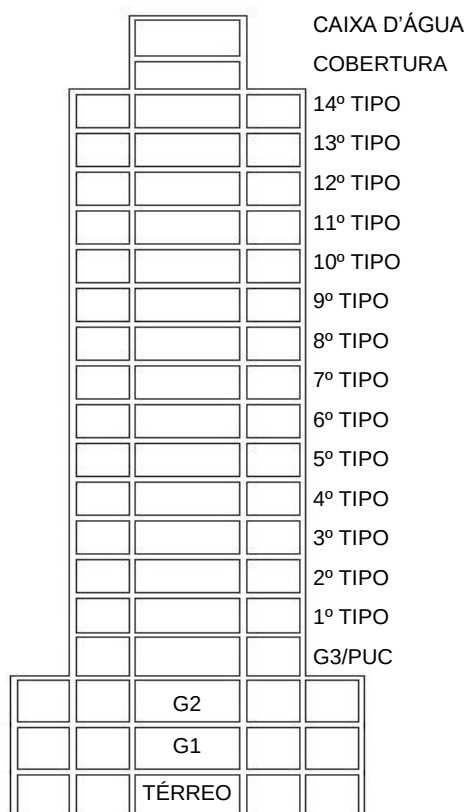
- Elástico Não-Linear
- Modelo Hiperelástico
- Modelo Hipoelástico
- Modelos Quase Lineares
 - Bi-linear
 - K-G
 - Hiperbólico
 - EC- k_0

De acordo com Ibanez (2003), os diferentes modelos citados tentam a modelar com certas limitações algumas das seguintes características das curvas tensão x deformação:

- I. O módulo de deformação volumétrica K aumenta quando se produz uma compressão volumétrica do solo;
- II. O módulo de cisalhamento G cresce com a compressão volumétrica, mas reduz significativamente com a distorção;
- III. A relação constitutiva deve satisfazer algum critério de ruptura (Mohr Coulomb, Drucker-Prager), onde no módulo de cisalhamento G deve apresentar um valor nulo ou muito pequeno;
- IV. Em descarregamentos, ocorre um abrupto incremento na rigidez do solo;
- V. Solos argilosos pré-adensados tem abrupta redução na sua rigidez depois de atingida a pressão de pré-adensamento;

3. CASO DE OBRA

O caso de obra analisado é um edifício de 19 pavimentos, com 196 unidades autônomas. A Figura 11 (a) apresenta o corte esquemático do edifício e a Figura 11 (b) o edifício já finalizado.



(a) Corte esquemático (Waked, 2017)

(b) Edifício do caso de estudo.

Figura 11 - Caso de obra analisado.

Destaca-se que para a análise são consideradas estacas inseridas em maciço com camada de solo compressível a cerca de 12 m de profundidade, com espessura de 2 m e índice de esbeltez relativa da estaca $L/d = 36$.

3.1. Investigação Geotécnica

Para reconhecimento e caracterização do perfil do solo local, foram executados oito furos de sondagem a percussão (SPT – *Standard Penetration Test*). A projeção do edifício com a locação das sondagens e das estacas analisadas é apresentada na Figura 12, juntamente com a seção utilizada para a realização do perfil geológico-geotécnico do solo. Os boletins de sondagens são apresentados no Anexo 1.

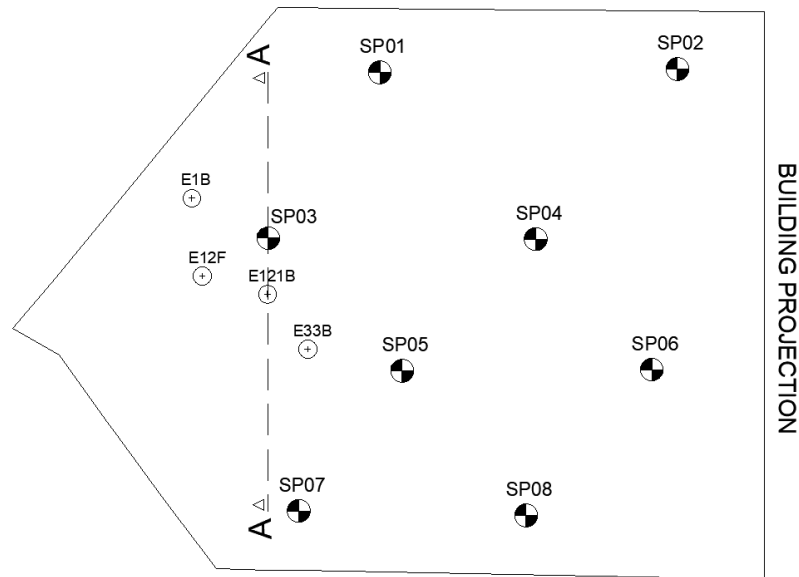


Figura 12 - Projeção do edifício com a localização das sondagens e das estacas a serem analisadas.

O perfil geológico-geotécnico em 3D foi gerado no software Geo5, pela interpolação linear dos dados dos boletins de sondagem, conforme Figura 13, sendo constituído por basicamente argila e areia, com uma camada de solo compressível na profundidade de 12 m a 15 m, exceto nas sondagens 7 e 8. A Figura 14 apresenta o perfil estratigráfico na seção mais próximas às estacas analisadas.

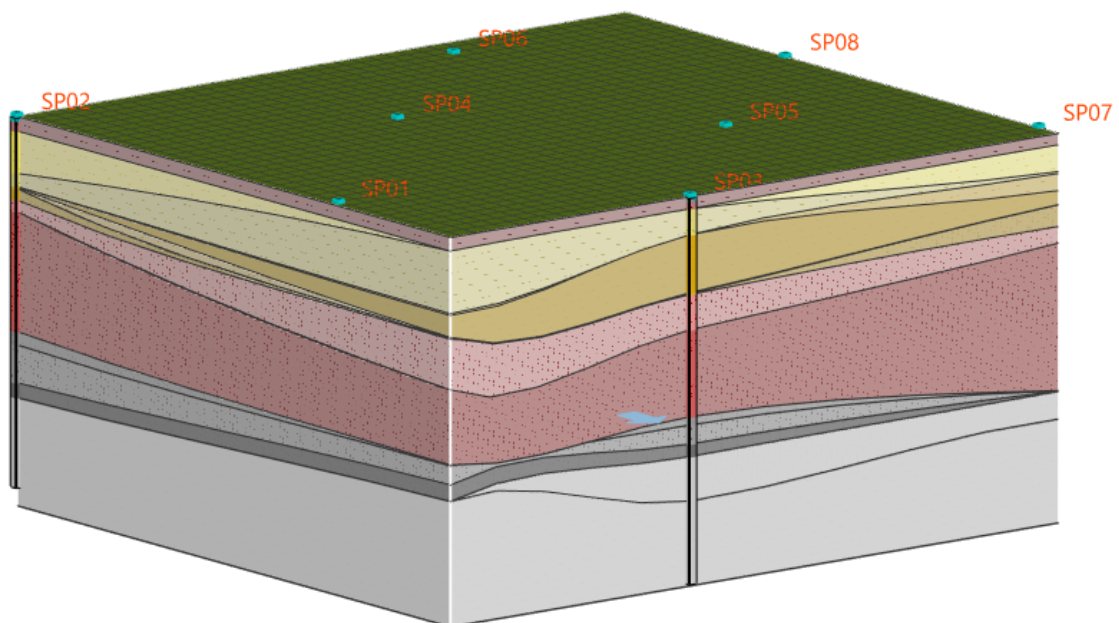


Figura 13 - Perfil estratigráfico gerado no software Geo5.

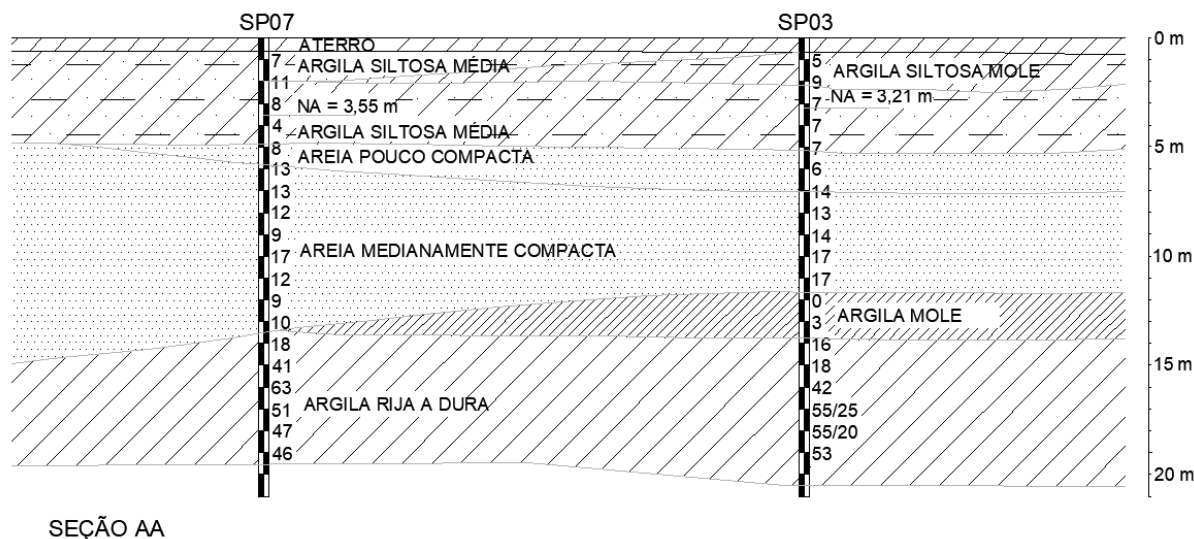


Figura 14 - Perfil estratigráfico do solo próximo às estacas monitoradas.

Para o caso de obra, optou-se por utilizar a fundação em estaca hélice contínua monitorada. O projeto contém um total de 46 estacas com diâmetro de 40 cm e 235 estacas com diâmetro de 50 cm, todas com 18 metros de comprimento.

3.2. Resultado da Instrumentação

Waked (2017) desenvolveu uma pesquisa objetivando a estimativa da interação solo-estaca, por métodos experimentais, visando a determinação do deslocamento e das deformações da estaca em relação ao maciço de fundação.

A pesquisa foi desenvolvida com o monitoramento de quatro estacas na obra, uma de centro, uma intermediária e duas de periferia, conforme mostra a Figura 15. Durante a instrumentação foi realizada a medição do recalque no topo da estaca, os deslocamentos de diferentes pontos da estaca em relação ao topo e a deformação específica em diferentes pontos da estaca.

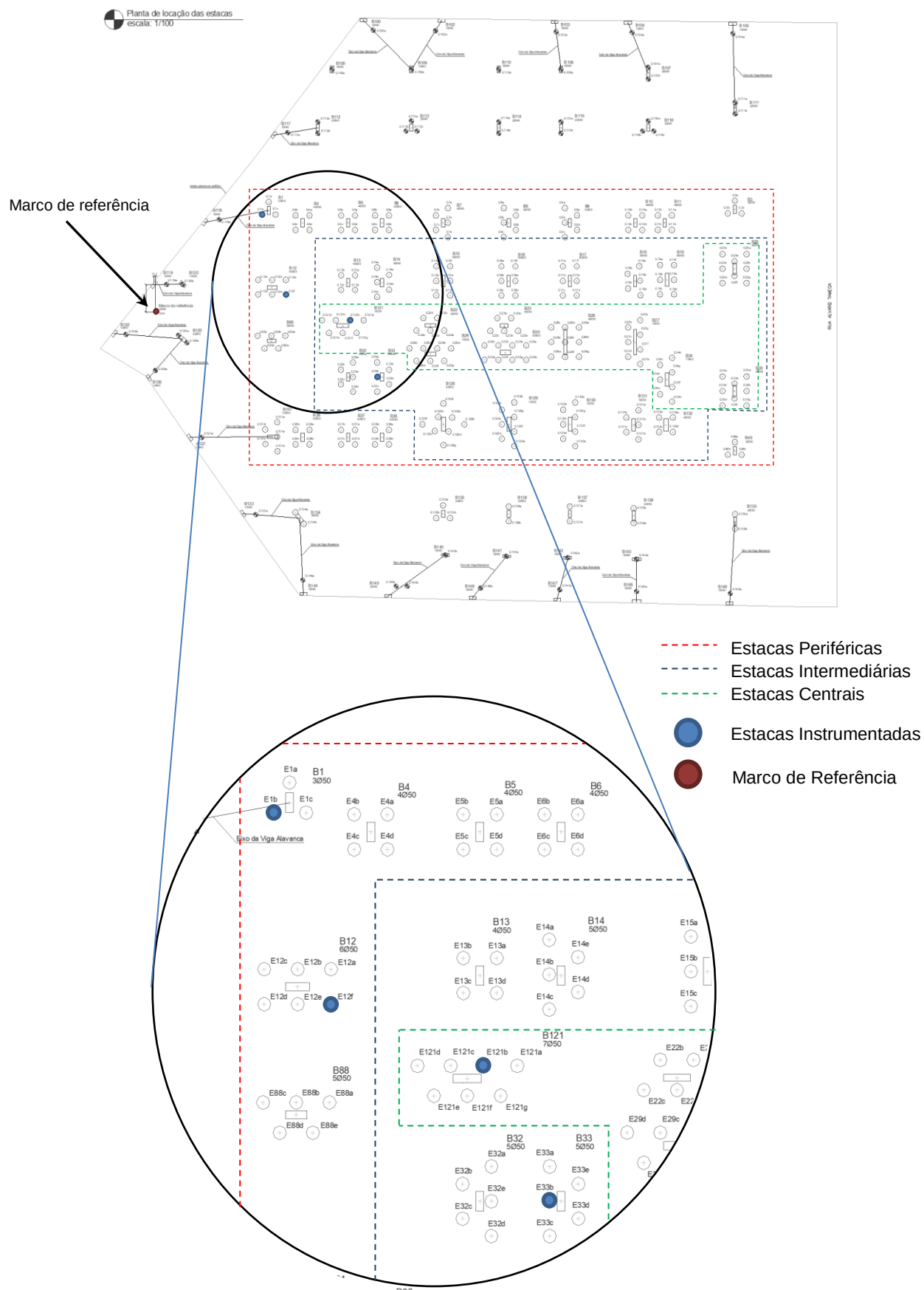


Figura 15 - Projeto de estaqueamento do edifício e estacas instrumentadas (Waked, 2017).

De acordo com Waked (2017) os resultados do monitoramento de recalques do caso de estudo fogem um pouco do que é encontrado na bibliografia técnica, no qual os pilares centrais recalcam mais que os periféricos (Gusmão e Gusmão Filho, 1994). Pelas medições, o pilar mais periférico teve o maior recalque, que pode ter sido causado por um maior recalque da camada de argila mole na periferia dos carregamentos. As outras três estacas tiveram o recalque estabilizado após o término dos carregamentos principais.

Waked (2017) destaca, também, que para a prova de carga dinâmica (PDA), os ensaios mostraram que o diâmetro da estaca não influencia significativamente na mobilização de atrito lateral unitário e observou-se o surgimento de mobilização de resistência na região da camada de argila mole durante os ensaios. Como o método de ensaio fornece um rápido carregamento e descarregamento, pode-se ocasionar-se a mobilização de resistência nessa camada de solo, sendo comum uma argila compressível apresentar alta resistência em ensaios não drenados.

Algumas estacas, submetidas a um alívio de tensão, apresentaram alongamentos em alguns trechos. Esse comportamento ocorreu, possivelmente, devido ao escoamento da camada de solo mole entre 12 m e 15 m de profundidade.

Waked (2017) aborda que ao fazer uma comparação dos resultados encontrados com a base teórica de Poulos & Davis (1980), a estaca intermediária e a estaca central apresentaram resultados de mobilização de carga de ponta em relação à carga total de mesma magnitude comparado à solução teórica utilizada. No entanto, as estacas periféricas apresentaram comportamento contrário ao esperado. Devido ao comportamento singular das estacas de periferia, faz-se necessária uma modelagem numérica do caso de obra, visando compreender melhor a interação solo-estaca, principalmente nas estacas em questão.

3.2.1. Deslocamento ao longo da estaca

Segundo Waked (2017) e de acordo com o comportamento observado em todo o monitoramento é recomendado que seja realizada uma análise de cada estaca instrumentada, para entender o comportamento de cada trecho entre os *telltales* instalados. O monitoramento com os *telltales* sugere mudanças de sentido dos deslocamentos relativos, com trechos comprimidos e trechos tracionados nas estacas. Dessa forma, é importante ressaltar o mecanismo de interação estaca-solo em cada trecho.

Waked (2017) relata que quando o ponto de ancoragem se deslocava em direção ao bloco de fundação, o respectivo extensômetro registrava uma variação negativa. O projeto de montagem dos *telltales* é apresentado na Figura 16.

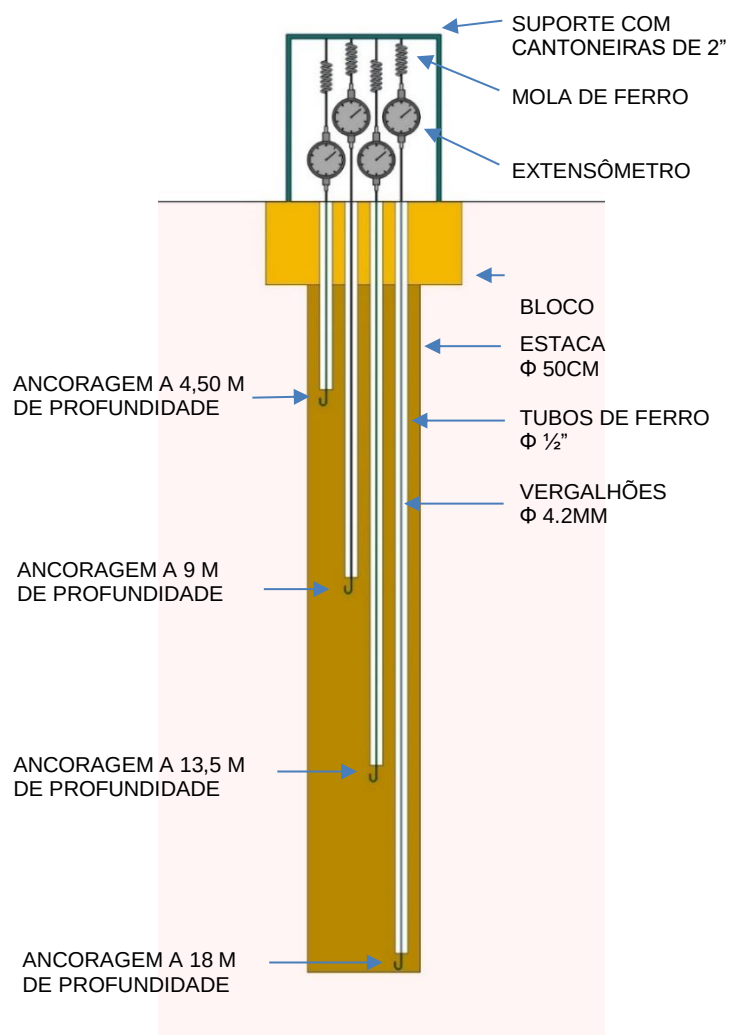


Figura 16 - Projeto de montagem dos *telltales* (Waked, 2017).

Por meio dos resultados dos *telltales*, as estacas 33B e 121B tiveram o comportamento de compressão esperado. No entanto, as estacas 12F e 1B tiveram o comportamento contrário, caracterizando o alongamento da estaca em alguns trechos. Esse comportamento ocorreu em 300 dias de monitoramento, até o término da laje de cobertura. As Figuras 17 a 20 apresentam os deslocamentos dos *telltales* nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B, respectivamente.

Considera-se que os deslocamentos negativos indicam que as seções instrumentadas se aproximam do topo do bloco, visto que ocorre o encurtamento da estaca com o carregamento crescente (sinal negativo). Quando a seção se afasta do topo do bloco, ocorre o alongamento da estaca (sinal positivo).



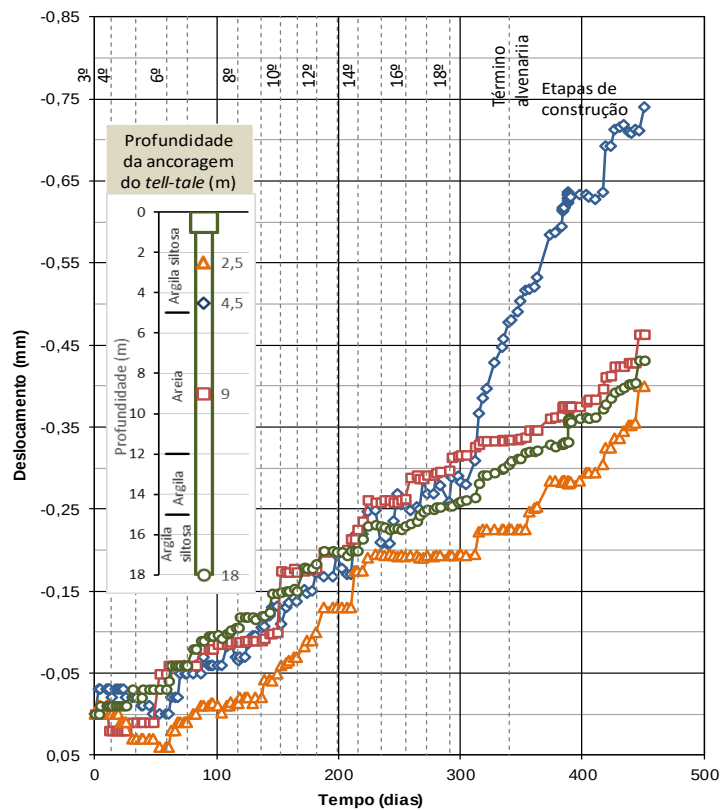


Figura 19 - Deslocamentos dos telltales da estaca E33B (Waked, 2017).

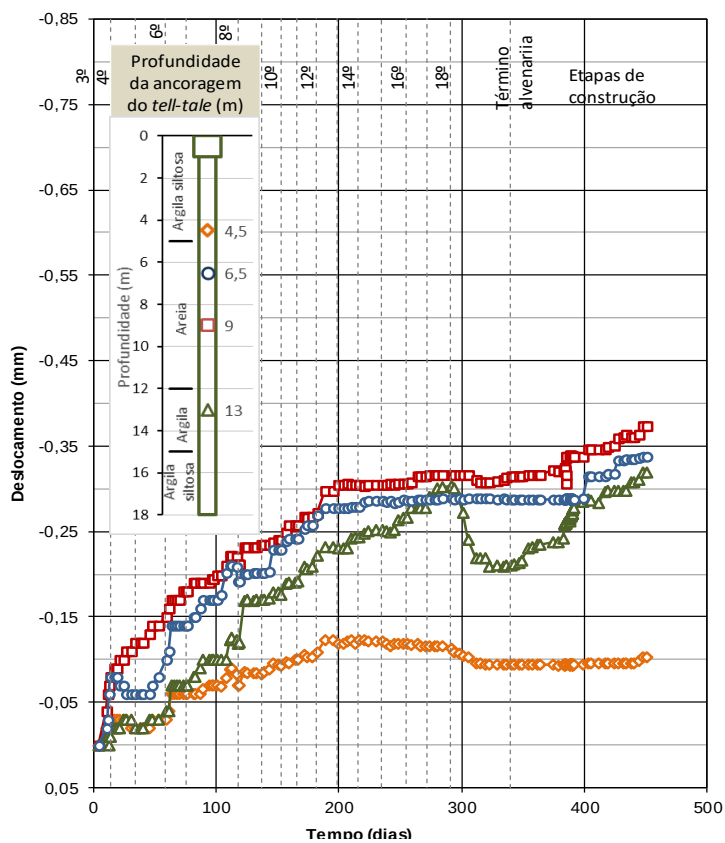


Figura 20 - Deslocamentos dos telltales da estaca E121B (Waked, 2017).

3.2.2. Estimativa do Carregamento nas Estacas

Para estimar a carga em cada estaca fez-se a divisão da carga do respectivo pilar pelo número de estacas correspondentes. As cargas utilizadas foram determinadas por pesquisa de doutorado em desenvolvimento no LECIV/UENF por Prellwitz (2016). Para o estudo, foram consideradas as cargas com a interação solo-estrutura (ISE), abordando a situação mais crítica, que compreende a carga do peso próprio da estrutura somado às cargas permanentes. Assim, foi possível estimar o carregamento ao longo do tempo de monitoramento das estacas, conforme mostra a Tabela 2 e a Figura 21.

Tabela 2 - Cargas permanentes nas estacas monitoradas.

Tempo de monitoramento (dias)	Carga (kN)			
	E33B	E121B	E12F	E1B
169	18,4	28,9	42,0	56,7
204	38,4	56,0	84,3	108,3
260	60,6	84,6	126,8	156,3
296	113,2	131,1	175,5	180,0
316	154,6	181,0	206,7	199,7
341	198,4	223,7	240,2	221,3
358	242,0	265,7	274,0	243,0
400	285,2	307,6	307,8	265,7
419	328,0	349,3	341,8	288,7
435	370,4	390,9	375,7	311,7
448	412,4	432,6	409,5	335,3
464	454,0	474,0	443,3	359,0
481	495,4	515,1	477,0	383,3
498	536,6	556,4	510,8	408,0
517	577,6	597,4	544,5	433,0
537	618,2	638,4	578,2	458,0
554	658,6	679,3	611,8	483,7
573	699,4	719,7	645,8	509,0
594	699,0	716,9	643,5	507,7
621	700,4	717,9	646,0	498,3

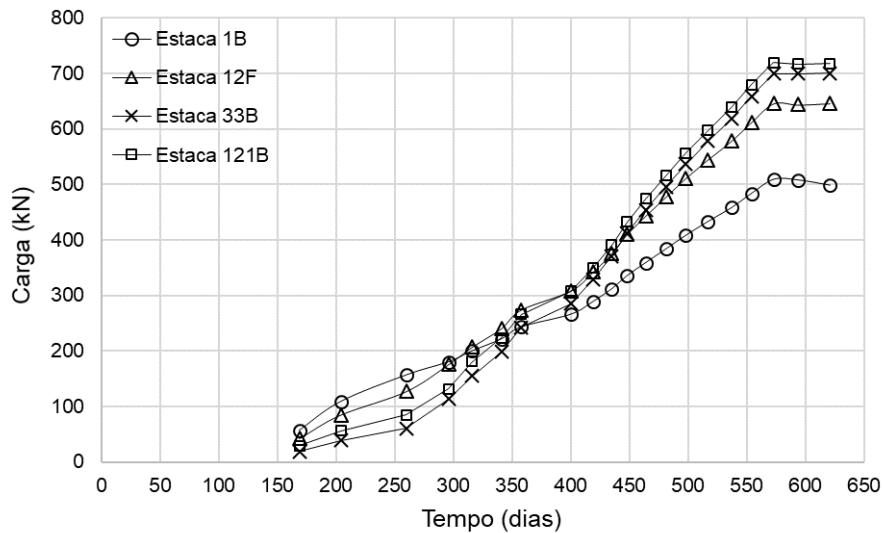


Figura 21 - Evolução do carregamento das estacas durante o tempo de monitoramento.

3.3. Análise dos resultados da instrumentação por Waked (2017)

A partir de Waked (2017) observou-se mudanças no sentido de deslocamentos relativos entre os *telltales*, sugerindo trechos com acréscimos e outros com decréscimos de tensão no fuste da estaca.

Waked (2017) aborda que considerando dois pontos consecutivos monitorados em uma estaca i e $i+1$, sendo i localizado acima de $i+1$, pode-se concluir dos deslocamentos w de cada ponto, sempre menores que o deslocamento do topo da estaca, que:

- Se $w_i = w_{i+1}$: não há acréscimo de tensão entre os pontos na estaca; na interface não há mobilização por atrito entre os pontos. Se a velocidade de deslocamento dos pontos é diferente de zero, no trecho superior da estaca, entre o topo e o primeiro ponto monitorado, haverá mobilização significativa por atrito lateral. Se a velocidade de deslocamento do topo é igual ao dos pontos, não haverá acréscimo de tensão mobilizada por atrito ao longo do tempo no trecho;
- Se $w_i > w_{i+1}$: há um alívio de tensão do ponto i para o ponto $i+1$ na estaca; na interface há a mobilização de tensão por atrito entre os pontos i e $i+1$.
- Se $w_i < w_{i+1}$: a situação só ocorre se o elemento estrutural desenvolveu um estado de tensão por compressão até um determinado momento e a partir de então há um relaxamento do elemento estrutural no trecho inferior (ponto $i+1$) por perda de suporte da região abaixo do ponto $i+1$; na interface a mobilização de atrito é insuficiente para resistir ao deslocamento do trecho inferior, ou seja, as tensões

internas no elemento estrutural, geradas pelo pré-carregamento, são superiores às tensões mobilizadas por atrito lateral (Waked, 2017).

3.3.1. Estaca 1B

Waked (2017) reporta que entre os dias 224 e 305, todos os *telltals* registraram deslocamentos descendentes, com destaque para os *telltals* de 9 m e 16 m de profundidade, com deslocamentos expressivos, atendendo a condição de $w_i < w_{i+1}$ para todos os trechos. Waked (2017) concluiu que esse comportamento é explicado, possivelmente, pelo atrito negativo gerado na camada de areia, não ocorrendo a mobilização do atrito lateral próximo a ponta, já que o *telltale* próximo a ponta apresenta deslocamento descendente. Isso condiciona à forte mobilização de atrito lateral nas camadas de areia acima e abaixo da camada de solo compressível. Após o dia 305 de monitoramento, todos os *telltals* registraram deslocamentos ascendentes.

3.3.2. Estaca 12F

De acordo com as observações de Waked (2017), um *telltale* da estaca 12F ficou ancorado a 2,7 m de profundidade, praticamente no fundo do bloco de fundação. O recalque nesse ponto corresponde, aproximadamente, ao recalque do pilar. Os *telltals* a 4,5 m e 18 m de profundidade registraram deslocamentos ascendentes, que se aproximaram do bloco e, em cerca dos 300 dias de monitoramento, deslocamentos descendentes. O *telltale* a 9 m de profundidade registrou deslocamentos descendentes excessivos, que se afastaram do bloco, atendendo a condição de $w_i < w_{i+1}$ para o trecho de 4,5 m a 9 m e a condição $w_i > w_{i+1}$ para o trecho de 9 m a 18 m. Waked (2017) concluiu que esse comportamento pode acontecer associado ao fato de ser uma estaca de periferia em conjunto com o possível relaxamento de tensões na camada de solo compressível. O escoamento da argila mole pode gerar alívio de tensões na camada de areia, acima da camada de argila, sugerindo o desenvolvimento de atrito negativo no trecho do *telltale* localizado em 9 m, que gera o alongamento da estaca.

Waked (2017) relata que a partir de 315 dias, período da conclusão do carregamento principal, os *telltals* a 4,5 m registram deslocamentos ascendentes ou praticamente nulos. Com o maciço sofrendo redução da velocidade de carregamento,

não haverá relaxamento de tensões na camada de solo compressível, voltando a mobilizar atrito positivo ao longo do fuste e na ponta da estaca.

3.3.3. Estaca 33B

Segundo Waked (2017), os *telltale*s dessa estaca apresentaram uma velocidade de deslocamento similar até os 300 dias, atendendo a condição $w_i = w_{i+1}$. Após os 300 dias, o *telltale* a 4,5 m de profundidade aumenta sua velocidade de deslocamento em relação aos demais. Esse comportamento pode ser explicado por uma alta mobilização de resistência por atrito lateral na porção superior do trecho de 2,5 m a 4,5 m, atendendo a condição de $w_i > w_{i+1}$, e um alívio de mobilização de resistência no trecho de 4,5 m a 9 m, atendendo a condição de $w_i < w_{i+1}$.

O comportamento relatado pode ser explicado por um possível relaxamento do maciço nas proximidades da camada de solo mole. Nesse caso, processos de adensamento ou escoamento horizontal podem estar desconfinando a base da camada de areia, gerando o relaxamento de tensões no trecho localizado entre 8 m e 12 m de profundidade (Waked, 2017).

3.3.4. Estaca 121B

Segundo Waked (2017) após os 190 dias de monitoramento, os *telltale*s de 4,5 m, 6,5 m e 9 m se estabilizam, não deslocando em relação ao topo da estaca. O *telltale* na profundidade de 13,5 m se desloca com velocidade quase constante até os 300 dias de monitoramento, onde ocorrem deslocamentos descendentes em relação ao topo da ordem de 0,1 mm. Esse comportamento pode ser justificável pela perda de suporte próximo a região da camada de solo mole, que localiza-se de 12 m a 15 m de profundidade, aproximadamente.

Dessa forma, Waked (2017) destaca que o processo de adensamento da camada de solo mole gera acomodação da base da camada de areia, aliviando tensões do maciço e reduzindo a mobilização de atrito lateral no trecho próximo do *telltale* a 13,5 m.

3.3.5. Análise das deformações e da mobilização de carga de ponta e fuste

De acordo com Waked (2017) as figuras 23 a 26 apresentam as variações dos deslocamentos dos *telltale*s e das deformações axiais específicas ao longo da

profundidade das estacas monitoradas. Cada linha exibe a evolução dos deslocamentos relativos ao longo da estaca em relação ao bloco nas fases de carregamento. Waked (2017) mediu a variação da deformação específica ao longo da estaca, conforme figura 22, determinada por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad [3.1]$$

$$\text{onde } \Delta l = desl_i - desl_{i+1} \quad [3.2]$$

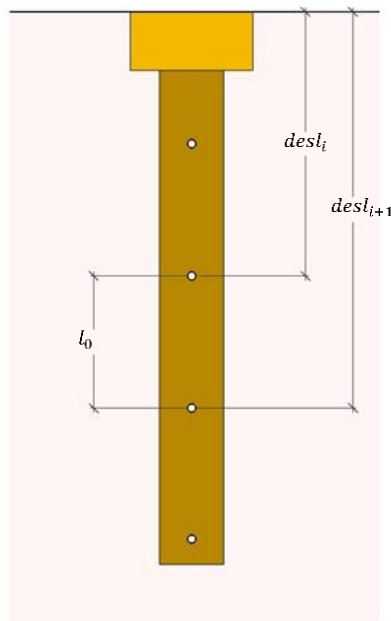
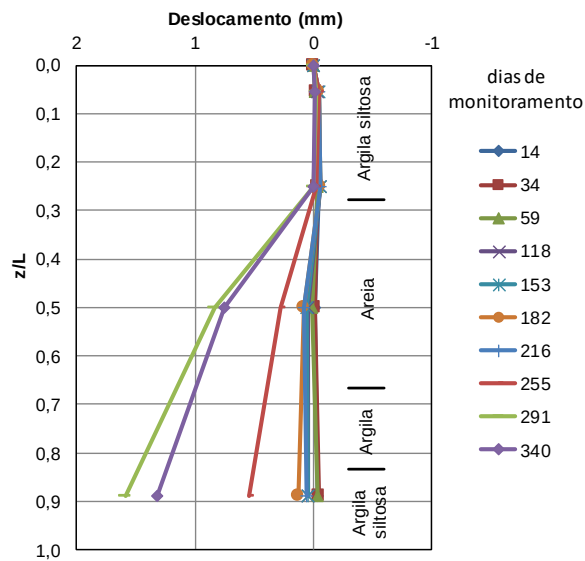
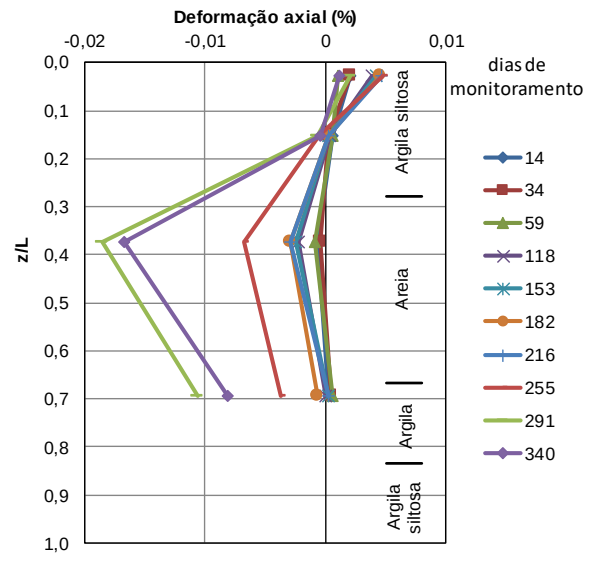


Figura 22 - determinação da deformação específica média da estaca (Waked, 2017).

As deformações totais específicas são maiores na região superior, onde há o maior carregamento, que se dissipa ao longo da profundidade da estaca, em consequência da mobilização de resistência por atrito lateral. Nas estacas 1B e 12F, há o desenvolvimento de tensões geradas por um alongamento dos telltales abaixo de 9 m de profundidade.

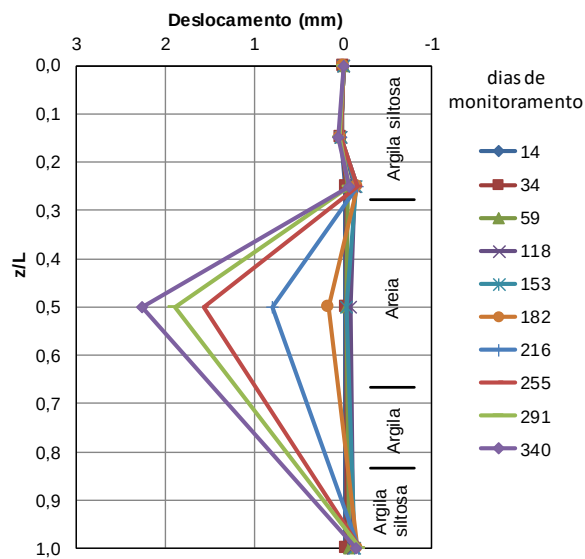


(a) Deslocamentos dos *telltales*

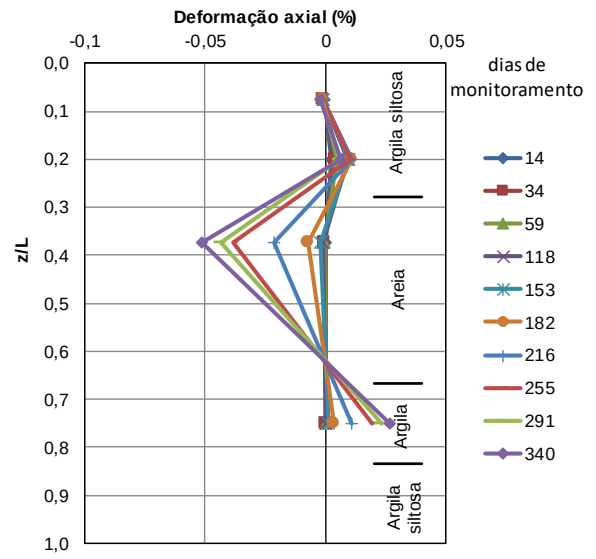


(b) Deformação axial específica

Figura 23 - Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E1B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

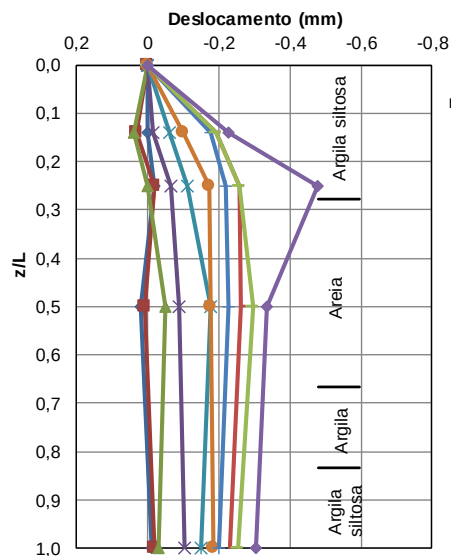


(a) Deslocamentos dos *telltales*

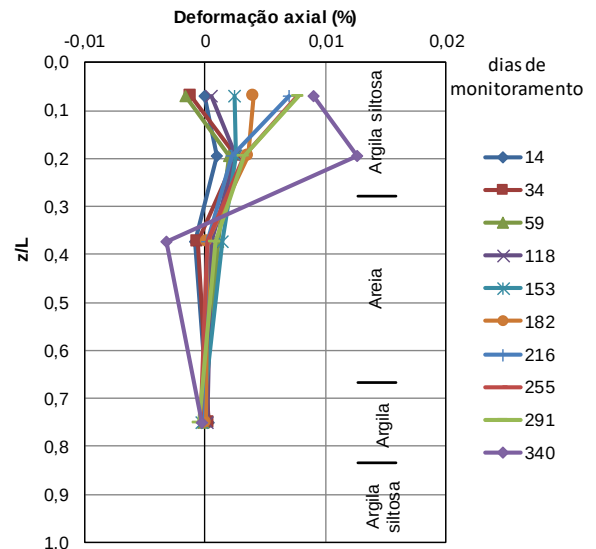


(b) Deformação axial específica

Figura 24 - Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E12F durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

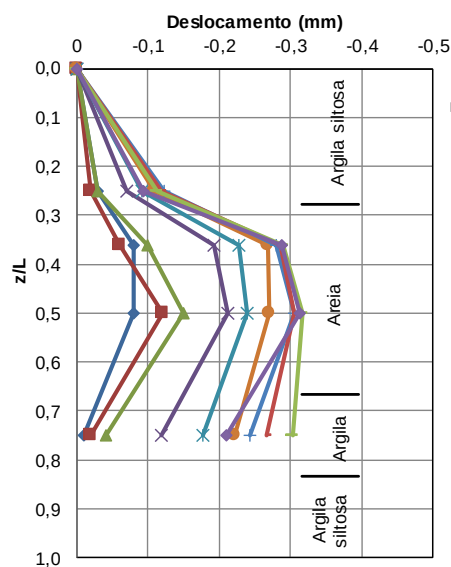


(a) Deslocamentos dos *telltales*

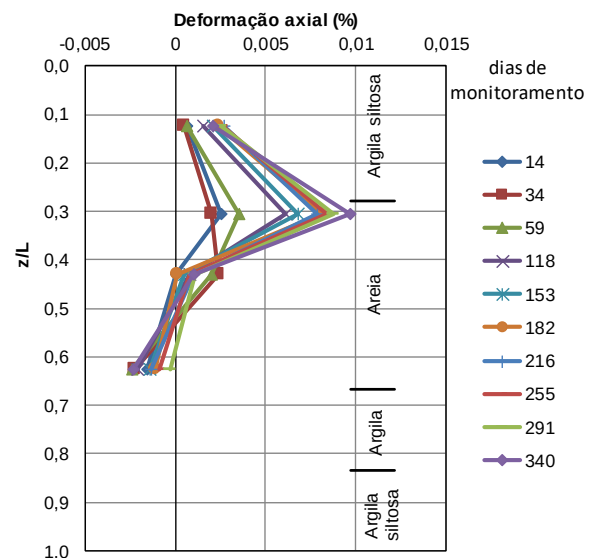


(b) Deformação axial específica

Figura 25 - Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E33B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).



(a) Deslocamentos dos *telltales*



(b) Deformação axial específica

Figura 26 - Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E121B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

A variação do recalque (w) normalizado pelo recalque máximo (w_{ult}) ao longo da profundidade das estacas, de Waked (2017), se apresenta nas figuras 27 a 30. Waked (2017) destaca que, de acordo com a instrumentação realizada, os recalques de todas as estacas analisadas são descendentes, gerando transferência de carga da estaca para o solo com mobilização de resistência por atrito lateral. De encontro, os trechos intermediários das estacas 1B e 12F, apresentam recalque total superior ao recalque

do topo da estaca, em razão do possível atrito negativo. Em relação aos deslocamentos totais, Waked (2017) conclui que não está havendo mobilização de resistência de ponta significativa comparada à resistência de fuste, onde w/w_{ult} se aproxima de 1 em maior profundidade.

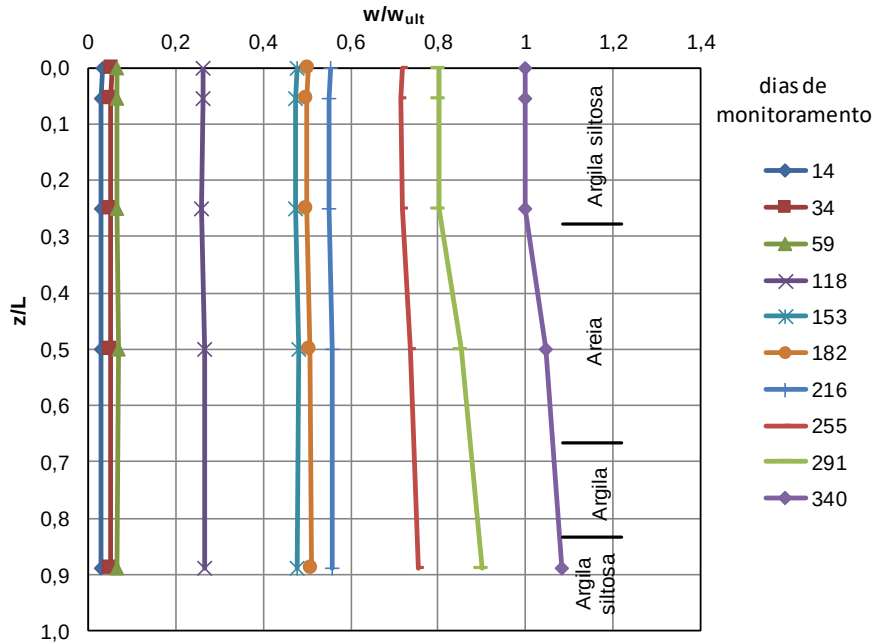


Figura 27 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E1B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

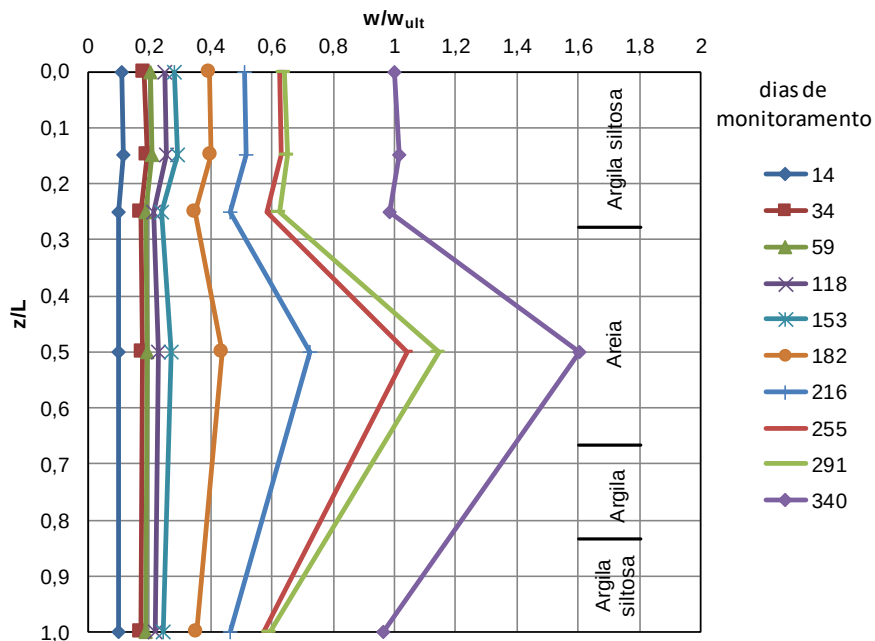


Figura 28 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E12F durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

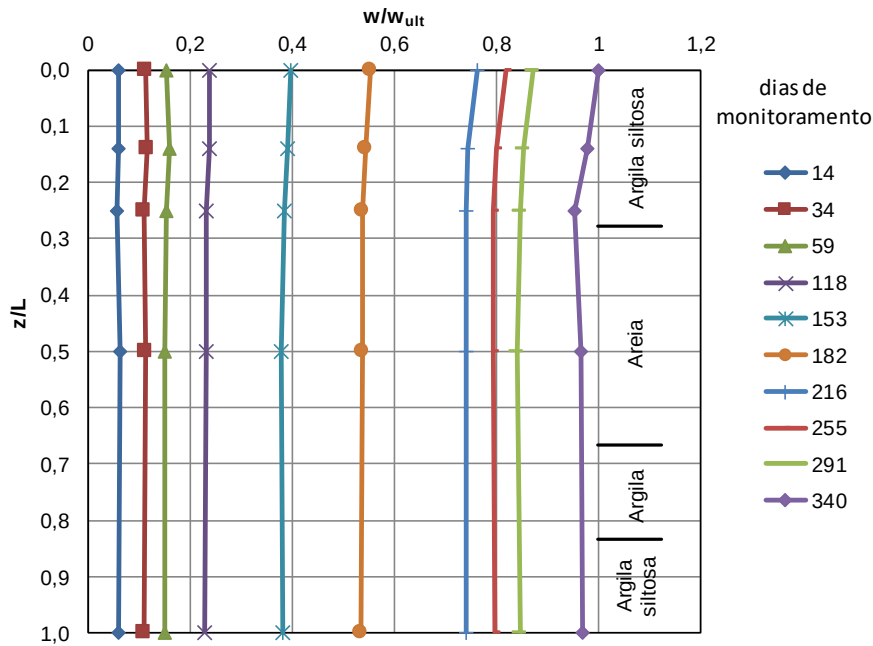


Figura 29 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E33B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

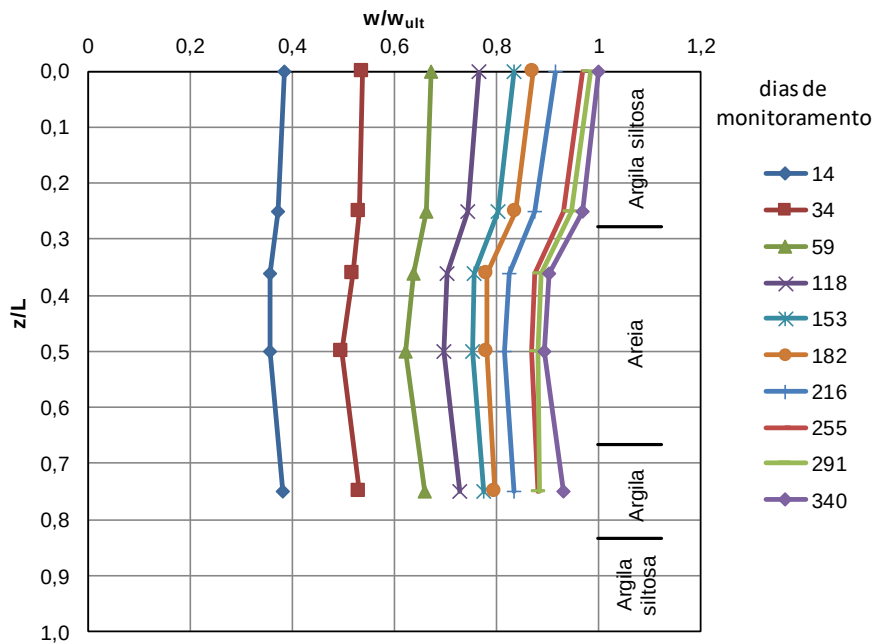
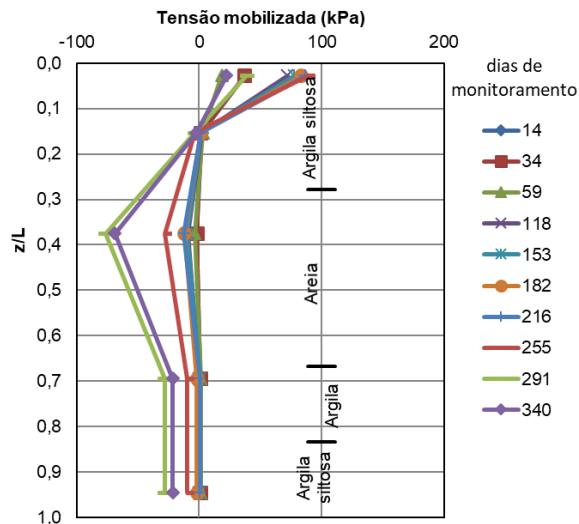


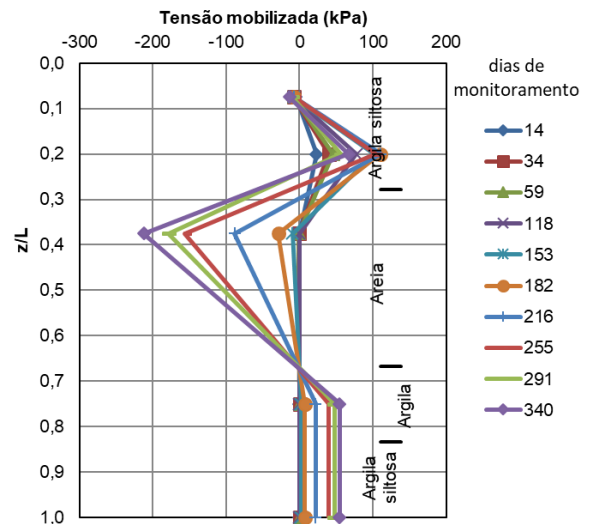
Figura 30 - Variação de w/w_{ult} vs. z/L da estaca E121B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

3.3.6. Análise da tensão mobilizada por atrito lateral

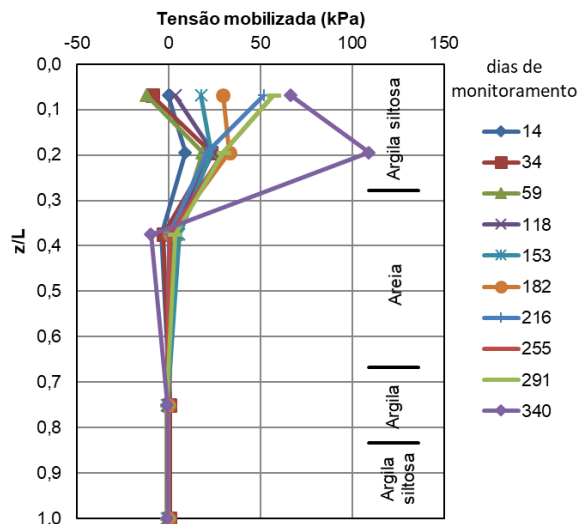
A Figura 31 apresenta a variação da tensão mobilizada por atrito lateral com a profundidade. Waked (2017) determina a tensão mobilizada por atrito lateral pela diferença da carga mobilizada no elemento estrutural entre dois pontos, dividida pela área lateral da estaca entre os pontos.



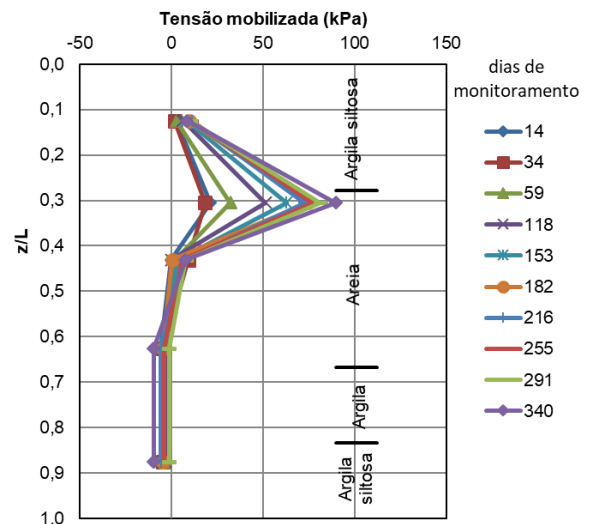
(a) Estaca 1B



(b) Estaca 12F



(c) Estaca 33B



(d) Estaca 121B

Figura 31 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral (τ) vs. z/L das estacas 1B, 12F, 33B e 121B durante o período de monitoramento (Waked, 2017).

Waked (2017) afirma que a partir dos resultados dos deslocamentos totais das estacas, considera-se que há mobilização de carga de ponta, sendo as estacas 33B e 121B com mobilização de carga de ponta em relação à carga total, da ordem de 40% durante o processo construtivo. Nas estacas 12F e 1B acontece o desenvolvimento de um comportamento similar ao atrito negativo, que gera, consequentemente, sobrecargas nessas estacas.

3.4. Considerações Finais

A partir das análises de Waked (2017) observou-se que duas estacas monitoradas (1B e 12F) apresentaram comportamento similar ao que se nota no atrito negativo, que estaria causando o desconfinamento da base da camada de areia e gerando sobrecarga nas estacas. As deformações horizontais da camada de solo mole podem gerar o alívio de tensões na camada de areia, sugerindo uma significativa mobilização de atrito lateral nas camadas de solo antes e após a camada de solo compressível.

Nas estacas 33B e 121B, apesar de apresentarem deslocamentos descendentes em todos os telltales, há um aumento na velocidade desses deslocamentos depois do dia 300 de monitoramento, podendo ser ocasionado também pelas deformações horizontais geradas na camada de solo compressível, sugerindo alívio de tensões na base da camada de areia medianamente compacta, imediatamente acima da camada compressível.

Todo o comportamento verificado será analisado por meio da modelagem numérica baseada no método dos elementos finitos.

4. METODOLOGIA

Os procedimentos para a realização desta pesquisa serão descritos considerando o caso de obra apresentado.

De acordo com os parâmetros geotécnicos do solo e os dados experimentais de transferência de carga de estacas hélice contínua monitorada em maciço sedimentar, com as deformações e os deslocamentos da fundação, proposto por Waked (2017), surge a necessidade de modelar numericamente o caso estudado, devido ao comportamento não convencional obtido na instrumentação realizada.

A análise da interação solo-estaca desse caso de obra tem início na análise de uma única estaca com a camada de solo compressível (Figura 32 a). Progressivamente, analisam-se as estacas acopladas no bloco em relação ao solo compressível e a interação entre as estacas (Figura 32 b). Uma análise mais completa aborda a interação entre os blocos de estacas, ou o efeito de grupo entre blocos, e entre as estacas com a camada de solo compressível (Figura 32 c). Existe, ainda, a análise realizada considerando, além dos grupos de estacas, a superestrutura, onde observa-se a interação solo-estrutura (Figura 32 d). Para dar continuidade de uma análise mais simples para uma análise mais elaborada, pode-se fazer um estudo 3D entre os blocos de estacas com a camada de solo compressível (Figura 32 e). Por fim, pode-se analisar a estrutura completa, considerando todos os itens anteriores, adicionando o restante da estrutura, onde se localiza a garagem e as estacas do limite da obra (Figura 32 f).

Na presente pesquisa será realizada a análise individual de quatro estacas (1B, 12F, 33B e 121B), compreendendo as estacas monitoradas de centro, intermediárias e de periferia. As demais análises serão realizadas em estudos posteriores.

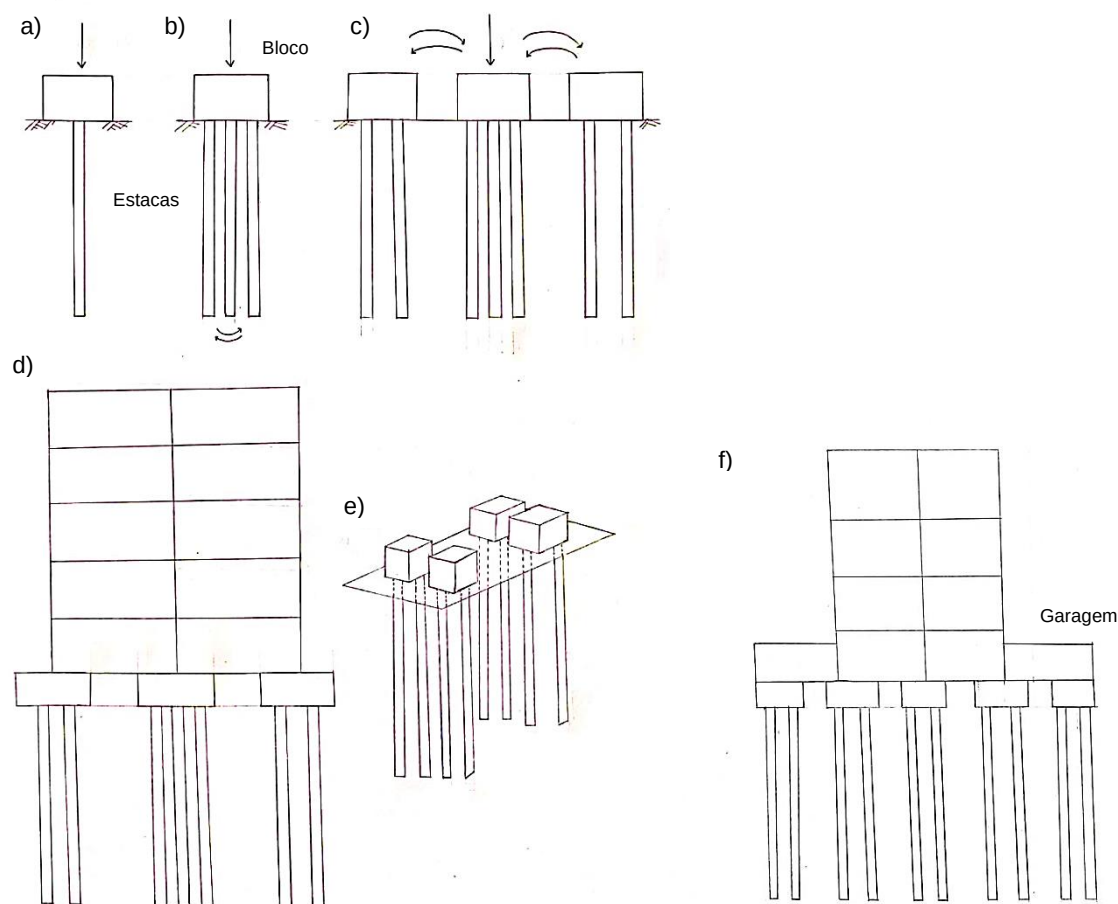


Figura 32 - Tipos de análises a serem realizadas.

4.1. Modelagem Numérica - Método dos Elementos Finitos

Diante do caso de obra, o trabalho apresentará a modelagem numérica pelo método dos elementos finitos (MEF), no software Plaxis 2D. Uma análise feita a partir do MEF representa uma análise matemática que faz a discretização do meio contínuo em elementos menores, conservando as propriedades originais.

As principais características do programa englobam: criação de malha de pontos triangular com tensões calculadas em cada elemento e deformações calculadas em cada nó; possibilidade de análise por comportamento drenado, não drenado ou não poroso dos materiais; por fase de carregamento, considerando o fator tempo; e possibilidade de adoção de diversos modelos constitutivos.

O programa foi desenvolvido para aplicação na resolução de problemas geotécnicos variados e sua estrutura computacional engloba a entrada de dados (Input), a geração de curvas na malha dos elementos finitos, o cálculo (Calculation) e a saída de resultados (Output).

Discretização do Meio

Para fazer a discretização do meio, em uma análise feita pelo MEF, o domínio é dividido em subdomínios com geometria simples, caracterizando os elementos finitos. Esses elementos são interligados por nós, formando uma malha. Cada elemento da modelagem possui uma geometria, que pode ser dada por meio das coordenadas dos nós, por funções polinomiais. Para uma análise bidimensional, os elementos podem ser triângulos, grupo de triângulos e quadriláteros, conforme a malha da Figura 35.

Entrada de Dados

Segundo Brinkgreve (2006), os dados de geometria, parâmetros dos materiais, modelo constitutivo e condições de contorno são inseridos no programa. A análise pode ser no estado plano de deformação ou axissimétrica. Para o estudo, adotou-se a análise axissimétrica, em que o problema apresenta um eixo de simetria axial.

A malha de rigidez é gerada automaticamente, com a geometria dividida em elementos triangulares. Esses elementos podem ser de seis ou quinze nós. Os elementos com seis nós representam as interpolações de segunda ordem para os deslocamentos. Já os elementos com quinze nós representam as interpolações de quarta ordem, envolvendo doze pontos de tensão. A escolha do tipo de malha depende de quão refinada é a necessidade do projeto, sendo que as malhas mais refinadas apresentam valores mais precisos. Para a presente pesquisa, será utilizada a malha de elementos de 15 nós. A Figura 33 aborda os elementos com seis e quinze nós e seus pontos de tensões.

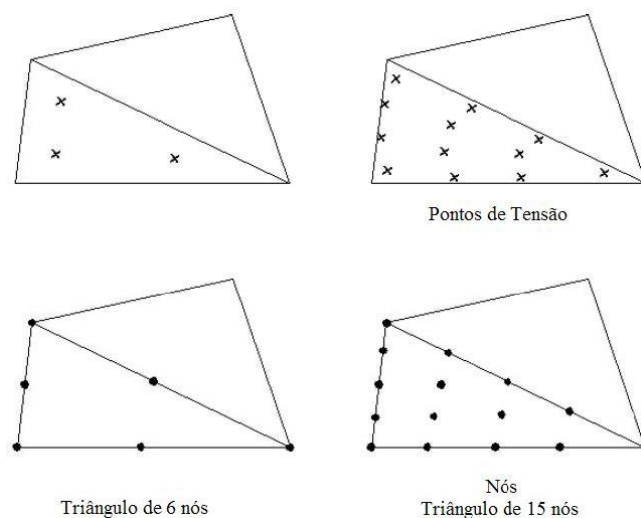


Figura 33 - Elementos com seis e quinze nós e os pontos de tensões (Brinkgreve, 2006).

O fator de redução de resistência da interface solo-estaca relaciona a resistência da interface (atrito e adesão) à resistência do solo (atrito e coesão), segundo as equações dadas por Brinkgreve (2006):

$$R_{inter} = \frac{c_{inter}}{c_{solo}} \leq 1 \quad [3.3]$$

$$R_{inter} = \frac{\tan\phi_{inter}}{\tan\phi_{solo}} \leq 1 \quad [3.4]$$

Onde:

c_{inter} é a adesão na interface; c_{solo} é a coesão do solo; ϕ_{inter} é o ângulo de atrito da interface; ϕ_{solo} é o ângulo de atrito do solo.

Para o contato solo-estaca foi gerada uma interface com R_{inter} (fator de redução de resistência da interface) igual a 1. A interface permite que o deslocamento do solo seja divergente do deslocamento da estaca. Interfaces com $R_{inter} = 1$ representam uma interface rugosa, resultando em uma menor transferência de carga da estaca para o solo em relação a superfícies pouco rugosas ou lisas. Como a estaca hélice contínua é moldada *in loco*, entende-se que o contato entre o solo e a estaca é uma superfície rugosa. A medida que a superfície de contato seja menos rugosa, menor deve ser o valor do fator R_{inter} .

Brinkgreeve e Shen (2011) apresentam valores sugeridos de fatores de redução de resistência da interface (Tabela 3).

Tabela 3 - Valores de R_{inter} sugeridos (Brinkgreeve and Shen, 2011).

Interface	R_{inter}
Interação areia/aço	≈ 0,6 - 0,7
Interação argila/aço	≈ 0,5
Interação areia/concreto	≈ 1,0 - 0,8
Interação argila/concreto	≈ 1,0 - 0,7
Interação solo/geogrelha	≈ 0,5

A matriz de rigidez é gerada a partir da definição das condições de contorno, sendo geralmente adotada a base e as laterais como indeslocáveis, na vertical e na horizontal.

Condições de Contorno

Para realizar a modelagem numérica no Plaxis 2D, foram estabelecidas as condições de contorno do modelo.

Segundo Santos (2007), para as dimensões do modelo, recomenda-se que o limite horizontal mínimo tenha 11 vezes o diâmetro da estaca, partindo do centro da mesma, e que o limite vertical tenha, no mínimo, 1,7 vezes o comprimento da estaca. As dimensões mínimas para o modelo geométrico são necessárias para obtenção de resultados numéricos confiáveis, evitando a influência das condições de fronteira.

A estaca presente na estrutura possui 18 m de comprimento e 0,5 m de diâmetro. O modelo numérico apresenta dimensão horizontal de 25 m e dimensão vertical de 35 m, valores acima dos recomendados por Santos (2007), para efeito de análise das tensões e deformações em toda a região.

A matriz de rigidez é gerada a partir da definição das condições de contorno. A Figura 34 apresenta a malha gerada para o modelo. Para a modelagem no Plaxis 2D, em relação à condição de fronteira para o fluxo de água subterrânea, o modelo se apresenta indeslocável na horizontal (X_{Min} e X_{Max}) e deslocável na vertical (Y_{Min} e Y_{Max}).

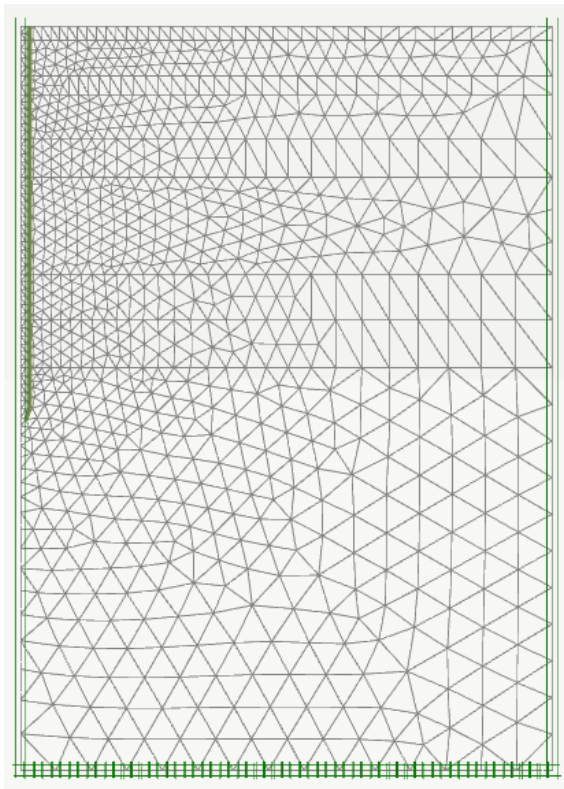


Figura 34 - Representação da malha gerada para o modelo numérico e das condições de fronteira (Plaxis 2D).

A matriz de rigidez é uma função de interpolação que possibilita relacionar o valor da variável nos nós de cada elemento da malha com suas propriedades. Isso gera uma matriz com sistema de equações que definem o elemento.

As cargas aplicadas ao modelo são convertidas em forças nodais de mesma magnitude, que possibilita obter uma relação de equilíbrio entre a matriz gerada, os deslocamentos dos nós e o vetor de força nos nós. Depois de gerada a matriz rigidez, os dados conhecidos das variáveis do problema na condição de contorno são adicionados ao modelo.

Cálculo

Para Brinkgreve (2006), os elementos finitos são calculados para obter análises plásticas, de adensamento e de determinação do fator de segurança. O processo de cálculo é dividido em etapas e possibilita, por exemplo, a simulação de carregamento e descarregamento em um elemento, considerando ou não o fator tempo.

Para o modelo, considerou-se inicialmente a análise como não drenada e, a partir do quinto estágio de carregamento, aos 316 dias de construção, a análise passa a ser drenada.

Modelos Constitutivos Aplicados na Modelagem Numérica

O Plaxis possui modelos constitutivos representativos do comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico. São eles: modelo elástico linear, modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb, modelo hiperbólico (*Hardening Soil*), modelo para solos moles (*Soft Soil*) e modelo para rochas (*Jointed Rock*).

Pela abordagem bibliográfica e pelos limitados parâmetros de solo conhecidos do caso de obra, considerou-se as seguintes especificações para o modelo:

- Camadas de areia (areia argilosa pouco compacta e areia argilosa medianamente compacta) e as camadas de argila (argila siltosa mole, média, rija e dura e argila mole, rija e dura): modelo de Mohr-Coulomb;
- Camada de argila compressível: modelo *Soft Soil*;
- Estaca de concreto: modelo Linear Elástico.

Os modelos constitutivos utilizados na modelagem numérica foram adotados com base no comportamento esperado para cada material. As características gerais de cada modelo são apresentadas a seguir.

Modelo Linear Elástico

O modelo constitutivo linear elástico baseia-se na Lei de Hooke, no qual o estado de tensão do material é função apenas do estado de deformação.

Os principais parâmetros a serem considerados no modelo são o peso específico (γ), o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Modelo de Mohr-Coulomb

Brinkgreve (2006) aborda que o modelo Mohr-Coulomb considera o solo como um material elastoplástico, cuja superfície de ruptura segue o critério de Mohr-Coulomb. O princípio da elastoplasticidade determina que as deformações e as razões de deformações são decompostas em duas fases, uma elástica e uma plástica. Na fase elástica, as deformações são reversíveis, o material recupera a sua forma, enquanto que na fase plástica, o material sofre deformações irreversíveis.

Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, ou seja, o material comporta-se como linear elástico até atingir a condição de ruptura, definida pela envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. A sua superfície de plastificação é fixa e os parâmetros necessários ao modelo são: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), pesos específicos (γ) e as permeabilidades (k) das camadas do solo.

De acordo com Brinkgreve (2006), Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Essa classificação se dá ao fato de que o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura e não existe endurecimento devido ao fluxo plástico, mantendo uma superfície de plastificação constante. A Figura 35 mostra a tensão x deformação para o modelo Mohr-Coulomb. O solo apresenta um comportamento linear-elástico até atingir a tensão de escoamento e depois se mantém constante com o incremento de deformações plásticas.

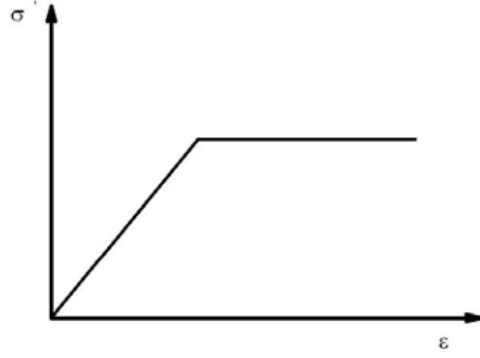


Figura 35 - Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb (Brinkgreve, 2006).

A superfície de plastificação é definida pela envoltória de ruptura, onde o mecanismo de deformação plástica depende do estado de tensão. A condição de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb. De fato, esta condição assegura que a lei de atrito de Coulomb é obedecida em qualquer plano dentro de um elemento do material. A condição de Mohr-Coulomb pode ser definida pelas seguintes funções formuladas em termos das tensões principais σ_1 , σ_2 , e σ_3 (Smith e Griffith, 1982), segundo Brinkgreve (2006):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad [3.5]$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\text{sen}\varphi - c \cos\varphi \leq 0$$

Segundo Brinkgreve (2006), os dois parâmetros plásticos que aparecem nas equações [3.5] são o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c), que representam um cone hexagonal (Figura 36).

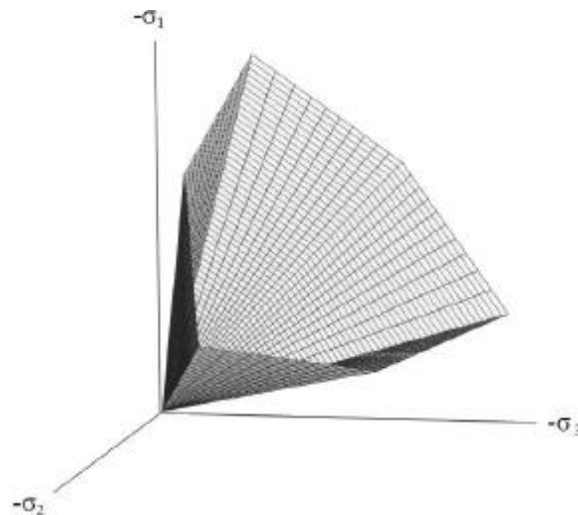


Figura 36 - Superfície de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais com $c = 0$, Brinkgreve (2006).

Modelo Soft Soil

O modelo constitutivo Soft Soil é adaptado do modelo de Cam-Clay, podendo a envoltória de ruptura ser definida por c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito).

Segundo o Manual Material Models (Plaxis 2019), algumas características do modelo Soft Soil compreendem: a rigidez dependente da tensão; a distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento; a tensão de pré-adensamento; a ruptura de acordo com critério de Mohr-Coulomb.

A tensão de pré-adensamento (p_p) representa o maior nível de tensão experimentado pelo solo e os parâmetros λ^* e k^* são os índices de compressão e recompressão modificados. Durante o descarregamento e o recarregamento, essa tensão de pré-adensamento permanece constante. No carregamento primário, no entanto, a tensão de pré-adensamento aumenta com o nível de tensão, gerando deformações volumétricas irreversíveis (deformações plásticas), conforme o Manual Material Models (Plaxis 2019). Assume-se que a expansão da superfície de plastificação está relacionada com a compressão normal do solo (Figura 37).

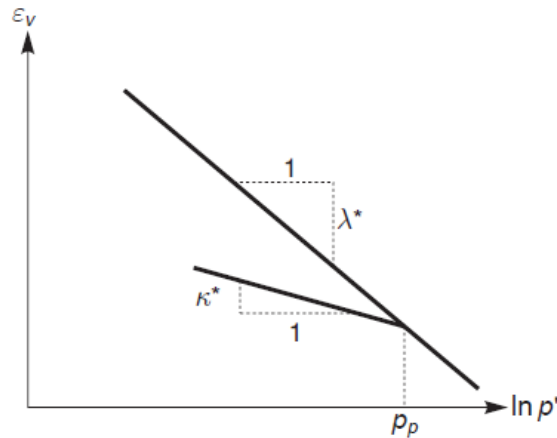


Figura 37 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média (Manual Material Models, Plaxis 2019).

Os parâmetros λ^* e k^* considerados no modelo são calculados pelas equações 4.1 e 4.2. Ainda são utilizados os parâmetros de resistência efetivos c' e ϕ'

$$\lambda^* = C_c / [2,3 * (1 + e_0)] \quad [4.1]$$

$$k^* = 2 * C_s / [2,3 * (1 + e_0)] \quad [4.2]$$

De acordo com o Manual Material Models (Plaxis 2019), os índices de compressão e recompressão modificados (λ^* e k^*) considerados no modelo tem relação com os índices de compressão e recompressão (C_c e C_s), internacionalmente reconhecidos, que podem ser adotados como parâmetros alternativos.

O modelo Soft Soil é aplicado para casos de estudos que incluem o adensamento do solo, onde o material é definido como solo mole, e necessita dos valores do Coeficiente de compressão (C_c) e do Coeficiente de expansão (C_s).

4.2. Definição das Cargas

Para a modelagem numérica axissimétrica no Plaxis 2D, as cargas de projeto inseridas no modelo devem ser divididas pela área da seção transversal da estaca, como apresentado na Tabela 4 e na Tabela 5.

Tabela 4 - Valores das cargas das estacas 1B e 12F utilizadas na modelagem.

Dados			Estaca 1B		Estaca 12F	
Datas	Tempo de construção (dias)	Área (m²)	Carga (kN) (Prellwitz, 2020)	Cargas (kN/m²)	Carga (kN) (Prellwitz, 2020)	Cargas (kN/m²)
5/11/2015	169	0,1963	56,67	288,60	42,00	213,90
10/12/2015	204		108,33	551,74	84,33	429,51
4/2/2016	260		156,33	796,20	126,83	645,96
11/3/2016	296		180,00	916,73	175,50	893,81
31/3/2016	316		199,67	1016,89	206,67	1052,54
25/4/2016	341		221,33	1127,24	240,17	1223,16
12/5/2016	358		243,00	1237,59	274,00	1395,47
23/6/2016	400		265,67	1353,03	307,83	1567,78
12/7/2016	419		288,67	1470,17	341,83	1740,94
28/7/2016	435		311,67	1587,31	375,67	1913,25
10/8/2016	448		335,33	1707,84	409,50	2085,57
26/8/2016	464		359,00	1828,37	443,33	2257,88
12/9/2016	481		383,33	1952,30	477,00	2429,34
29/9/2016	498		408,00	2077,93	510,83	2601,65
18/10/2016	517		433,00	2205,25	544,50	2773,12
7/11/2016	537		458,00	2332,57	578,17	2944,58
24/12/2016	554		483,67	2463,29	611,83	3116,04
13/12/2016	573		509,00	2592,32	645,83	3289,20
3/1/2017	594		507,67	2585,53	643,50	3277,32
30/1/2017	621		498,33	2537,99	646,00	3290,05

Tabela 5 - Valores das cargas das estacas 33B e 121B utilizadas na modelagem.

Dados			Estaca 33B		Estaca 121B	
Datas	Tempo de construção (dias)	Área (m²)	Carga (kN) (Prellwitz, 2020)	Cargas (kN/m²)	Carga (kN) (Prellwitz, 2020)	Cargas (kN/m²)
5/11/2015	169	0,1963	18,40	93,71	28,86	146,97
10/12/2015	204		38,40	195,57	56,00	285,21
4/2/2016	260		60,60	308,63	84,57	430,72
11/3/2016	296		113,20	576,52	131,14	667,91
31/3/2016	316		154,60	787,37	181,00	921,83
25/4/2016	341		198,40	1010,44	223,71	1139,37
12/5/2016	358		242,00	1232,50	265,71	1353,27
23/6/2016	400		285,20	1452,51	307,57	1566,45
12/7/2016	419		328,00	1670,49	349,29	1778,90
28/7/2016	435		370,40	1886,43	390,86	1990,62
10/8/2016	448		412,40	2100,34	432,57	2203,07
26/8/2016	464		454,00	2312,20	474,00	2414,06
12/9/2016	481		495,40	2523,05	515,14	2623,60
29/9/2016	498		536,60	2732,88	556,43	2833,87
18/10/2016	517		577,60	2941,69	597,43	3042,68
7/11/2016	537		618,20	3148,47	638,43	3251,49
24/12/2016	554		658,60	3354,22	679,29	3459,57
13/12/2016	573		699,40	3562,01	719,71	3665,47
3/1/2017	594		699,00	3559,98	716,86	3650,92
30/1/2017	621		700,40	3567,11	717,86	3656,02

4.3. Definição dos Parâmetros de Solo

Em um primeiro momento, para determinar os parâmetros de solo, foram analisados os boletins de sondagens SPT para compatibilizar as camadas de solo existentes em cada furo. A Tabela com os valores de N_{SPT} compatibilizados para cada camada se encontram no Apêndice 1.

Em seguida, foi realizado o cálculo do N_{SPT} médio, do limite inferior e do limite superior, por meio da distribuição de frequência em classes.

A distribuição de frequências em classes é apropriada para apresentar dados quantitativos contínuos ou discretos com um número elevado de possíveis valores (Medronho, 2003).

Primeiramente, os valores de N_{SPT} são divididos em classes. Cada classe é uma linha da distribuição de frequências. O menor valor da classe é chamado de limite inferior e o maior valor da classe é o limite superior. A verificação da forma da distribuição de frequência foi realizada segundo os métodos de Johson e Wichern (1988) e Snedecor e Cochran (1989). Dessa forma, obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores médios de N_{SPT} , limites inferiores e superiores.

Camada de solo	N_{SPT}		
	Limite superior	Limite inferior	Média
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, variegada.	Aterro	Aterro	Aterro
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8,39	5,94	7,17
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	5,06	4,19	4,63
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	2,00	2,00	2,00
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.	11,00	11,00	11,00
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8,37	6,43	7,40
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	2,00	2,00	2,00
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	4,71	2,49	3,60
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	4,00	4,00	4,00
Areia fina, média, grossa, argilosa, com mica, pouco compacta.	7,14	5,61	6,38
Areia fina, média, grossa, argilosa, com mica, variegada, med. compacta.	14,13	11,70	12,92
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, variegada, compacta.	19,00	19,00	19,00
Areia fina, média, grossa, argilosa, com mica, pouco compacta.	7,42	5,58	6,50
Areia fina, média, grossa, argilosa, com mica, variegada, med. compacta.	15,90	9,24	12,57
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	3,00	3,00	3,00
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.	2,00	2,00	2,00
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	4,19	2,48	3,33
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cinza claro, rija.	19,09	15,91	17,50
Argila siltosa, com areia fina, média, grossa, com mica, cinza claro, dura.	52,35	45,97	49,16

Em um segundo momento, os parâmetros de solo foram pré-estabelecidos, por correlação com os valores de N_{SPT} superior, N_{SPT} médio e N_{SPT} inferior de determinada camada de solo. Para cálculo, utilizou-se as considerações de Teixeira e Godoy (1996), Bowles (1996), Joppert (2007) e Marangon (2011), além da consideração do perfil geológico-geotécnico para cada estaca analisada.

A definição dos parâmetros deve ser realizada considerando, sempre que possível, correlações estabelecidas baseada na experiência local. As correlações estabelecidas por regiões com a formação do solo diferente do local estudado pode levar a distorções consideráveis.

Velloso e Lopes (2010) relatam que os parâmetros mais importantes são aqueles que determinam a resistência ao cisalhamento entre o solo e a estaca: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). O parâmetro de resistência ao cisalhamento é importante se ocorrer o deslizamento pleno ou parcial, E e ν são importantes quando o solo apresenta condições elásticas ou quase elásticas.

Ângulo de atrito (Φ)

A literatura apresenta algumas correlações com o N_{SPT} para cálculo do ângulo de atrito. A primeira é abordada por Bowles (1996), conforme Tabela 7.

Tabela 7 - Valores para Φ e D_r baseados nos valores de N_{SPT} (Bowles, 1996).

Empirical values for ϕ , D_r , and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r$ ($\pm 2^\circ$)]

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70} : fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ : fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet} , kN/m ³	11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m³ and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m³. No existing soil has a $D_r = 0.00$ nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

Uma segunda correlação foi apresentada por Teixeira (1996), que utiliza, para estimar os valores de Φ , a seguinte correlação com o N_{SPT} :

$$\Phi = \sqrt{20N} + 15^\circ \quad [4.3]$$

Onde N é o valor do N_{SPT} calculado.

Para o presente estudo foi considerada a correlação por Teixeira (1996).

Peso específico (γ)

Os valores do peso específico para cada camada de solo foram definidos de acordo com Godoy (1972), conforme as Tabelas 8 e 9.

Tabela 8 - Valores de Peso Específico baseados nos valores de N_{SPT} para solos argilosos (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 9 - Valores de Peso Específico baseados nos valores de N_{SPT} para solos arenosos (Godoy, 1972).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)		
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	17	19	20
9 - 18	Medianamente compacta	18	20	21
19 - 40	Compacta			
≥ 40	Muito compacta			

Coefficiente de Permeabilidade (k)

O Coeficiente de permeabilidade configura a velocidade de percolação de água no material. Para o modelo numérico, o coeficiente de permeabilidade pode ser encontrado com base nas estimativas feitas por Casagrande (1937). A Tabela 10 apresenta os intervalos da variação de k para solos típicos.

Tabela 10 – Intervalos de variação do coeficiente de permeabilidade correlacionados com o tipo de solo (Casagrande apud Souza, 2014).

10^2	10	10^{-2}	10^{-4}	10^{-6}	10^{-8}	cm/seg
PEDREGULHO		AREIA	AREIA MUITO FINAS E SILTES, MISTURA DE AMBOS E ARGILA		ARGILA	

Gerscovich (2011) apresenta um estudo também baseado em Casagrande (1937)

Tabela 11 – Coeficiente de Permeabilidade (Casagrande, 1937 apud Gerscovich, 2011).

Material	Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)
Rochas Maciças	$< 10^{-9}$
Argilas Sedimentares	10^{-7} a 10^{-8}
Solos Compactados (k_v)	10^{-6} a 10^{-7}
Siltes	10^{-6}
Solos Compactados (k_h)	10^{-4} a 10^{-6}
Areias Finas	10^{-3}
Areias Grossas	10^{-2}
Brita	$> 10^{-1}$

Módulo de Elasticidade (E)

O módulo de elasticidade infere diretamente nos valores das deformações do solo. A abordagem por Teixeira e Godoy (1996) apresenta a seguinte correlação com o N_{SPT} :

$$E = \alpha \cdot k \cdot N \quad [4.4]$$

Onde N equivale ao valor do N_{SPT60} .

Os valores de α e k são apresentados abaixo, nas Tabelas 12 e 13.

Tabela 12 – Coeficiente α (Teixeira e Godoy, 1996).

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 13 – Coeficiente k (Teixeira e Godoy, 1996).

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

Coesão (c)

Os valores de coesão utilizados para cada camada de solo são definidos por Joppert (2007), conforme Tabela 14. Para a modelagem das camadas de areia, utilizou-se um valor de coesão igual a 1 kPa.

Tabela 14 - Valores de coesão (Joppert, 2007).

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo de atrito efetivo	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	-
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	-
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	10000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Coeficiente de Poisson (ν)

Para a modelagem numérica, o Coeficiente de Poisson foi estabelecido considerando a correlação de Marongon (2012), conforme Tabela 15.

Tabela 15 - Valores do Coeficiente de Poisson correlacionados com o tipo de solo (Marongon, 2012).

Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não-saturada	0,1-0,3
Argila arenosa	0,2-0,3
Silte	0,3-0,35
Areia compacta	0,2-0,4
Areia grossa ($e = 0,4$ a $0,7$)	0,15
Areia fina ($e = 0,4$ a $0,7$)	0,25
Rocha (depende do tipo)	0,1-0,4
Concreto	0,15
Gelo	0,36

Coeficiente de Compressão (C_c) e Coeficiente de Expansão (C_s)

Para a camada de solo compressível utilizou-se o modelo numérico Soft Soil, que exige os parâmetros de solo C_c e C_s . Inicialmente, os valores destes parâmetros foram estabelecidos baseados em Almeida et.al (2008) e na relação C_s/C_c , para solos moles do Rio de Janeiro, que Póvoa (2018) apresenta com base na bibliografia existente, conforme Tabela 16. Almeida et.al (2008) aborda uma relação entre o Coeficiente de Compressão (C_c) e a umidade natural (w_n) para as argilas da Barra da Tijuca e do Recreio dos Bandeirantes, no Rio de Janeiro, conforme Figura 38.

Tabela 16 - Relação C_s/C_c para alguns solos moles do Rio de Janeiro (adaptado de Póvoa, 2018).

Local	Rio das Ostras	Juturnaíba	Botafogo	Caju
Referência	Lima (2012)	Coutinho (1986)	Lins & Lacerda (1980)	Cunha (1988)
C_s/C_c	0,09 - 0,14	$0,07 \pm 0,06$	0,19	0,21

Local	Sarapuí	Santa Cruz	SESC/SENAC	Guaratiba
Referência	Almeida e Marques (2002)	Campos (2006)	Almeida et.al (2001) e Crespo Neto (2004)	Lima & Campos (2014)
C_s/C_c	$0,15 \pm 0,02$	0,07 - 0,14	0,17 - 80	0,3

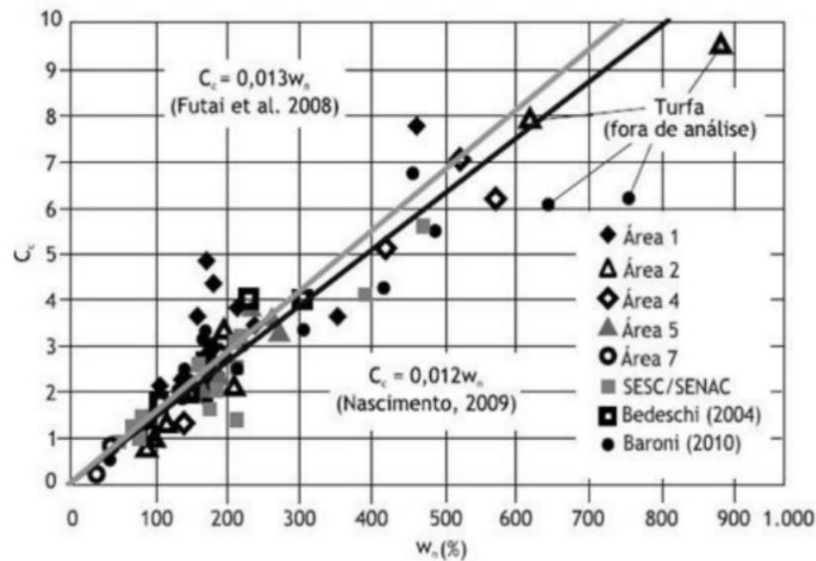


Figura 38 - Índice de compressão (C_c) x umidade natural (w_n) (Almeida, et.al. 2008 Apud Almeida e Marques, 2010).

Devido a limitação de ensaios para o caso de obra, onde foi realizado somente o SPT no local, e pela inexistência de estudos aprofundados para a camada de solo mole presente em maciços na região de Campos dos Goytacazes, os valores iniciais usado para C_c e C_s foram 1,2 e 0,1, respectivamente, dentro do que se espera pela bibliografia. Considera-se que estudos realizados em solos com a mesma natureza de formação, em depósito lacustre fluvial, seja o mais representativo para o solo do caso de estudo.

Os valores dos parâmetros inicialmente adotados ($C_c = 1,2$ e $C_s = 0,1$) segundo a bibliografia, não são representativos para o modelo. O maciço não está na condição de trabalho sob compressão unidimensional e busca um meio equivalente para reproduzir o comportamento verificado experimentalmente. Os valores de C_c e C_s foram aumentados gradativamente, na modelagem numérica, até o modelo apresentar maiores deformações acentuadas, que indiquem deformações horizontais acentuadas. Os acréscimos de tensões possuem componentes horizontais da ordem de 0,3 mm na interface solo-estaca na camada de solo compressível, se estendo para a base da camada de areia mais resistente, conforme apresentam as Figuras 39 e 40.

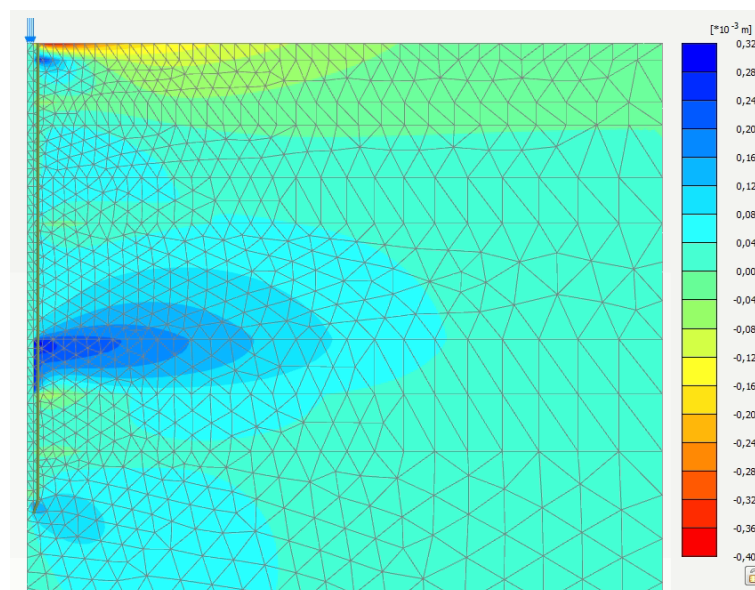


Figura 39 - Deslocamentos horizontais no último estágio de carregamento considerado (fase 20), com $C_c = 1,2$ e $C_s = 0,1$.

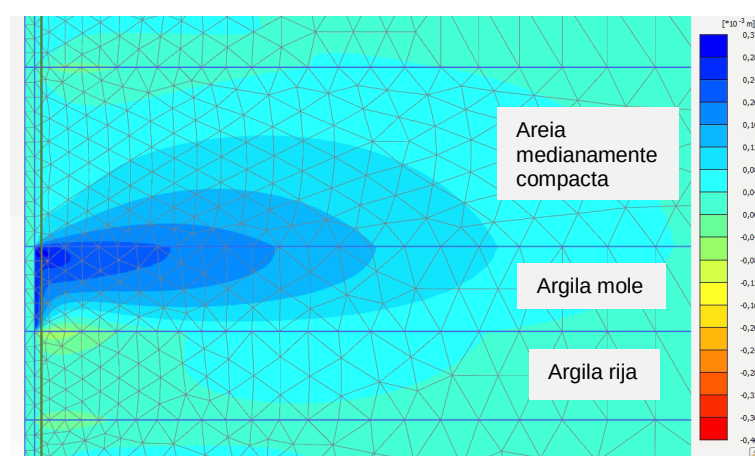


Figura 40 – Detalhe dos deslocamentos horizontais no último estágio de carregamento considerado (fase 20), com $C_c = 1,2$ e $C_s = 0,1$.

Sendo não representativo o comportamento do solo pelo modelo inicial, os valores de C_c e C_s foram aumentados para, respectivamente: 2 e 0,2; 4 e 0,3; 5 e 0,4, limitando o valor máximo de 5 para C_c , dentro da faixa de variação, com base em Almeida et.al (2008). A medida que se aumentam os valores de C_c e C_s no modelo numérico, maiores são os deslocamentos e deformações na camada de solo compressível. Uma melhor representação do comportamento do maciço com alta compressibilidade ocorre com a utilização dos parâmetros C_c e C_s de 5 e 0,4. A relação C_s/C_c apresenta o valor de 0,08. A Figura 41 apresenta os deslocamentos da estaca e do solo na interface para as variações dos parâmetros em questão para a estaca

12F, ao longo da profundidade. Os deslocamentos horizontais se estendem para a base da camada de areia, diminuindo gradativamente, conforme a Figura 42.

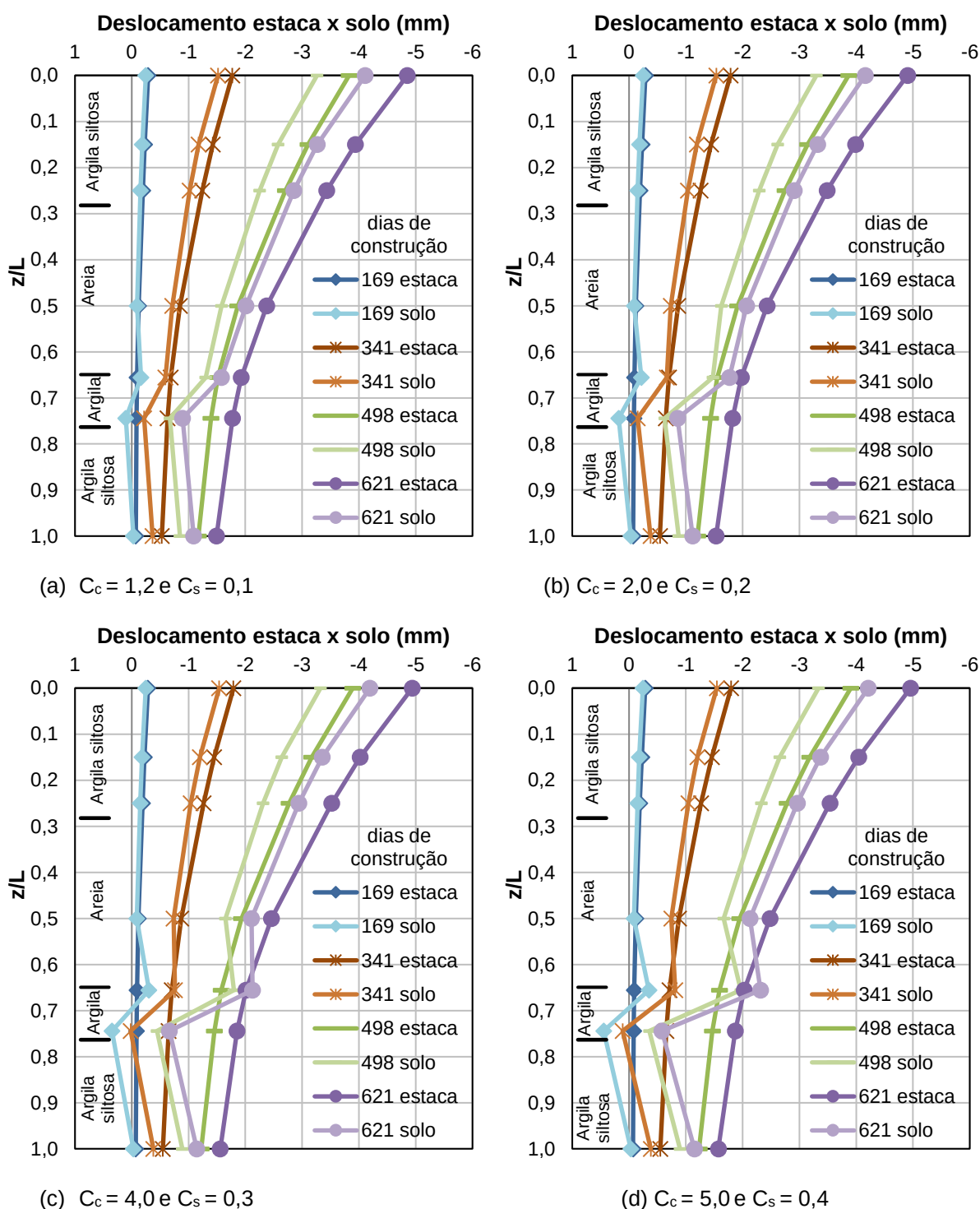


Figura 41 - Deslocamentos verticais ao longo da profundidade da estaca 12F para as variações de C_c e C_s .

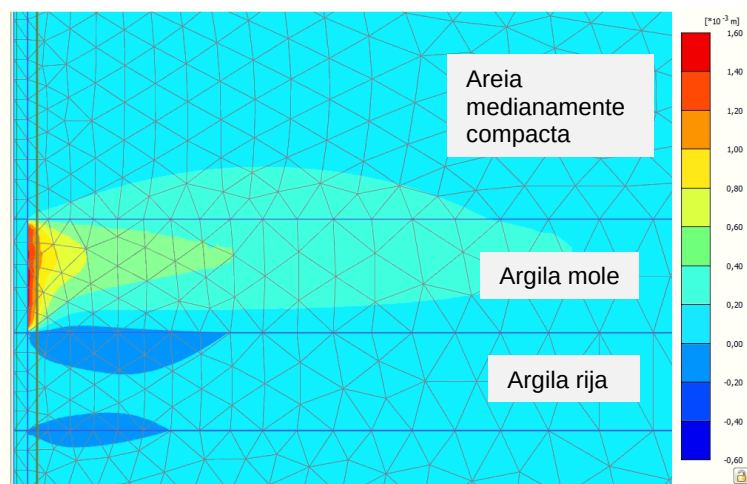


Figura 42 - Detalhe dos deslocamentos horizontais no último estágio de carregamento considerado (fase 20), com $C_c = 5,0$ e $C_s = 0,4$.

Ressaltando que os valores para C_c e C_s de 5 e 0,4, respectivamente, não representam necessariamente os parâmetros reais do solo, no entanto, para o modelo numérico proposto, representam uma condição de comportamento equivalente.

Retroanálise I

A retroanálise realizada inicialmente baseou-se na comparação com os valores dos recalques monitorados para as estacas analisadas. Duas análises foram realizadas no Plaxis 2D, com a variação entre os parâmetros mínimos e máximos do solo, que podem ser verificados na tabela do Apêndice B.

Nessas análises, a estaca foi considerada como um elemento único, com Módulo de elasticidade igual a 14,8 GPa e Coeficiente de Poisson igual a 0,11, de acordo com ensaio de resistência ao cisalhamento realizado por Maia (2019), mostrado adiante. A Figura 43 apresenta os valores dos recalques obtidos das estacas 1B, 12F, 33B e 121B. Os recalques encontrados possibilitaram direcionar as análises posteriores, buscando encontrar os parâmetros de solo que mais se ajustam ao modelo, obedecendo as condições de contorno.

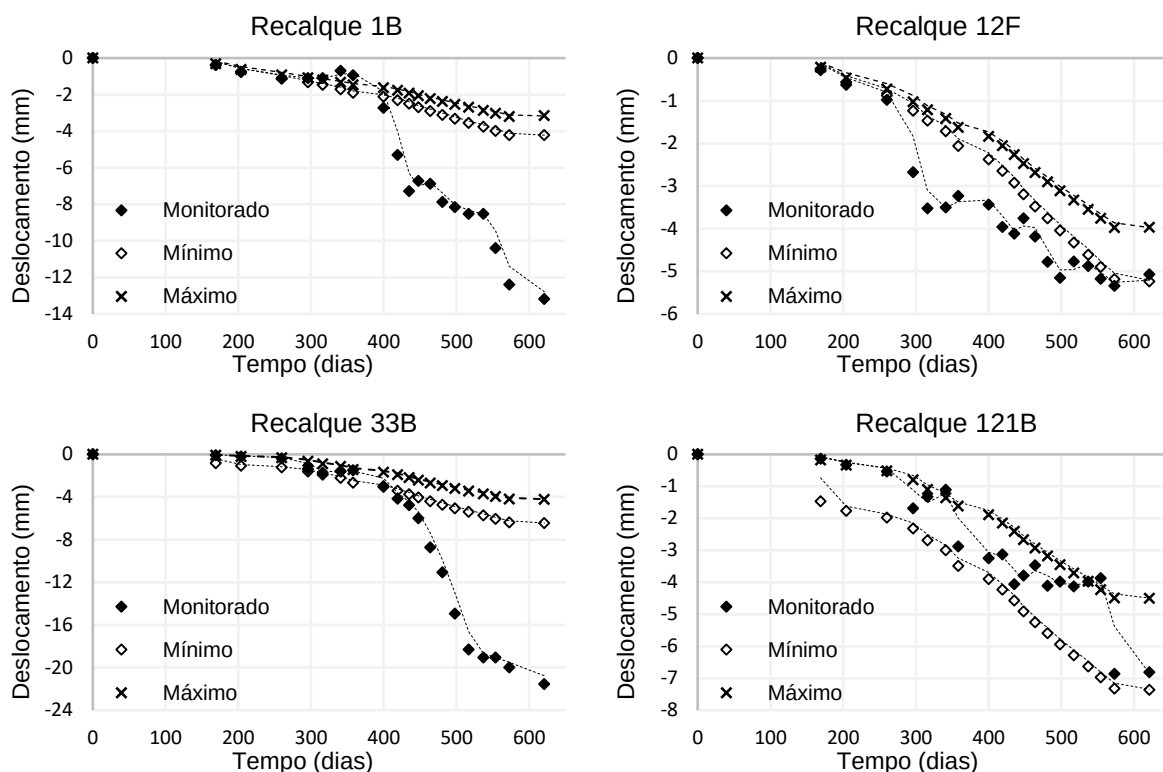


Figura 43 - Valores do recalque no topo das estacas com a variação entre os parâmetros máximos e mínimos.

4.4. Definição dos Parâmetros da Estaca

Para a estaca de concreto, deve-se considerar os parâmetros de Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν), obtidos através de ensaios de resistência ao cisalhamento, realizados por Maia (2019), conforme Tabela 17.

Tabela 17 - Parâmetros determinados a partir das curvas tensão vs. deformação (Maia, 2019).

	Ensaio	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (GPa)				ν
				Tangente Inicial			Secante	
		f_c	f_{ck}	$E_{0,3f_c}$	$E_{0,4f_c}$	$E_{0,45f_c}$	$E_{cs \text{ em } f_c}$	
Estaca (extração)	1	35,7	37,6	21,9	21,6	21,1	19,0	0,12
	2	30,5		24,7	21,4	19,9	8,2	0,13
	3	47,9		15,5	16,5	17,4	19,8	0,10
	4	48,5		12,1	12,1	12,5	12,1	0,11
Média		40,7±9		18,5±5,8	17,9±4,5	17,7±3,8	14,8±5,6	0,11±0,01
Estrutura (moldagem)	1	52,0	40,2	26,0	25,0	24,9	21,2	0,11

De acordo com a tabela acima, os valores do Módulo de Elasticidade (E) variam em $14,8 \pm 5,6$ GPa e o Coeficiente de Poisson em $0,11 \pm 0,01$.

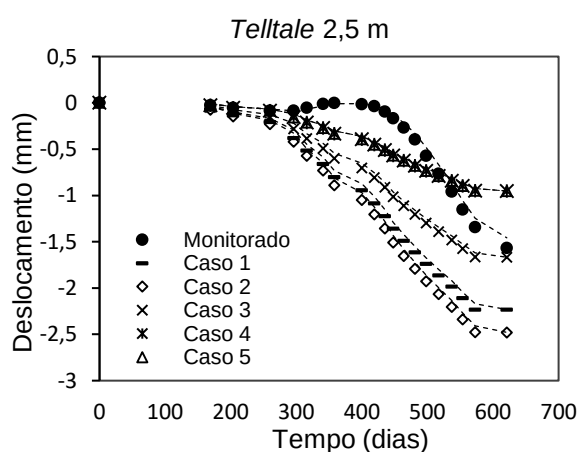
Para modelar no Plaxis 2D a situação que mais corresponde à realidade, a estaca de concreto foi dividida em três partes. A primeira parte contempla do topo da estaca até o nível d'água (E1), a segunda parte contempla da profundidade do nível d'água até o início da camada de argila mole (E2) e a terceira parte corresponde ao comprimento do início da camada de argila mole até a base da estaca, conforme apresentado na Figura 45.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), na execução da estaca hélice contínua é sabido que o principal fator de perda de desempenho e da trabalhabilidade do concreto é a exsudação, um comportamento comum neste tipo de estaca. A exsudação é o fenômeno no qual há o surgimento de água no topo da estaca já concretada e adensada, porém antes da sua pega.

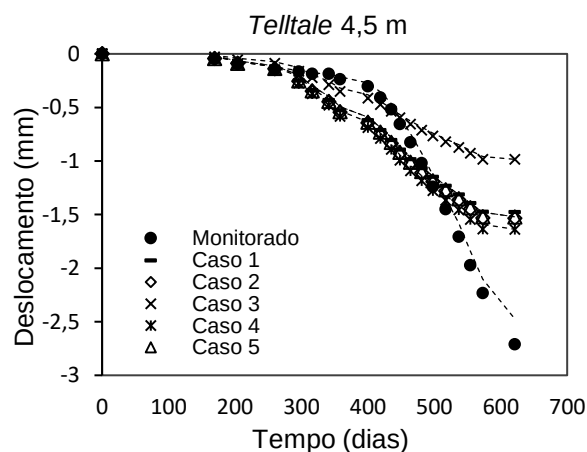
Devido ao processo executivo, a estaca de concreto apresenta Módulos de Elasticidade variados ao longo da sua profundidade. Para definir os parâmetros que mais se adequam ao modelo estudado, foram realizados alguns testes variando o E na estaca 33B. Os valores calculados foram comparados com os valores medidos dos *telltals* na profundidade definida e são apresentados nos gráficos da Figura 44, de acordo com a Tabela 18.

Tabela 18 - Variação dos valores de E para a estaca.

Caso	E1 [kN/m ²][10 ⁶]	E2 [kN/m ²][10 ⁶]	E3 [kN/m ²][10 ⁶]
1	9,2	16,0	21,2
2	9,2	12,8	19,8
3	14,8	17,8	20,4
4	9,2	10,2	16,0
5	9,2	14,8	16,0



(a) Telldaes em 2,5 m.



(b) Telldaes em 4,5 m.

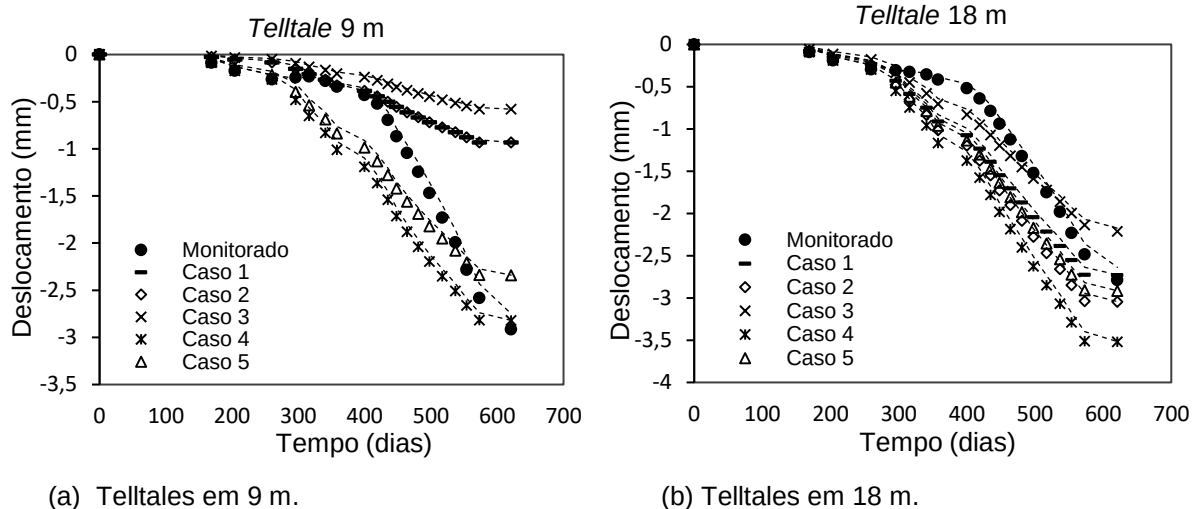


Figura 44 - Deslocamento dos Telltales monitorados comparados com o valor dos deslocamentos dos telltales calculados no Plaxis 2D para as profundidades referidas.

A divisão da estaca com a variação dos parâmetros que mais se adequa ao modelo é o Caso 4, de acordo com a Figura 45.

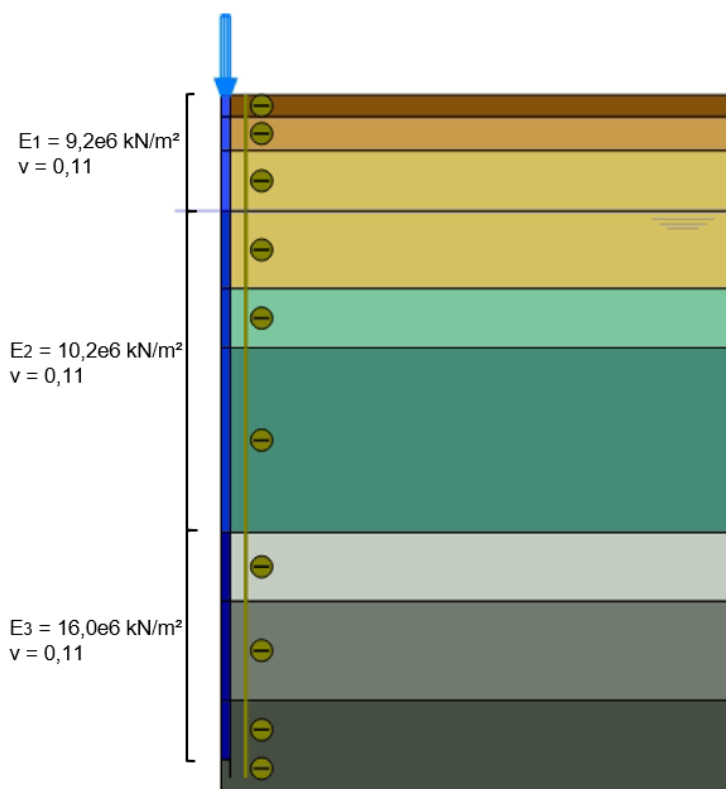


Figura 45 - Estaca de concreto com a variação do Módulo de Elasticidade definida.

Para chegar aos valores dos Módulos de Elasticidade apresentados acima, foi realizada uma retroanálise variando o E dentro dos limites estabelecidos em ensaios de resistência ao cisalhamento. Convém ressaltar que os testes para avaliar os

Módulos de Elasticidade da estaca só são possíveis após a definição dos parâmetros de solo, através das retroanálises.

Retroanálise II

Objetivando encontrar um comportamento representativo entre o solo e a estaca, realizou-se uma análise comparando o deslocamento do solo e o deslocamento da estaca, para valores mínimos e máximos dos parâmetros de solo, conforme apresentam os gráficos das Figuras 46 e 47. As análises consistem na estaca 1B, que apresentou, nos resultados de Waked (2017), um comportamento caracterizado como atrito negativo, e na estaca 121B, que por Waked (2017) apresentou resistência mobilizada por atrito lateral.

Através dos valores máximos e mínimos encontrados, foi possível inferir valores dos parâmetros dentro dos limites calculados, a fim de convergir para um modelo numérico representativo do caso de obra.

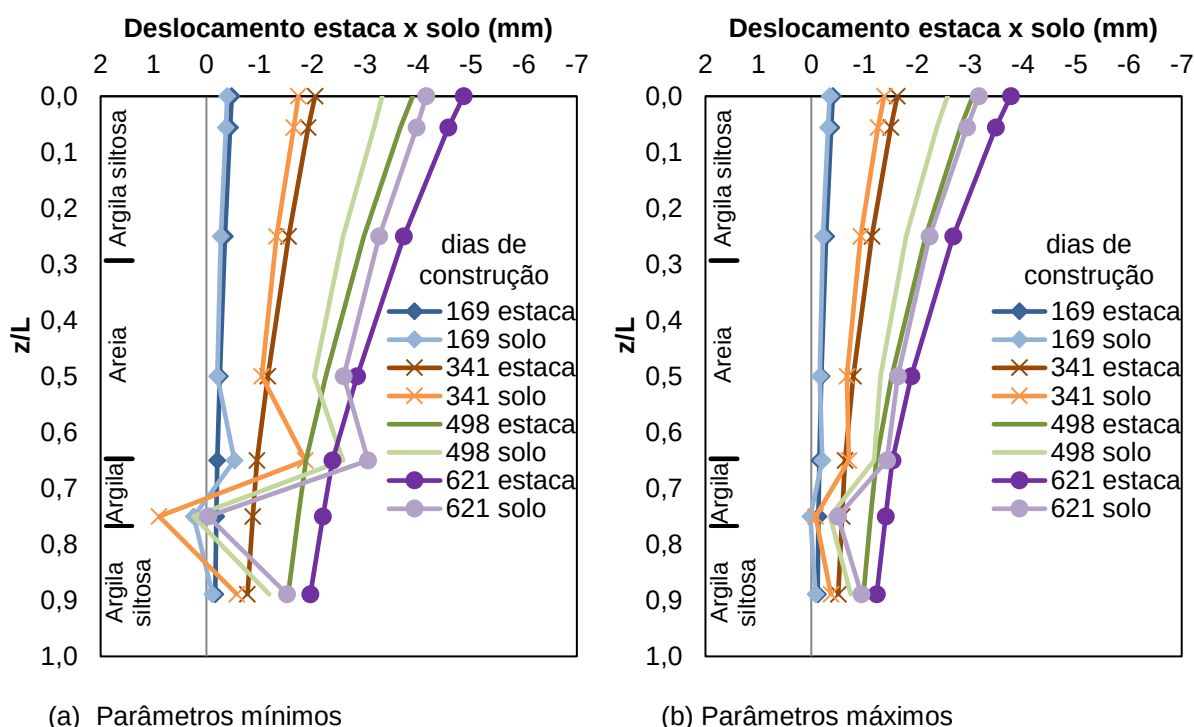


Figura 46 - Deslocamentos da estaca 1B e do solo na interface considerando os parâmetros mínimos e máximos.

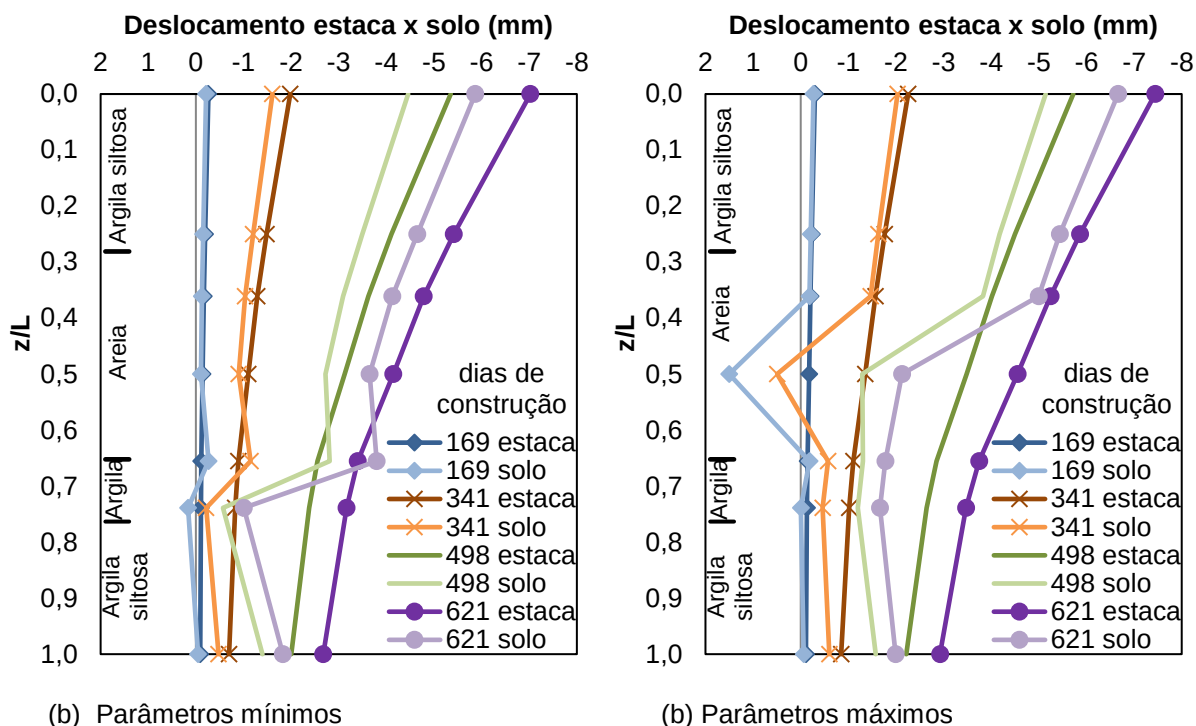


Figura 47 - Deslocamentos da estaca 121B e do solo na interface considerando os parâmetros mínimos e máximos.

4.1. Resumo dos Parâmetros

Os valores da faixa de variação dos parâmetros de solo, de acordo com os limites estabelecidos, estão apresentados no Apêndice B.

Os testes para determinar os parâmetros de solo foram realizados respeitando o limite inferior e o limite superior estabelecidos. Para efeito de cálculo no software Plaxis 2D, a camada de solo compressível, representada por duas camadas de argila mole e uma camada intermediária de argila muito mole, foi condensada em uma única camada, representando o solo compressível. Os valores de recalque e dos deslocamentos dos *telltales* calculados na modelagem numérica foram comparados com os valores monitorados, permitindo concluir que o parâmetro que mais interfere nos resultados é o Módulo de Elasticidade (E) de cada camada de solo.

Os parâmetros de solo definidos são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Parâmetros definidos.

ARGILAS									
Solo			Parâmetros						Permeabilidade
	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν'	c' [kPa]	ϕ'	Cc	Cs	k [m/dia]
Aterro	17	19	30.000	0,35	25	25			8,64e-3
Argila siltosa mole	15	17	7.000	0,35	15	23			8,64e-6
Argila siltosa média	17	19	11.000	0,35	20	24			8,64e-6
Argila siltosa rija	18	20	17.000	0,35	30	24			8,64e-6
Argila compressível	13	15	-	-	10	15	5	0,4	8,64e-6
Argila cinza rija	19	21	25.000	0,35	40	25			8,64e-6
Argila cinza dura	19	21	70.000	0,35	60	25			8,64e-6

AREIAS							
Solo			Parâmetros				Permeabilidade
	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν'	c' [kPa]	ϕ'	k [m/dia]
Areia argilosa pouco compacta	18	20	13.000	0,3	1	30	0,1
Areia argilosa medianamente compacta	18	20	28.000	0,3	1	32	0,1

ESTACA	Módulo de Elasticidade (kN/m ²)	Coefficiente de Poisson (ν)
E1	9,2 x 10 ⁶	0,11
E2	10,2 x 10 ⁶	0,11
E3	16 x 10 ⁶	0,11

5. RESULTADOS OBTIDOS CONSIDERANDO A CAMADA DE SOLO COMPRESSÍVEL

Os modelos apresentados contemplam quatro estacas modeladas no software Plaxis 2D. Devido à ausência dos valores dos recalques iniciais monitorados, os valores iniciais (até a construção da quarta laje) foram ajustados com os recalques iniciais calculados pela modelagem numérica, respeitando as condições do modelo. A comparação entre o recalque monitorado e o recalque calculado pelo Plaxis 2D de cada estaca analisada se apresenta nos gráficos da Figura 48.

Ressalta-se que o recalque monitorado e o recalque calculado no modelo numérico correspondem a fase da finalização da alvenaria, havendo mais carregamentos para ocorrer até a conclusão da obra, o que gerará recalques maiores até o final da construção. A análise numérica foi realizada considerando 20 fases de adensamento de solo.

Os valores do recalque calculado utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e utilizando o método de Randolph são apresentados na Figura 48, junto com os recalques monitorados.

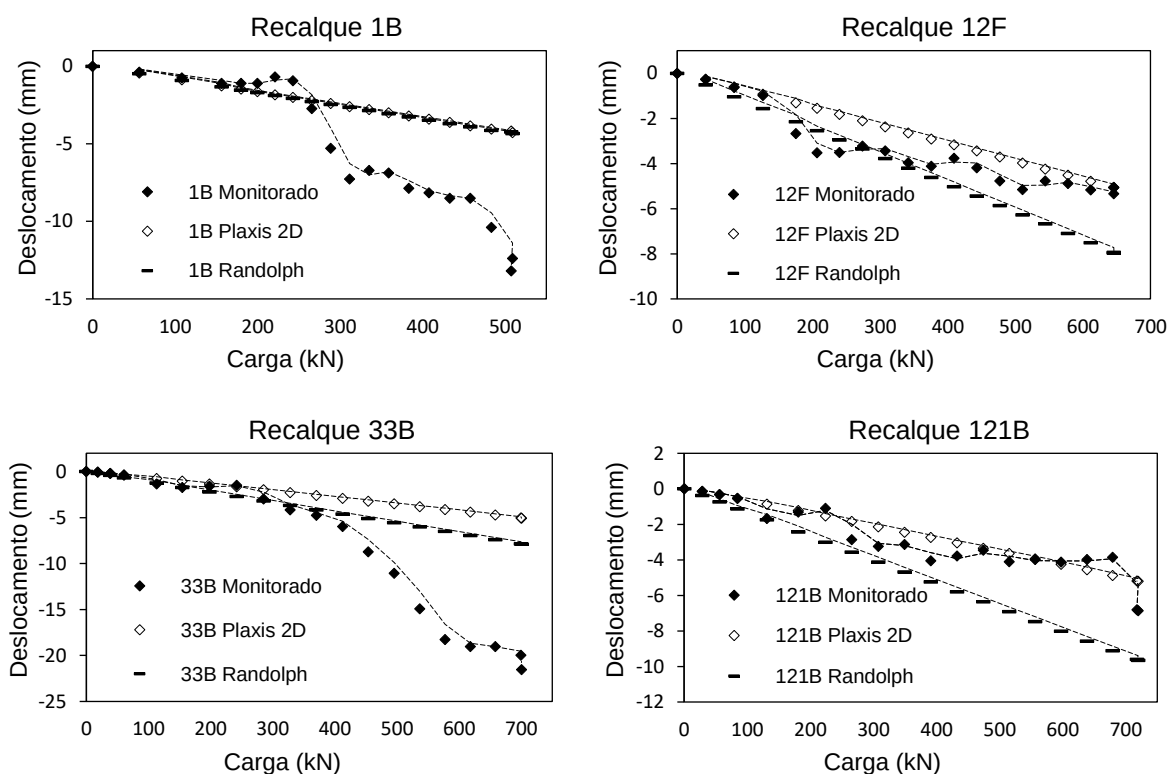


Figura 48 - Recalque monitorado, calculado com Mohr-Coulomb pelo Plaxis 2D e calculado por Randolph, para as estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

A Figura 49 representa os mesmos resultados obtidos na Figura 48, porém normalizando os valores de deslocamento pelo valor de I (fator de influência), proveniente do método de Poulos e Davis (1974) para cálculo do recalque, e o valor da carga (Q) pela capacidade de carga (Q_{ult}), proveniente do método Aoki e Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997).

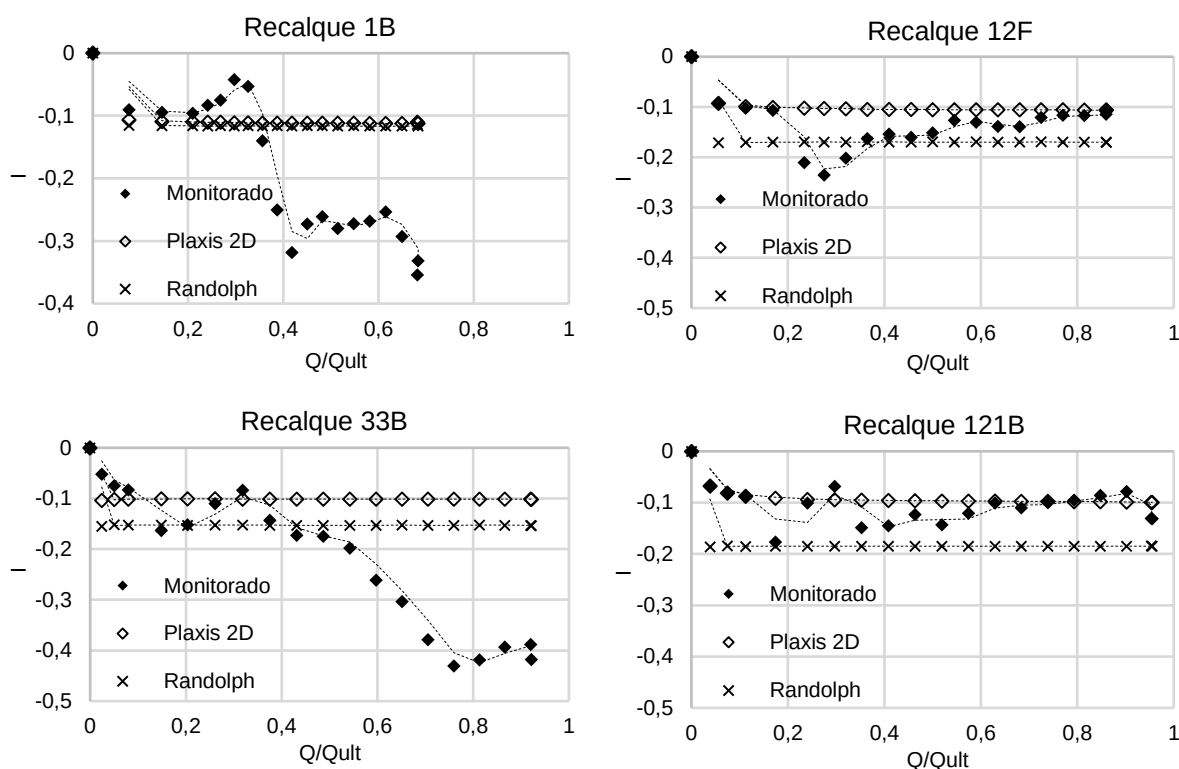


Figura 49 – Valores normalizados do recalque monitorado, calculado com Mohr-Coulomb pelo Plaxis 2D e calculado por Randolph, para as estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

Com a análise do comportamento do solo modelado e de acordo com a Figura 49, pode-se notar uma aproximação, nas quatro estacas, dos resultados calculados pelo Plaxis 2D utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com os resultados calculados por Randolph.

A modelagem foi realizada com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, exceto para a camada de solo compressível, onde é usado o Soft Soil.

Para a estimativa do fator de influência (I) é aplicada a solução de Poulos e Davis (1974) (Eq. 5.1) para cálculo do recalque do topo da estaca (p), utilizando a carga na estaca (P), o Módulo de elasticidade do solo (E_s) e o diâmetro da estaca (B), baseada na teoria da elasticidade.

$$\rho = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot B} \quad [5.1]$$

O fator de influência (I) (Eq 5.2) engloba o fator de influência do deslocamento para uma estaca incompressível, em meio semi-infinito (I_0), o fator de correção devido à compressibilidade da estaca (R_k), o fator de correção devido à profundidade da camada (finita) (R_h), o fator de correção devido ao coeficiente de Poisson do solo (R_v) e o fator de correção para a base ou ponta em meio mais rígido (R_b), quando aplicável.

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b \quad [5.2]$$

O valor para o fator de influência para uma estaca (I_0) é função de B_b/B , sendo B_b o diâmetro da base da estaca, determinado pelo ábaco da Figura 50.

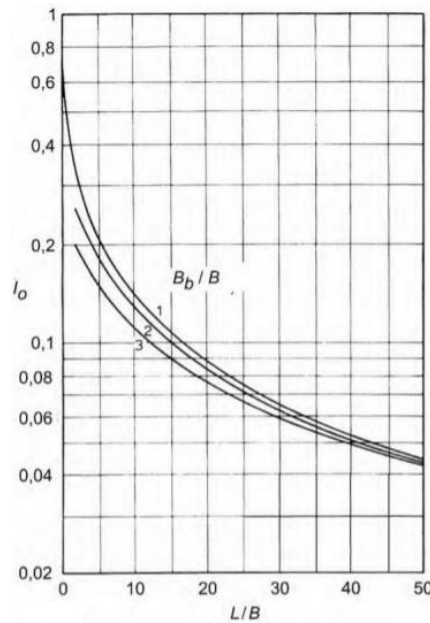


Figura 50 - Fator de deslocamento I_0 (Poulos & Davis, 1974 Apud Martins, 2018).

Os ábacos da Figura 51 e da Figura 52 apresentam os valores dos fatores de correção, onde E_p é o Módulo de Elasticidade da estaca.

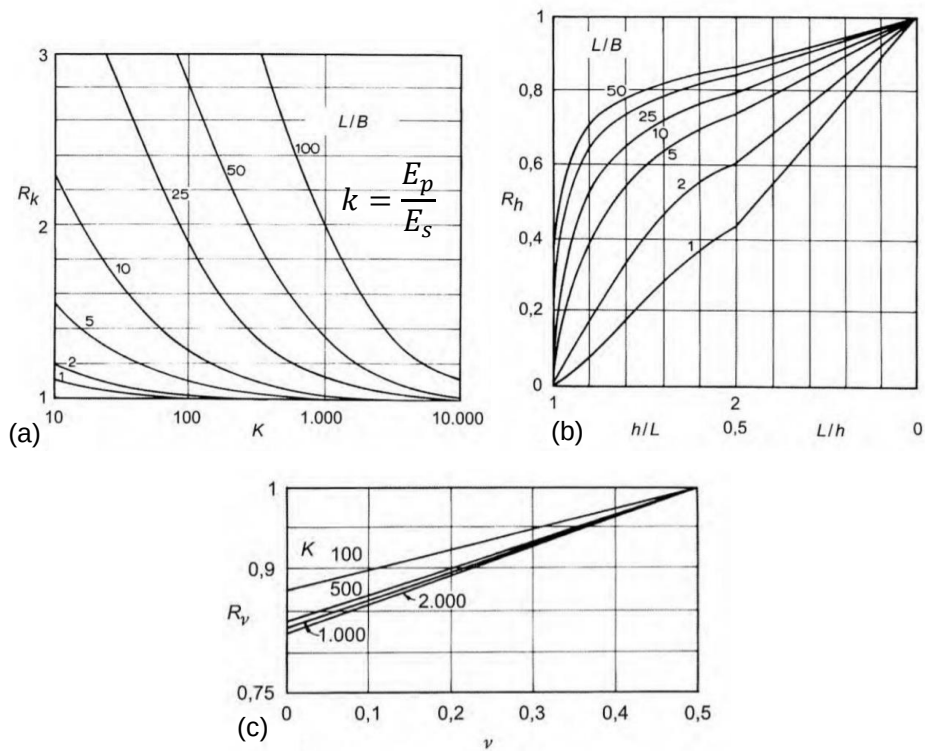


Figura 51 – Fatores de correção: (a) para a compressibilidade da estaca (R_k), (b) para a espessura da camada finita (R_h) e (c) para o coeficiente de Poisson do solo (R_v) (Poulos & Davis, 1974 Apud Martins, 2018 - adaptado).

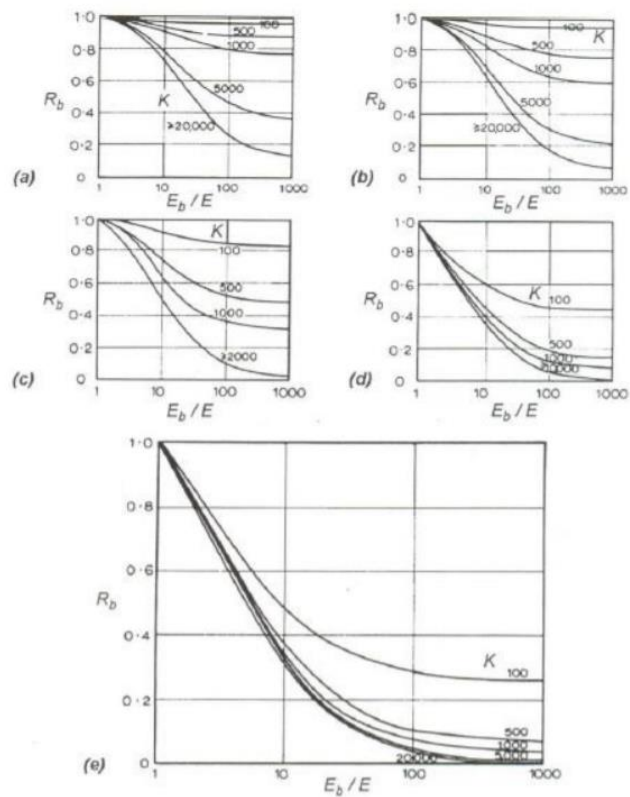


Figura 52 – fatores de correção para: (a) condição $L/B = 75$, (b) condição $L/B = 50$; (c) condição $L/B = 25$ (d) condição $L/B = 10$ e (e) condição $L/B = 5$) (Poulos & Davis, 1974 Apud Martins, 2018).

Para o cálculo da capacidade de carga das estacas (Eq. 5.3) foi aplicado o método de Aoki e Velloso (1975) com contribuição de Monteiro (1997), utilizando a área da ponta da estaca (A_b), o perímetro da seção transversal (U), a espessura da camada de solo (Δl), e o N_{SPT} da sondagem.

$$Q_{ult} = A_b \frac{k N}{F_1} + U \sum \frac{\alpha k N}{F_2} \Delta l \quad [5.3]$$

Os valores dos coeficientes k e α são determinados por Aoki e Velloso (1975), de acordo com a Tabela 20.

Tabela 20 - Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia silto argilosa	7	2,4
Areia argilo siltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno argiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argilo arenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno siltosa	3	2,8
Argila silto arenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

De acordo com o tipo de estaca, são determinados os valores de F_1 e F_2 , conforme Tabela 21.

Tabela 21 - Valores de F_1 e F_2 (Monteiro, 1997).

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Os valores obtidos através Plaxis 2D compreendem o deslocamento acumulado no ponto específico de análise. O valor numérico obtido no Plaxis 2D para cada profundidade correspondente aos telltales é encontrado segundo a equação:

$$desl_{rel\ tx} = desl_{tx} - desl_{topo} \quad [5.4]$$

Onde:

$desl_{rel.tx}$: deslocamento relativo na profundidade correspondente ao telltale;

$desl_{tx}$: deslocamento calculado pelo Plaxis 2D na profundidade do telltale;

$desl_{topo}$: deslocamento calculado pelo Plaxis 2D no topo da estaca.

O valor encontrado é comparado com o deslocamento acumulado do telltale medido na mesma profundidade. Para obter-se o deslocamento acumulado, faz-se:

$$desl_{acum} = desl_{med} + desl_{acum\ ant} \quad [5.5]$$

Onde:

$desl_{acum}$: deslocamento acumulado do telltale na profundidade locada;

$desl_{med}$: deslocamento medido em campo na profundidade locada;

$desl_{acum\ ant}$: deslocamento acumulado anterior.

5.1. Estaca 1B

Deslocamentos dos telltales

Os deslocamentos dos telltales calculados pelo Plaxis 2D é apresentado no que se segue. A Figura 53 mostra os resultados dos deslocamentos dos telltales monitorados vs. os deslocamentos dos telltales calculados para as profundidades de 1 m, 4,5 m, 9 m e 16 m, respectivamente, em relação ao tempo de construção da obra. A estaca 1B obteve, experimentalmente, medidas de deslocamento vertical invertidas em dois telltales (9 m e 16 m), propondo o alongamento do trecho. Esse deslocamento característico não é observado nas medidas obtidas pelo cálculo numérico.

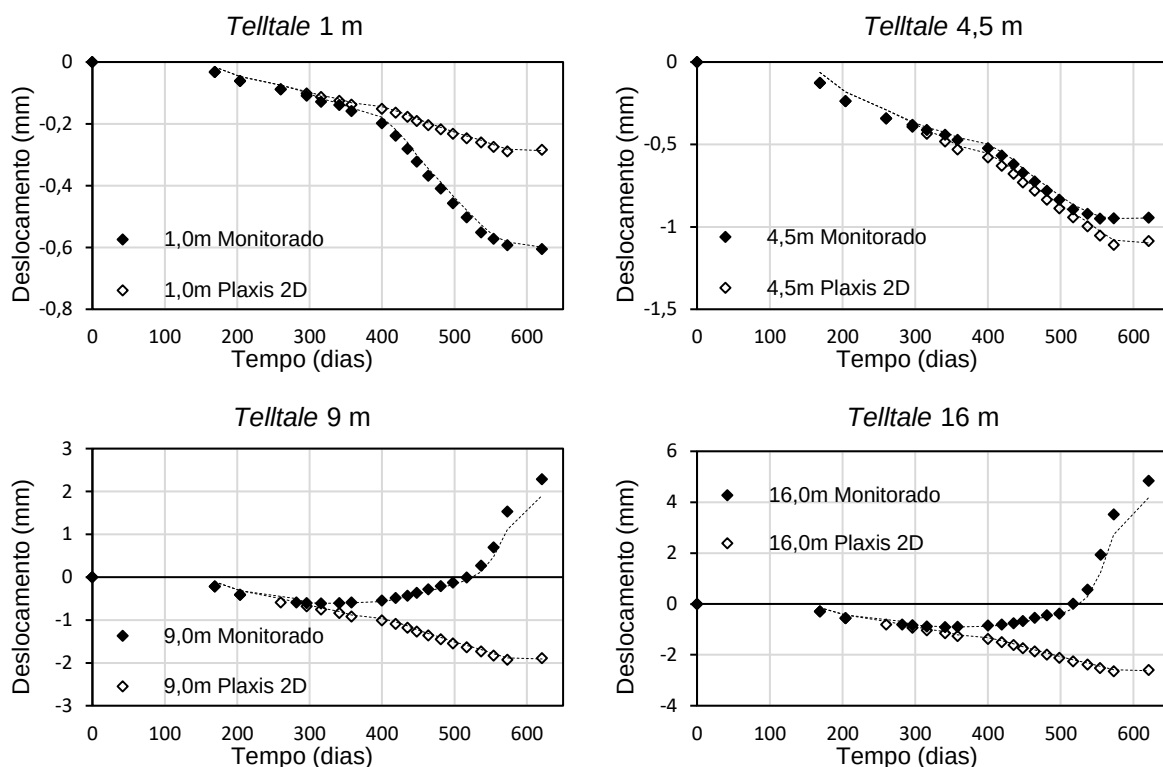


Figura 53 - Deslocamento vertical dos telltales calculados com o Plaxis 2D vs. deslocamento vertical dos telltales monitorados para a estaca 1B.

Os gráficos das Figuras 54 e 55 mostram um deslocamento vertical acentuado no início da camada de solo compressível e um deslocamento de pequena magnitude, em relação ao deslocamento total, no final dessa camada, para o décimo e para o último estágio de carregamento, representando 435 e 621 dias de construção.

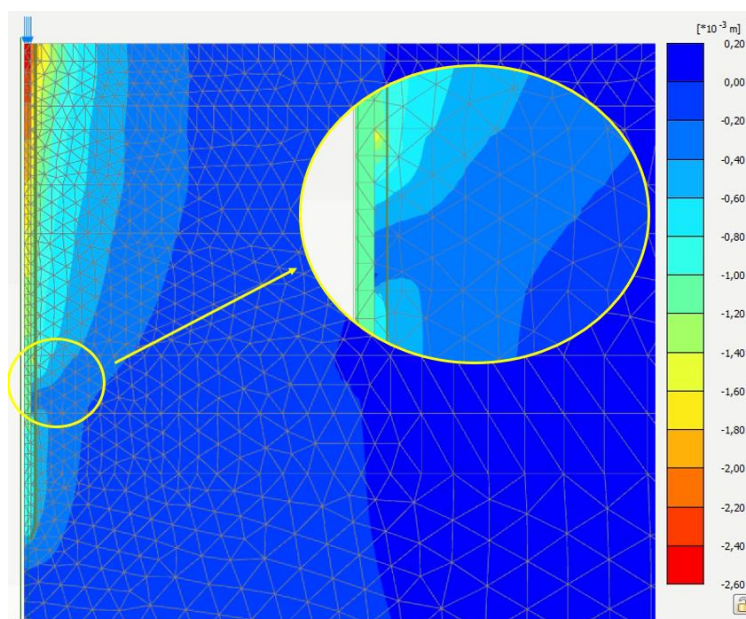


Figura 54 – E1B - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

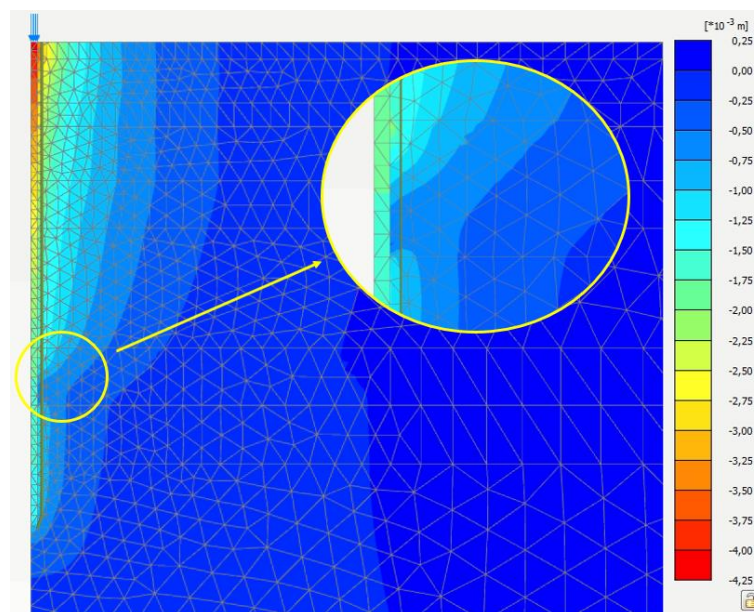


Figura 55 - E1B - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).

Deslocamentos horizontais

O gráfico da Figura 56 indica deslocamentos horizontais acentuados na interface solo-estaca, diminuindo gradativamente a medida que se afasta da estaca. Os deslocamentos se direcionam para a base da camada de areia, imediatamente acima da camada compressível.

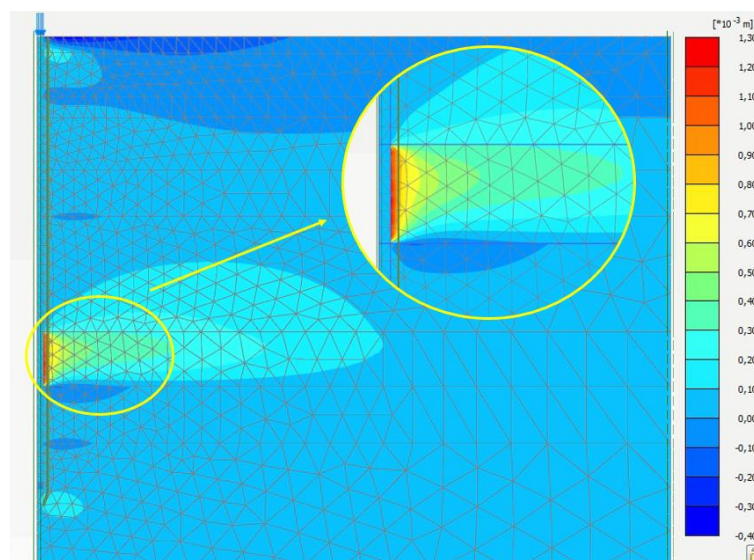


Figura 56 - E1B - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Deslocamentos totais

A Figura 57 apresenta as regiões formadas pelos deslocamentos totais. Adicionalmente, os gráficos das Figura 58 e 59 mostram as direções e magnitudes dos deslocamentos no maciço na região da camada de solo compressível, para o décimo estágio de carregamento e para o último estágio de carregamento. A medida que aumenta-se o carregamento na estaca, a magnitude dos deslocamentos do solo tendem a aumentar, até começarem a se estabilizar.

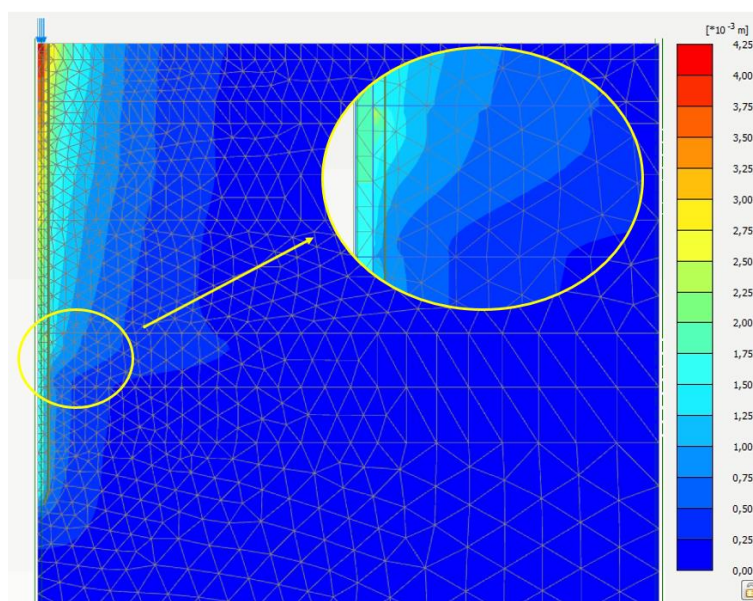


Figura 57 - E1B - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

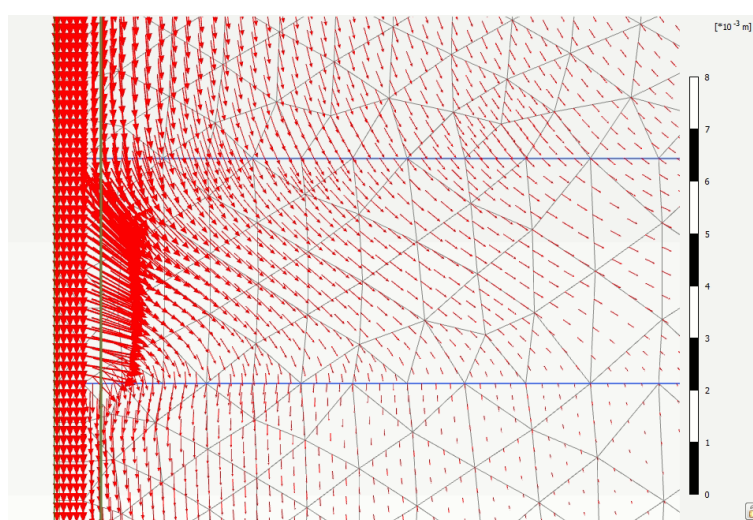


Figura 58 – E1B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

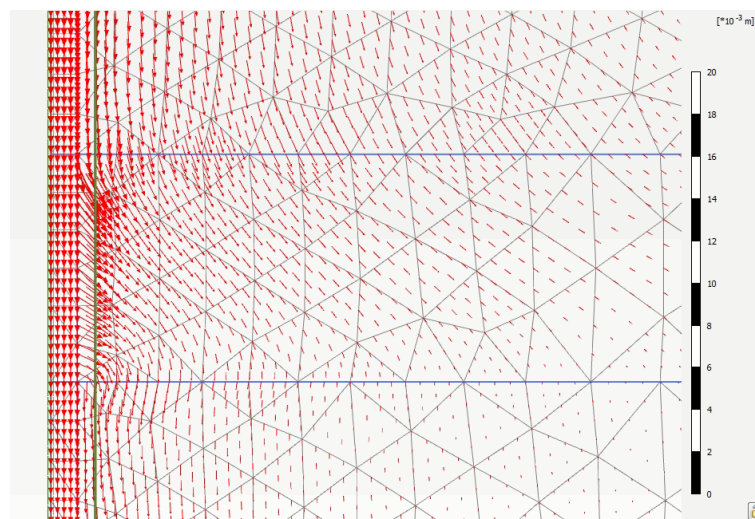


Figura 59 – E1B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Mobilização de atrito na interface

Por consequência da camada de solo compressível, observa-se a presença de comportamento similar ao atrito negativo no trecho da base da camada de areia, estendendo-se até a camada compressível, onde os deslocamentos do solo são superiores aos da estaca. Observa-se, também, o atrito lateral mobilizado na ponta, devido aos parâmetros da camada de argila dura mais resistente, conforme Figura 60. A Figura 61 apresenta o gráfico do atrito mobilizado para todo o período de construção da obra monitorado, diretamente do Plaxis 2D.

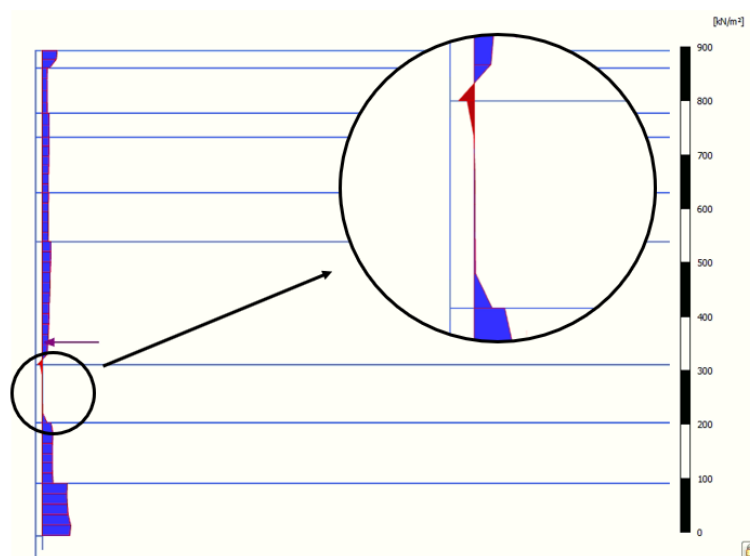


Figura 60 – E1B - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).

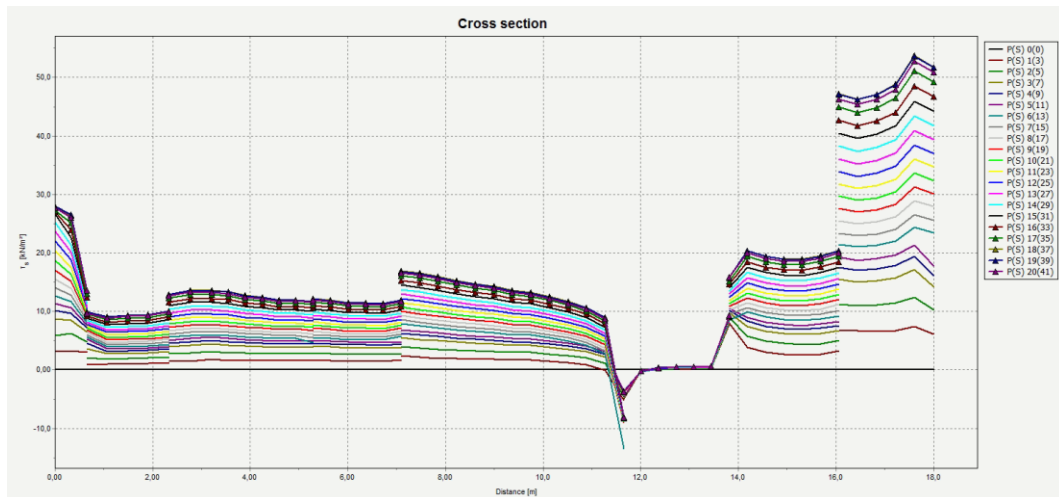


Figura 61 - E1B - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

Transferência de Carga

O gráfico da Figura 62 apresenta a transferência da tensão para o solo. No Plaxis 2D, utiliza-se a carga aplicada em forma de tensão, distribuída sobre a área da estaca, gerando os resultados também na unidade de tensão. Para obter-se a carga, multiplica-se o valor da tensão no ponto pela área transversal da estaca.

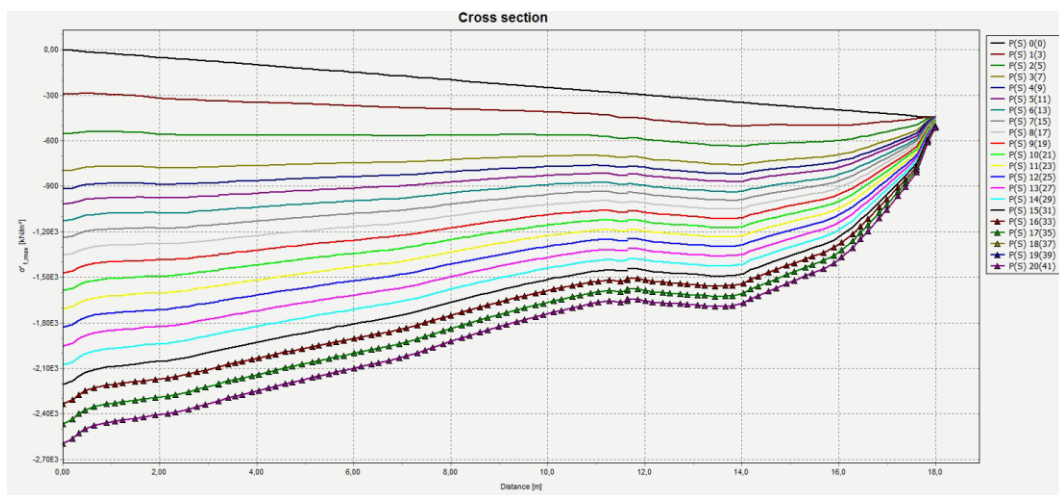


Figura 62 - E1B - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

5.2. Estaca 12F

Deslocamentos dos telltales

A Figura 63 apresenta os resultados dos deslocamentos dos telltales monitorados vs. os deslocamentos dos telltales calculados para as profundidades de

2,7 m, 4,5 m, 9 m e 18 m, respectivamente, em relação ao tempo de construção da obra. A estaca 12F apresenta comportamento semelhante à estaca 1B em relação aos telltales, com os deslocamentos no sentido contrário, sugerindo o alongamento dos trechos em que se encontram os telltales nas profundidades de 2,7 m e 9 m.

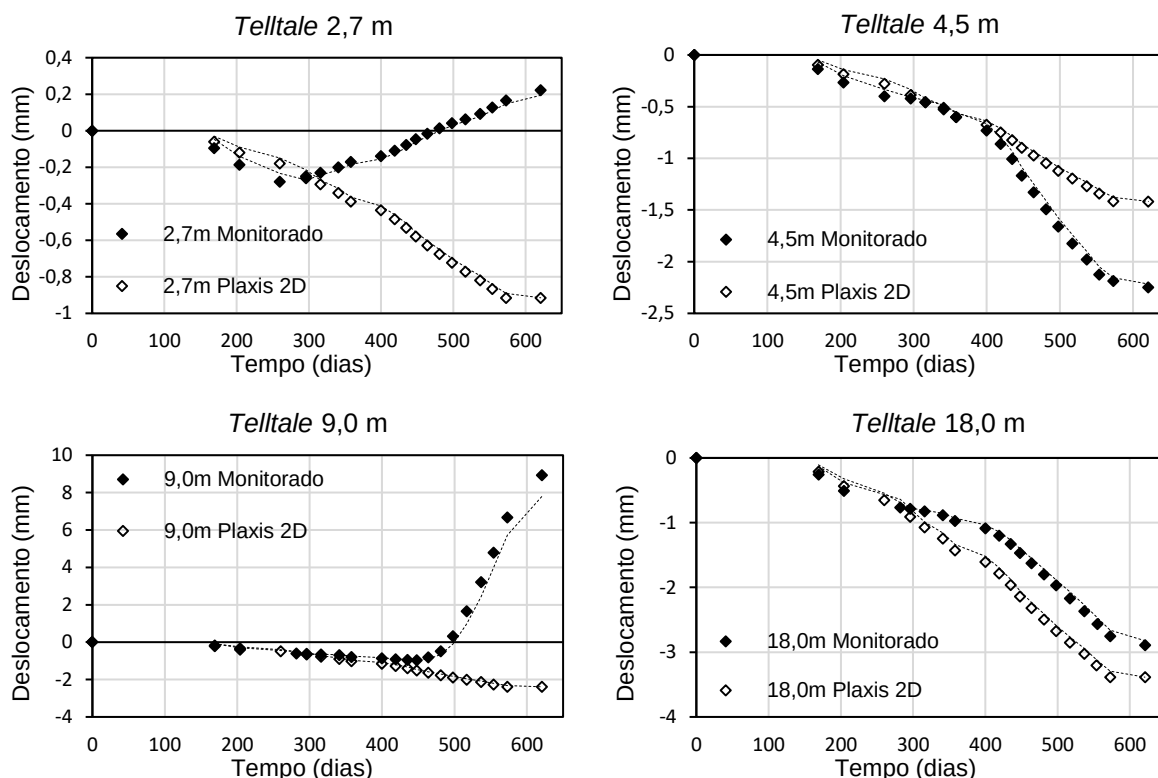


Figura 63 - Deslocamento vertical dos telltales calculados com o Plaxis 2D vs. deslocamento vertical dos telltales monitorados para a estaca 12F.

Os gráficos a seguir (Figuras 64 e 65) apresentam o comportamento da estaca e do solo para a estaca 12F, semelhante ao que ocorre na estaca 1B, com deslocamento vertical acentuado do maciço no início da camada de solo compressível e um deslocamento de pequena magnitude, em relação ao deslocamento total, no final dessa camada, para o décimo (435 dias de construção) e para o último estágio de carregamento (621 dias de construção).

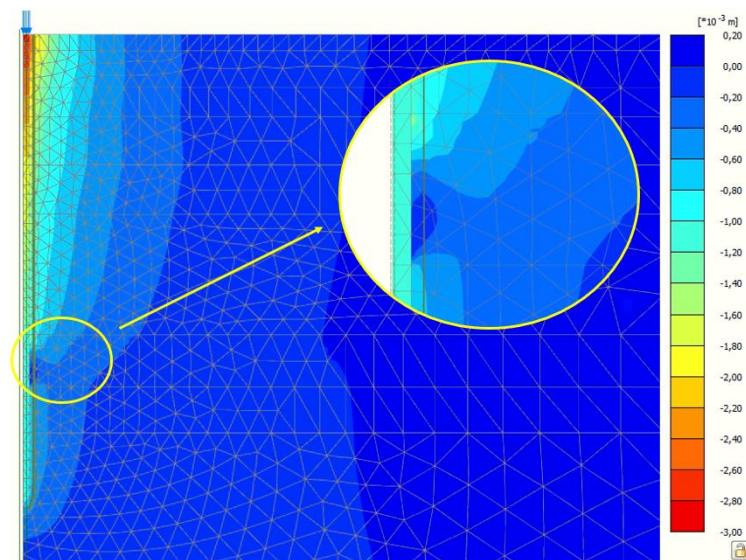


Figura 64 - E12F - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

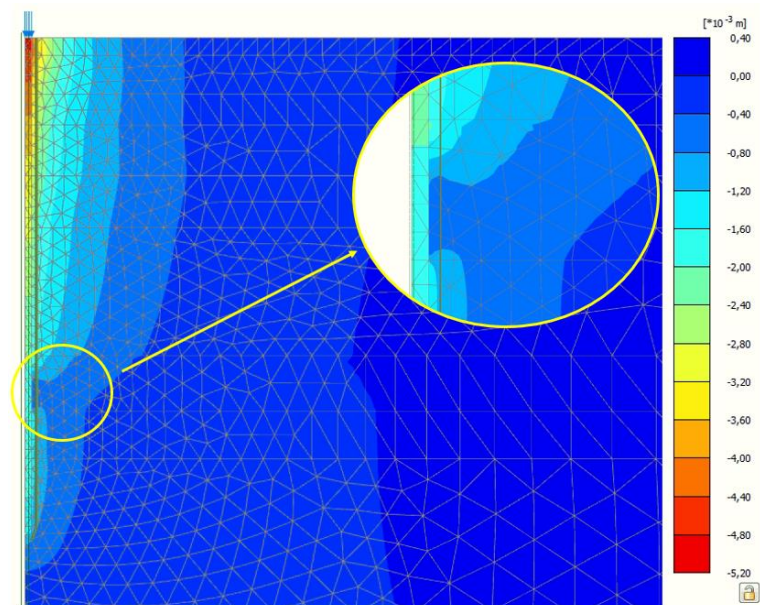


Figura 65 - E12F - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).

Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais se apresentam na Figura 66 e são acentuados na interface solo-estaca, diminuindo gradativamente a medida que se afasta da estaca e se direcionam para a base da camada de areia imediatamente superior.

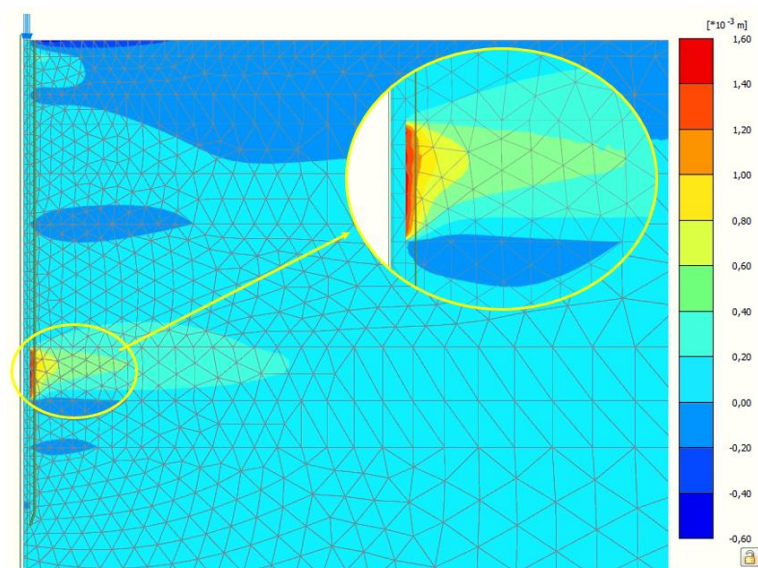


Figura 66 – E12F - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Deslocamentos totais

Os gráficos das Figura 67, 68 e 69 apresentam as magnitudes e direções dos deslocamentos no maciço na região da camada de solo compressível, para o décimo estágio de carregamento e para o último estágio de carregamento. A medida que aumenta-se o carregamento na estaca, a magnitude dos deslocamentos tendem a aumentar, até começarem a se estabilizar.

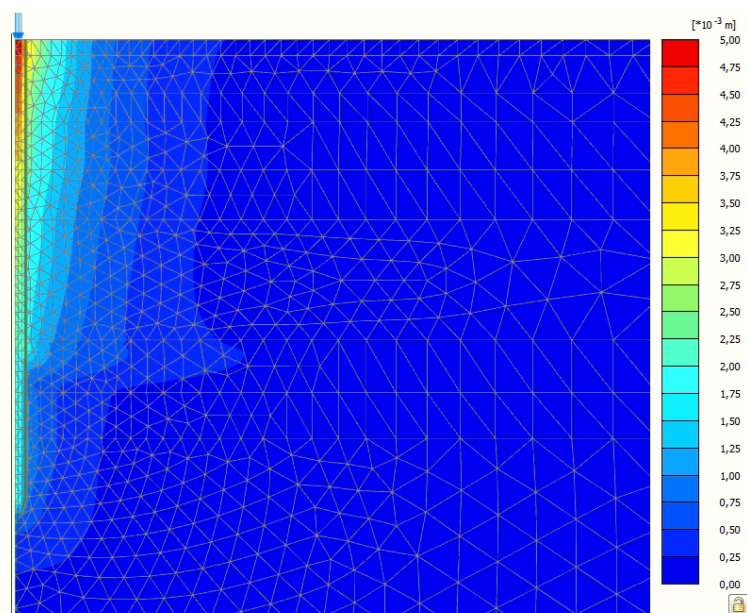


Figura 67 - E12F - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

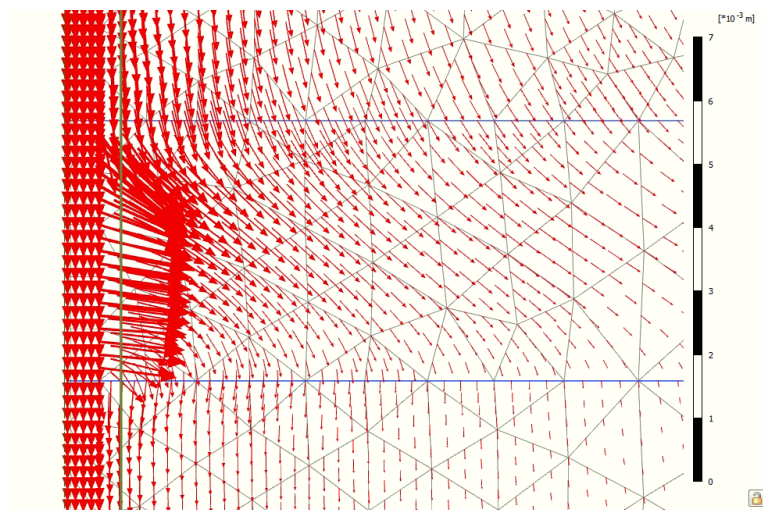


Figura 68 – E12F - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

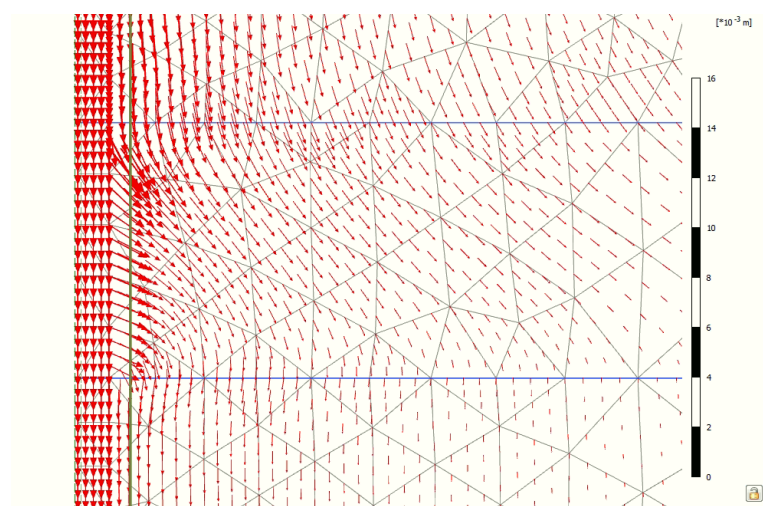


Figura 69 – E12F - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Mobilização de atrito na interface

Por consequência da camada de solo compressível, observa-se a presença de comportamento similar ao atrito negativo, no trecho da base da camada de areia, se estendendo até o início da camada de argila, onde os deslocamentos do solo são superiores aos da estaca. Observa-se, na Figura 70, o atrito mobilizado nas proximidades da ponta da estaca. A Figura 71 apresenta o gráfico do atrito mobilizado para todo o período de construção monitorado, retirado diretamente do Plaxis 2D.

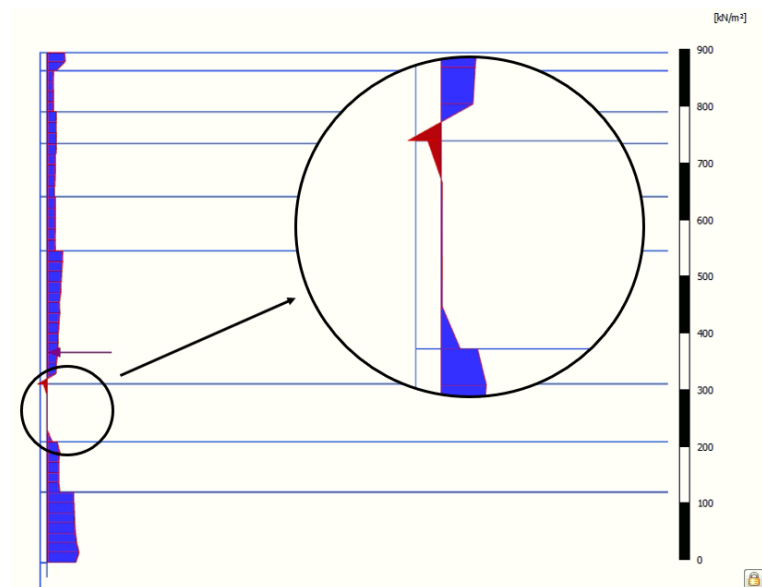


Figura 70 – E12F - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).

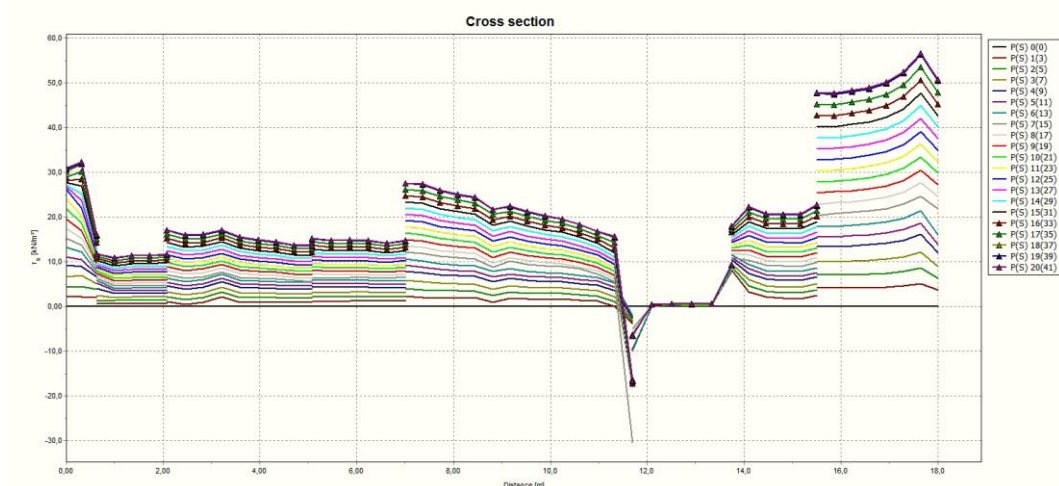


Figura 71 - E12F - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

Transferência de Carga

O gráfico da Figura 72 apresenta a tensão na estaca e a transferência para o solo.

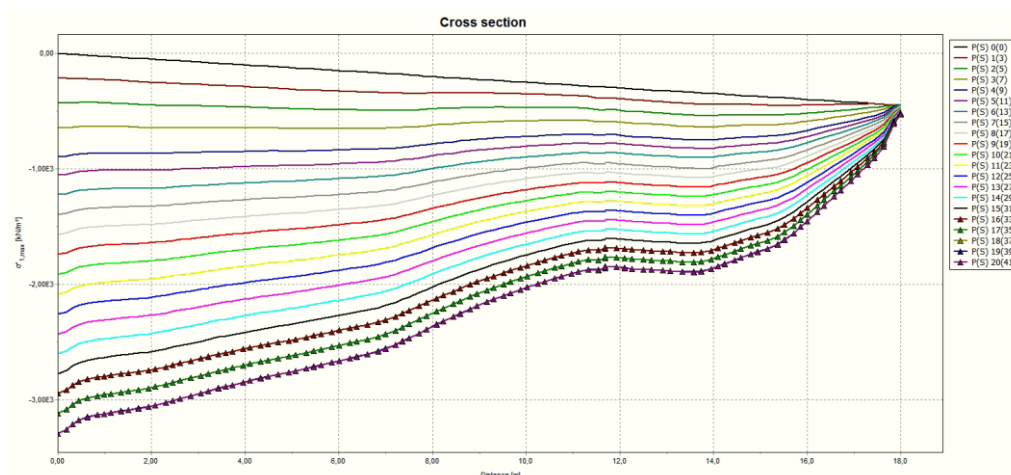


Figura 72 - E12F - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

5.3. Estaca 33B

Deslocamentos dos telltales

A Figura 73 apresenta os resultados dos deslocamentos dos telltales monitorados vs. os deslocamentos dos telltales calculados para as profundidades de 2,5 m, 4,5 m, 9 m e 18 m, em relação ao tempo de construção da obra. Para estaca 33B, os deslocamentos monitorados e calculados foram descendentes.

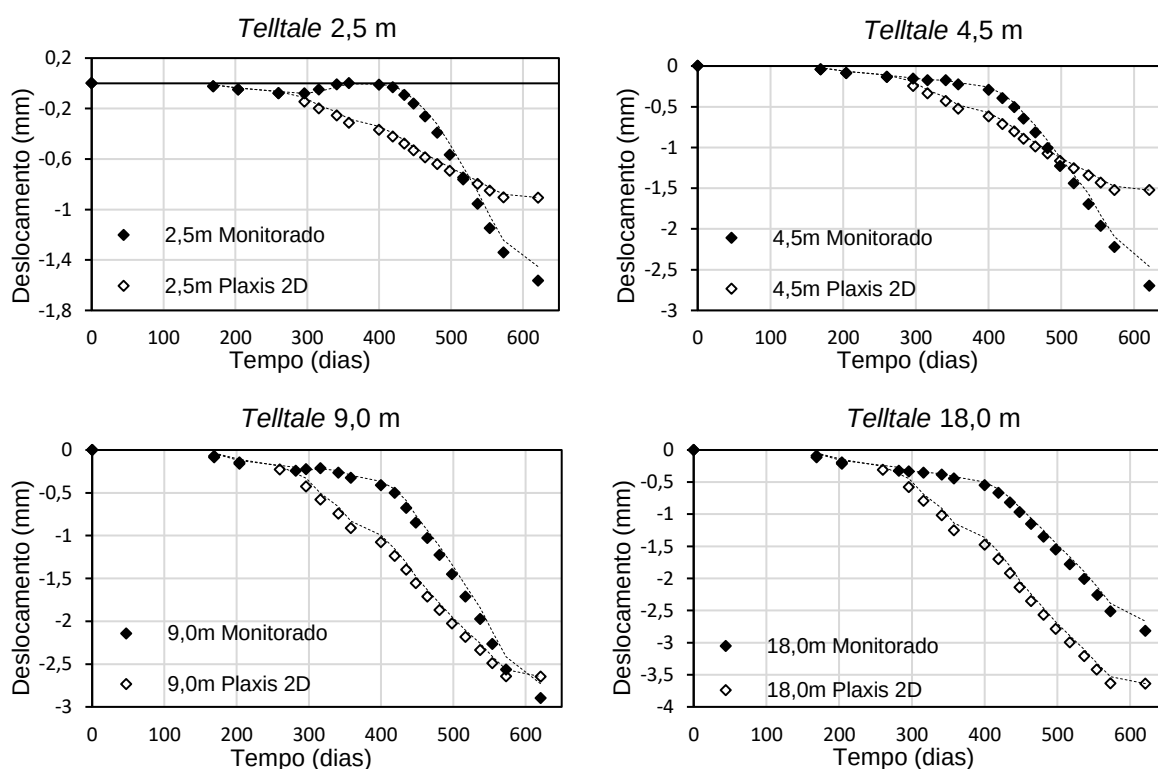


Figura 73 - Deslocamento vertical dos telltales calculados vs. deslocamento vertical dos telltales monitorados para a estaca 33B.

Através do modelo numérico, obtiveram-se os resultados apresentados nos gráficos das Figuras 74 e 75. Os deslocamentos verticais acentuados ocorrem no início da camada de solo compressível e deslocamentos verticais de menor magnitude, com mudança de sentido no início do carregamento, ocorrem na base da camada de solo mole.

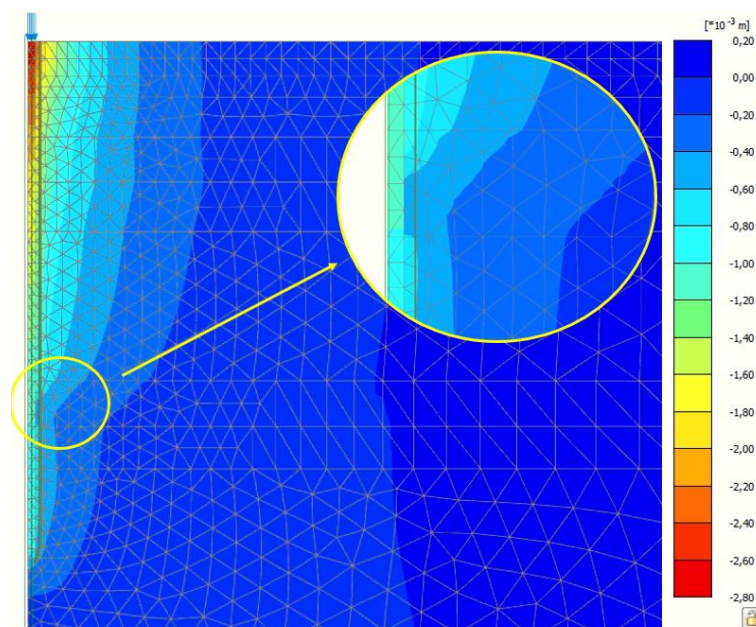


Figura 74 – E33B - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

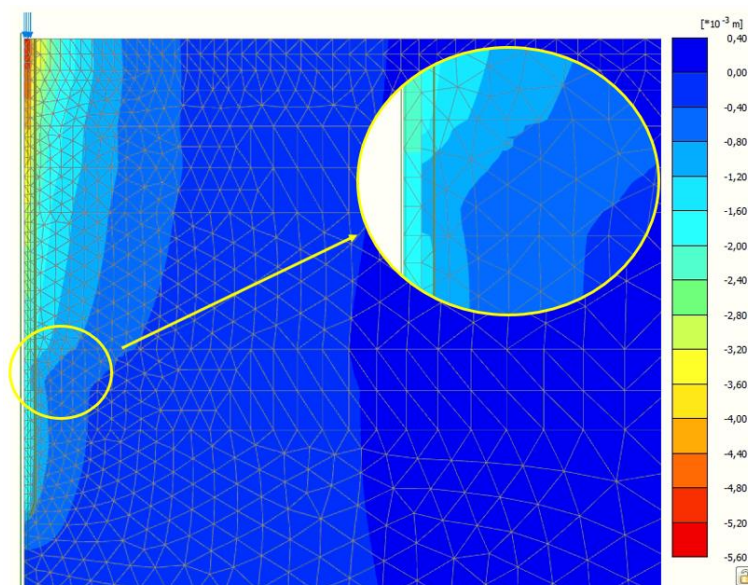


Figura 75 – E33B - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).

Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais são apresentados no gráfico da Figura 76, sendo mais acentuados na interface solo-estaca, na região da camada de solo compressível, e se deslocando em direção à camada de areia superior, mais resistente.

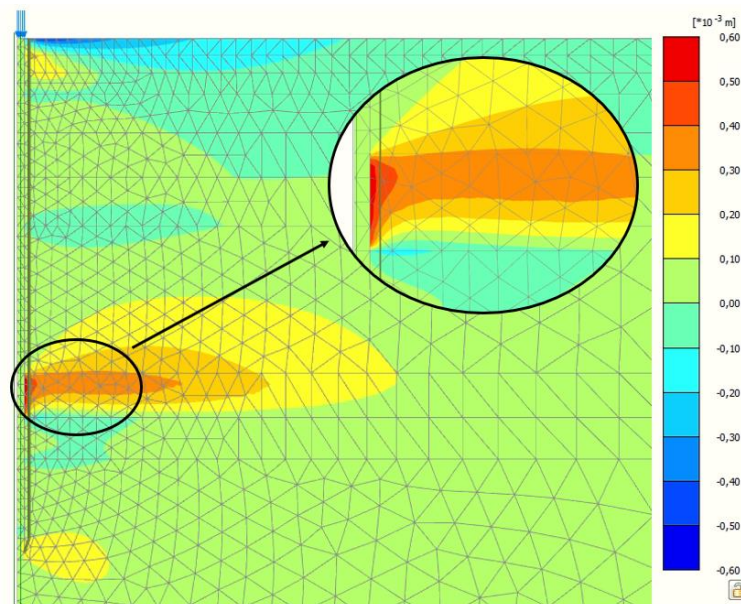


Figura 76 – E33B - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Deslocamentos totais

Os deslocamentos totais, apresentados nas Figuras 77, 78 e 79 apresentam as suas magnitudes e direções que o maciço tende a seguir, para o décimo estágio de carregamento e para o último estágio de carregamento.

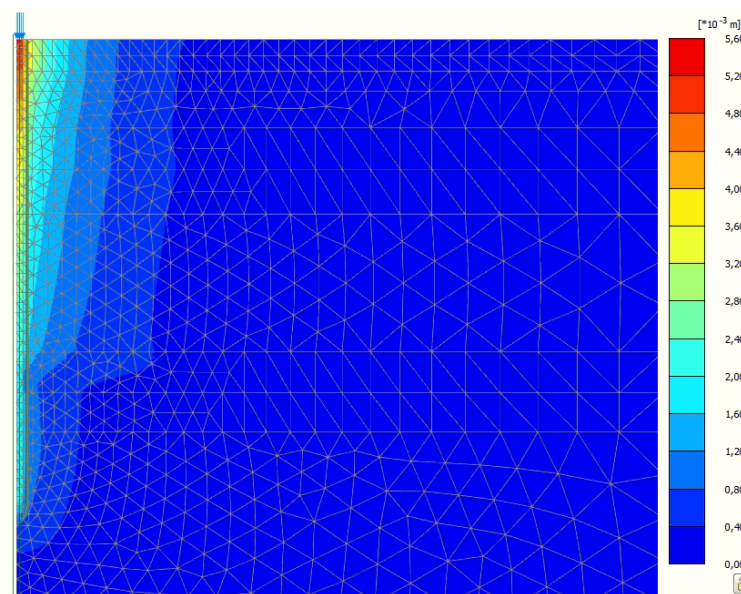


Figura 77 – E33B - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

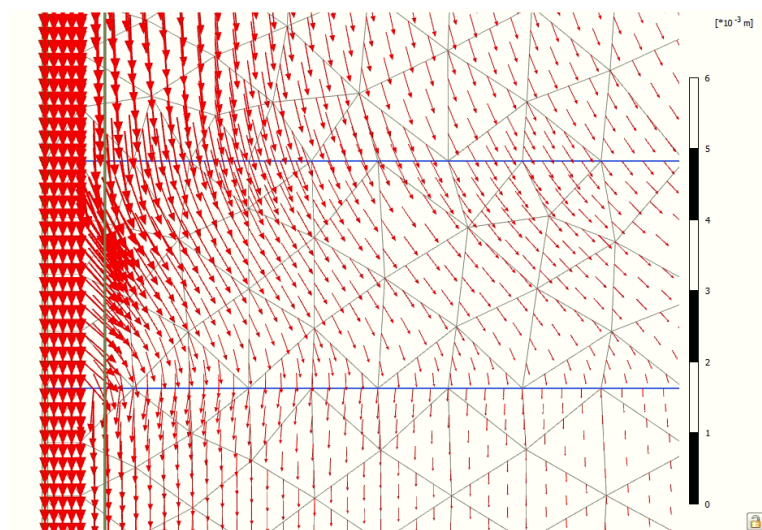


Figura 78 – E33B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

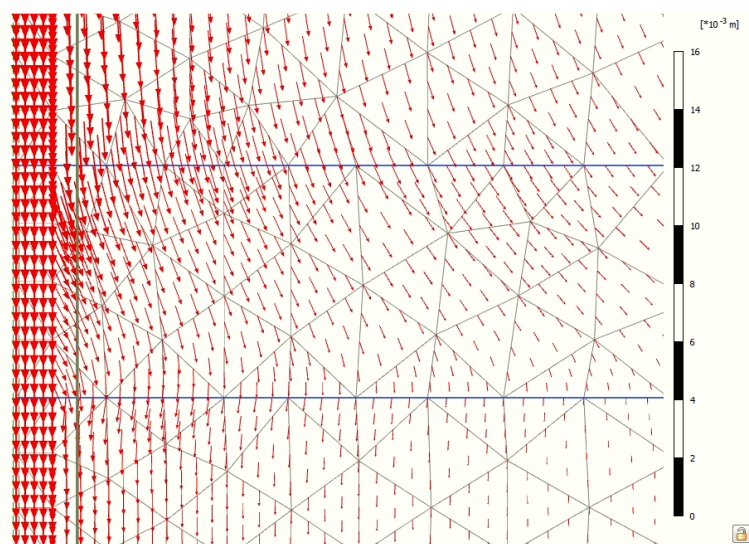


Figura 79 – E33B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Mobilização de atrito na interface

Por consequência das deformações sofridas pela camada de solo compressível, nota-se a ocorrência de comportamento de atrito negativo de pequena magnitude no trecho da base da camada de areia, que se estende, ainda em menor magnitude, até a camada de solo compressível. Nota-se, na Figura 80, o atrito lateral mobilizado na ponta, devido aos parâmetros da camada mais resistente. A Figura 81 apresenta o gráfico do atrito lateral mobilizado para todo o período de construção monitorado, diretamente do Plaxis 2D.

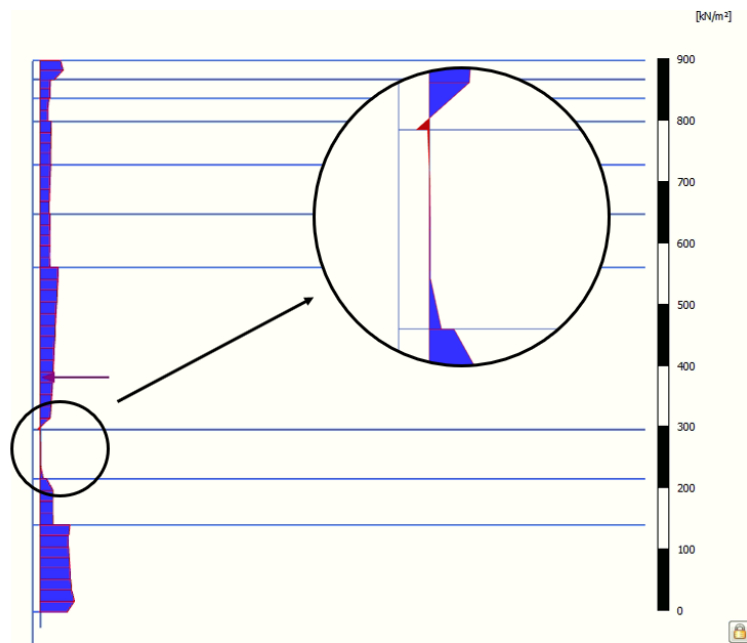


Figura 80 – E33B - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).

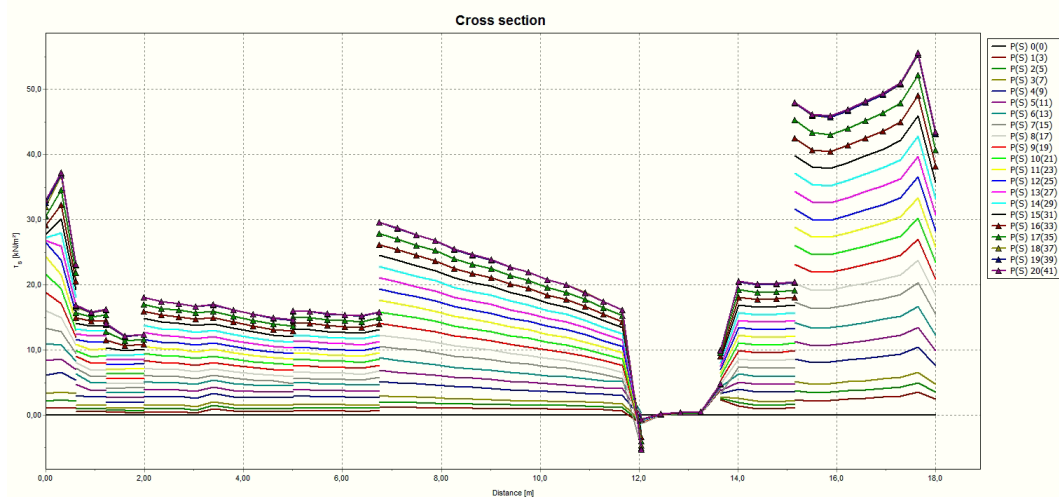


Figura 81 – E33B - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

Transferência de Carga

As tensões na estaca e a transferência para o solo são apresentados no gráfico da Figura 82. Como utiliza-se a carga aplicada em forma de tensão, distribuída sobre a área da estaca, gerando os resultados também na unidade de tensão, obtém-se a carga multiplicando o valor da tensão no ponto pela área transversal da estaca.

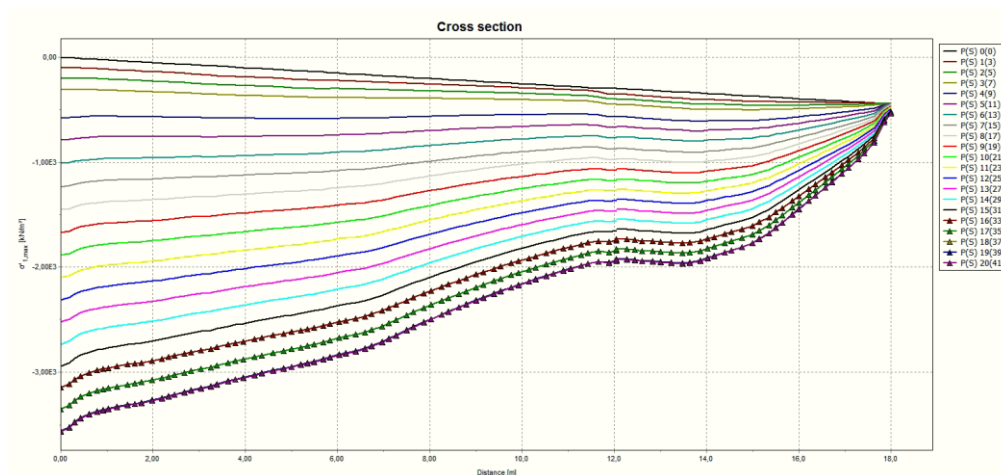


Figura 82 – E33B - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

5.4. Estaca 121B

Deslocamentos dos telltales

Os gráficos da Figura 83 apresentam os resultados dos deslocamentos dos telltales monitorados vs. os deslocamentos dos telltales calculados para as profundidades de 4,5 m, 6,5 m, 9 m e 13,5 m. Semelhante à estaca 33B, os deslocamentos dos telltales são descendentes para todas as profundidades.

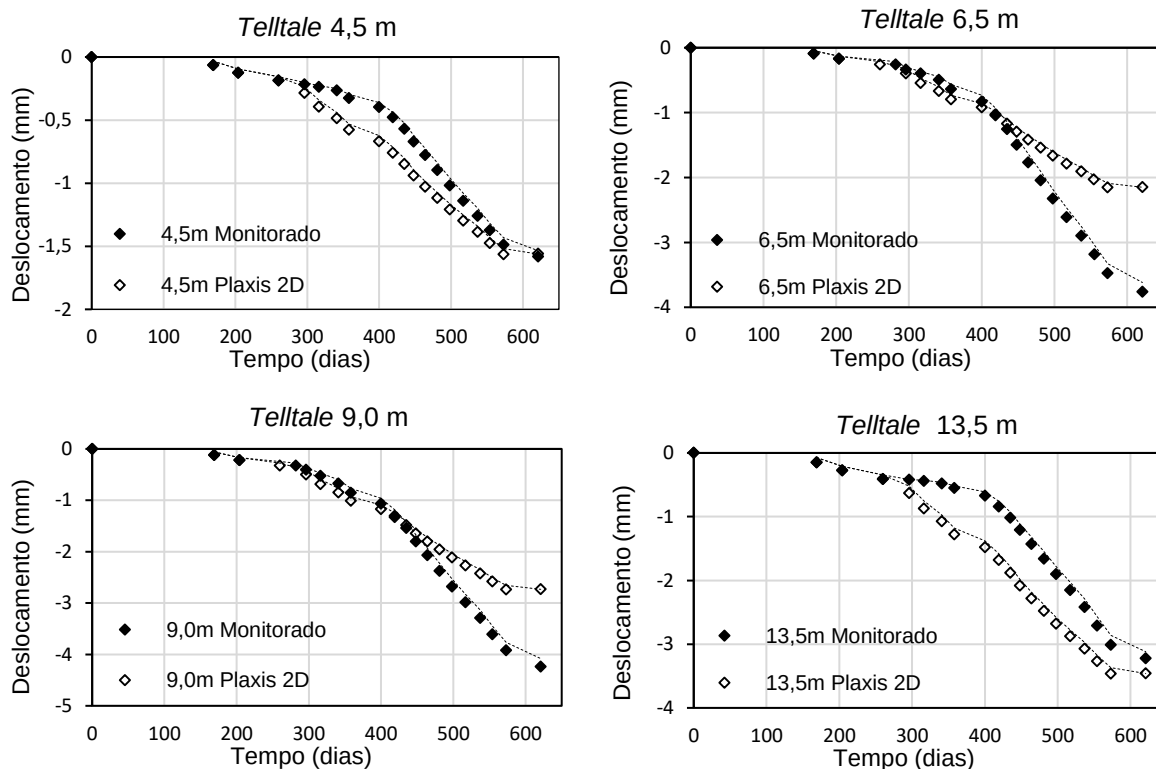


Figura 83 - Deslocamento vertical dos telltales calculados vs. telltales monitorados para a estaca 121B.

As Figuras 84 e 85 a seguir apresentam os resultados obtidos na modelagem numérica. Assim como na estaca 33B, os deslocamentos são mais acentuados no início da camada de solo mole, mas não apresentam, no último estágio de carregamento, comportamento caracterizado como atrito negativo. O solo somente apresenta deslocamento superior ao da estaca até o dia 341 de construção.

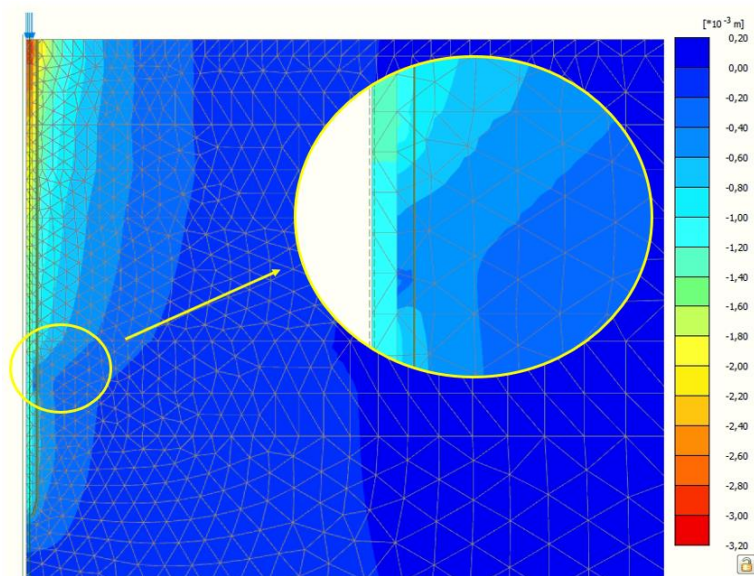


Figura 84 – E121B - Deslocamentos verticais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

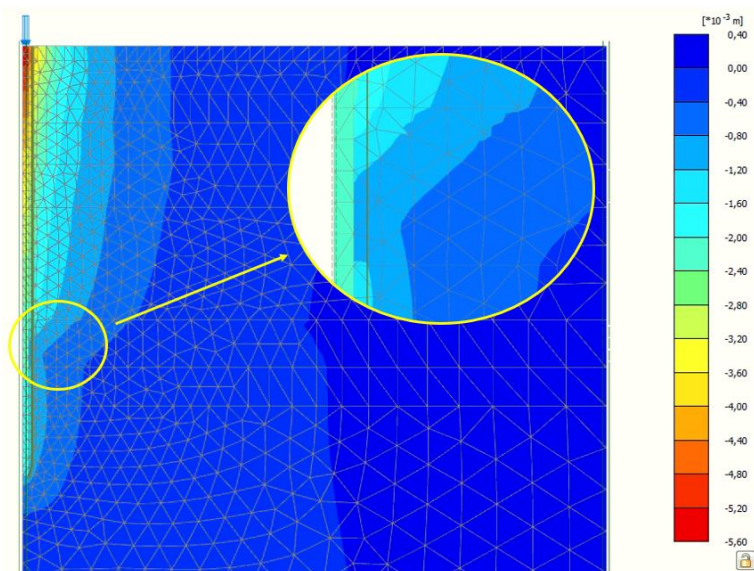


Figura 85 - E121B - Deslocamentos verticais ao final da alvenaria (621 dias de construção).

Deslocamentos horizontais

Assim como nos resultados das estacas analisadas anteriormente, o deslocamento diminui gradativamente a medida que se afasta da estaca. Os

deslocamentos se direcionam para a base da camada de areia, imediatamente acima da camada compressível, conforme observado na Figura 86.

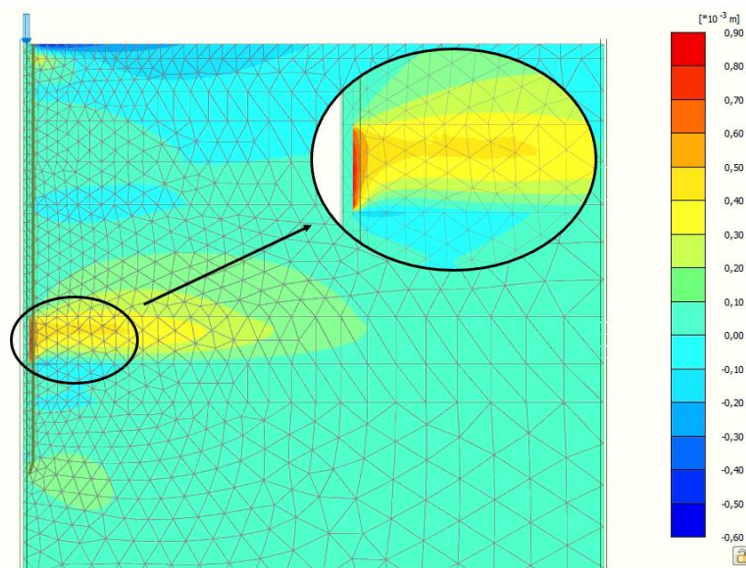


Figura 86 - E121B - Deslocamentos horizontais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Deslocamentos totais

As Figuras 87 a 89 apresentam a magnitude dos deslocamentos e suas direções na região da camada de solo compressível.

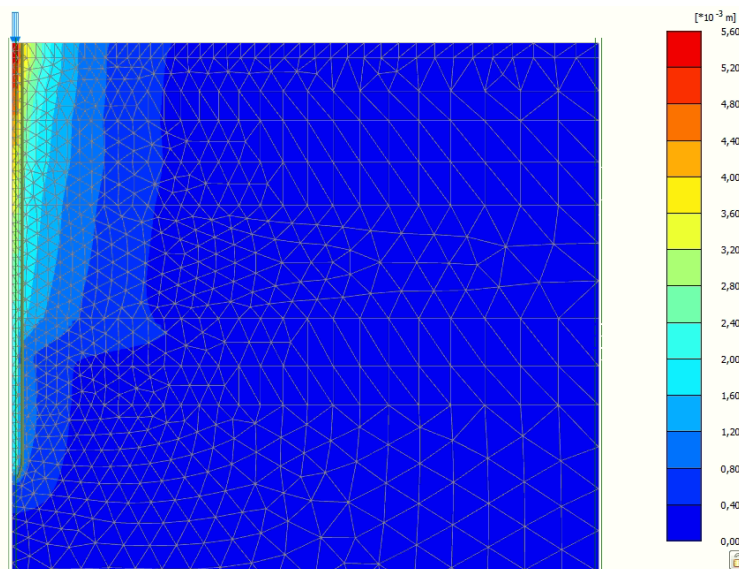


Figura 87 - E121B - Deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

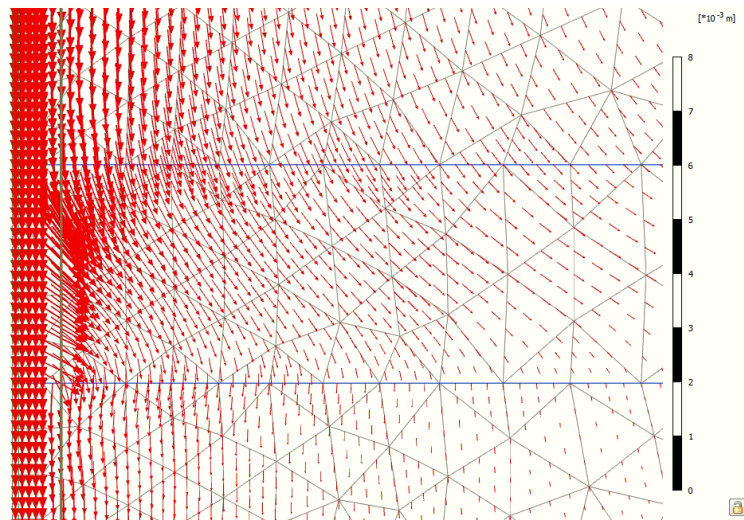


Figura 88 – E121B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais no 10º estágio de carregamento (435 dias de construção).

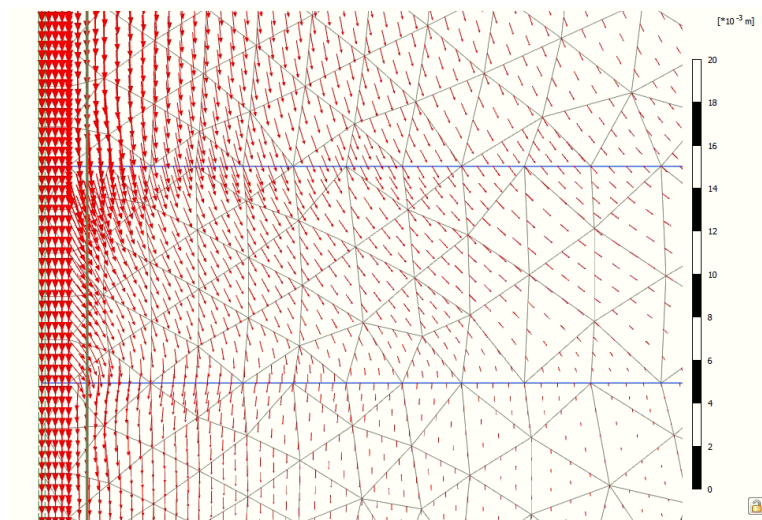


Figura 89 – E121B - Direção e magnitude dos deslocamentos totais ao final da alvenaria (621 dias de construção – estágio final do carregamento monitorado).

Mobilização de atrito na interface

De acordo com a Figura 90, assim como na estaca 33B, observa-se a ocorrência de comportamento de atrito negativo de pequena magnitude no trecho da base da camada de areia, até a camada de solo compressível, ainda em menor magnitude. A Figura 91 apresenta o gráfico do atrito lateral mobilizado para todo o período de construção monitorado, do Plaxis 2D.

Transferência de Carga

A tensão de compressão na estaca e a transferência para o solo são apresentadas no gráfico da Figura 92.

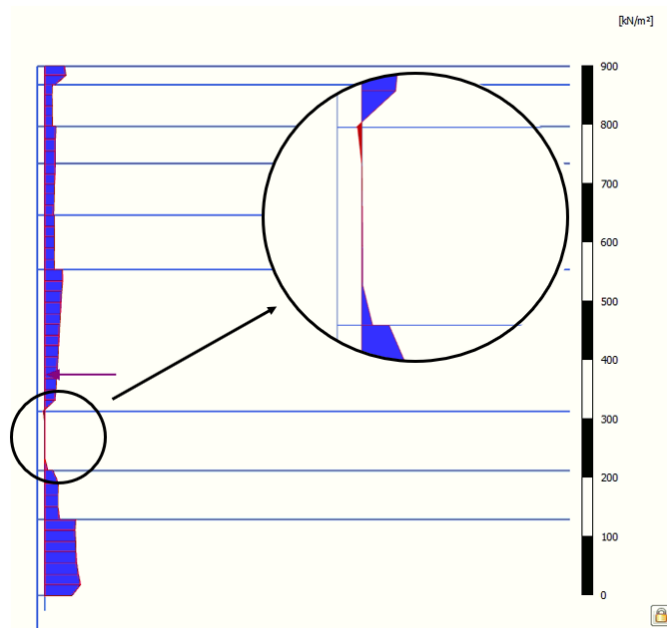


Figura 90 – E121B - Atrito mobilizado aos 621 dias de construção (último estágio de carregamento monitorado) (Plaxis 2D).

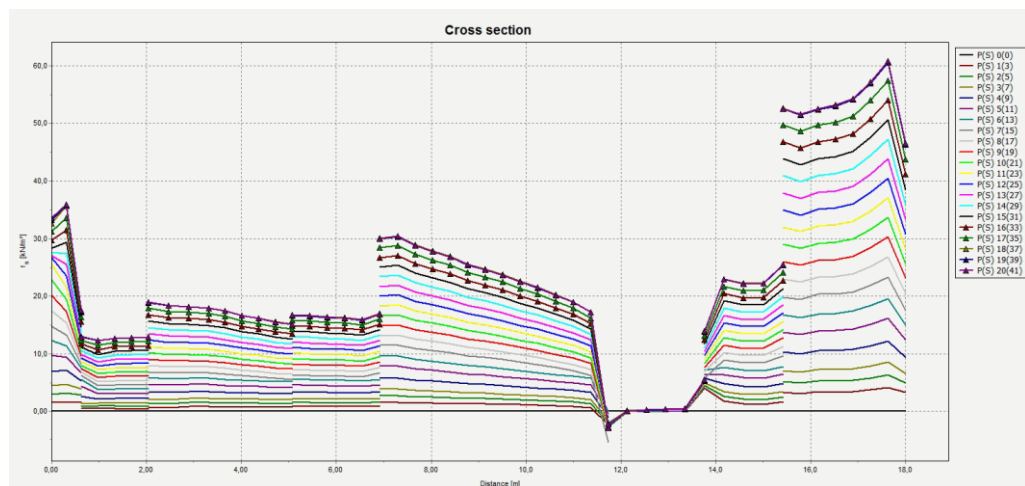


Figura 91 - E121B - Atrito mobilizado para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

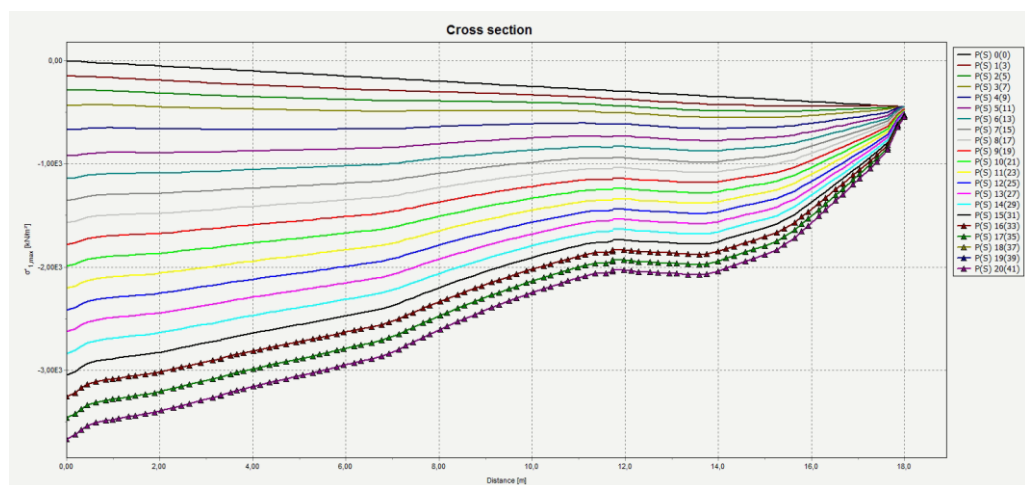


Figura 92 - E121B - Tensão aplicada na estaca e transferida para o solo para todos os estágios de carregamento (Plaxis 2D).

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1. Considerações iniciais

Na pesquisa de Waked (2017), os resultados da instrumentação com telltales mostraram que as estacas de periferia obtiveram comportamentos singulares, com a mudança de sentido nos deslocamentos verticais das estacas. Para o caso de estudo, de acordo com conclusões obtidas de Waked (2017), considera-se que a camada de solo mole intermediária atingiu uma condição de carregamento que levou a deformações não uniformes nessa camada. O estado de tensão, nas proximidades da estaca, tende a ser unidirecional vertical, mas à medida que se afasta da estaca, o estado de tensão tende a ser unidirecional horizontal, sugerindo uma mudança de direção do estado de tensão dentro da camada de solo mole. Essa condição gera uma deformação preferencialmente horizontal na camada compressível, que está sendo empurrada pela camada de areia localizada imediatamente acima. Quando isso ocorre, o solo presente nas imediações da estaca, que está perdendo capacidade de suporte, alivia o atrito mobilizado, gerando um comportamento similar ao que acontece no atrito negativo.

Quando a estaca é carregada e, conseqüentemente, comprimida, em um determinado acréscimo de carga, ocorre o processo de deformação horizontal da camada de solo mole nas imediações da estaca, devido ao acréscimo de tensão não unidirecional, ocasionando a perda da capacidade de sustentação da base da camada de areia. Há uma perda de capacidade de suporte da camada de solo nas imediações da estaca no trecho imediatamente superior à base da camada de areia, em cerca de 11,5 m de profundidade, gerando um deslocamento do solo maior que o da estaca, sugerindo a presença de atrito negativo.

Os resultados dos deslocamentos e tensões obtidos pelo Plaxis 2D são analisados para corroborar o estudo do efeito da camada compressível na interação solo-estaca.

Para a efetividade das análises, os dias de monitoramento dos telltales são compatibilizados com os dias de construção da obra, de acordo com a Tabela 22.

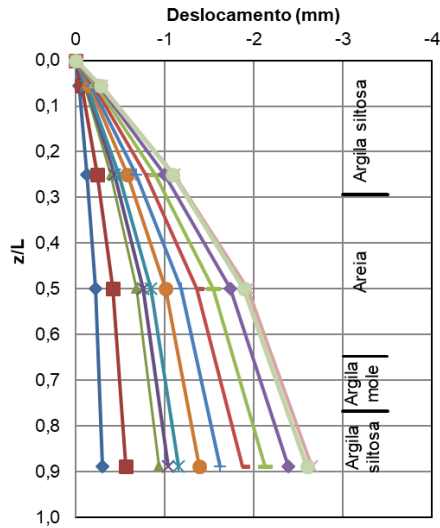
Tabela 22 – Compatibilização do tempo de monitoramento dos telhais com o tempo de construção.

Etapas da obra	Data	Tempo de monitoramento (dias)	Tempo de construção (dias)
Início das fundações	20/05/2015	-	-
1ª laje	05/11/2015	-	169
2ª laje	10/12/2015	-	204
3ª laje	04/02/2016	0	260
4ª laje	11/03/2016	14	296
5ª laje	31/03/2016	34	316
6ª laje	25/04/2016	59	341
7ª laje	12/05/2016	76	358
8ª laje	23/06/2016	118	400
9ª laje	12/07/2016	137	419
10ª laje	28/07/2016	153	435
11ª laje	10/08/2016	166	448
12ª laje	26/08/2016	182	464
13ª laje	12/09/2016	199	481
14ª laje	29/09/2016	216	498
15ª laje	18/10/2016	235	517
16ª laje	07/11/2016	255	537
17ª laje	24/11/2016	272	554
18ª laje	13/12/2016	291	573
alvenaria	31/01/2017	340	621

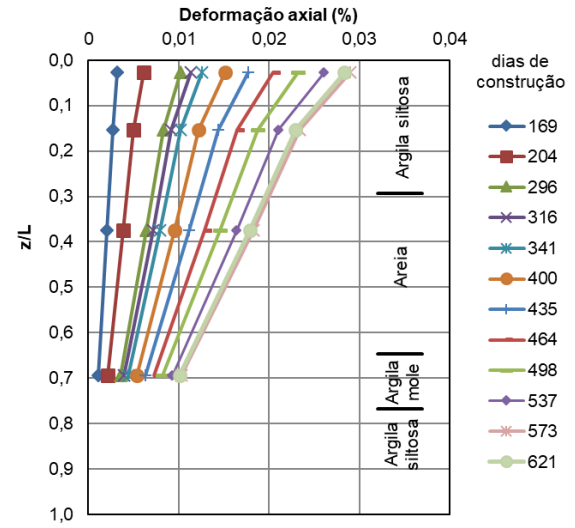
6.2. Deslocamentos e deformações na estaca

Os deslocamentos obtidos pelo modelo numérico, na profundidade dos telhais, e as deformações ao longo da profundidade das estacas são apresentados nas figuras 93 a 96. Cada linha exibe a evolução dos deslocamentos relativos ao longo da estaca em relação ao bloco de fundação, nas fases de carregamento 1, 2, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 e ao final das alvenarias, conforme Tabela 22.

As quatro estacas analisadas apresentaram deslocamentos descendentes, com valores sempre menores que o deslocamento do topo da estaca, sob estado de tensão por compressão. Os deslocamentos conforme monitorados por Waked (2017), com mudança de sentido, sugerindo o relaxamento de tensões na estaca, não foram identificados no elemento estrutural modelado com o Plaxis 2D. Observou-se o comportamento da interação solo-estaca similar ao encontrado por Waked (2017), com a presença de comportamento de atrito negativo no trecho da base da camada de areia até a camada de argila mole, apresentado adiante.

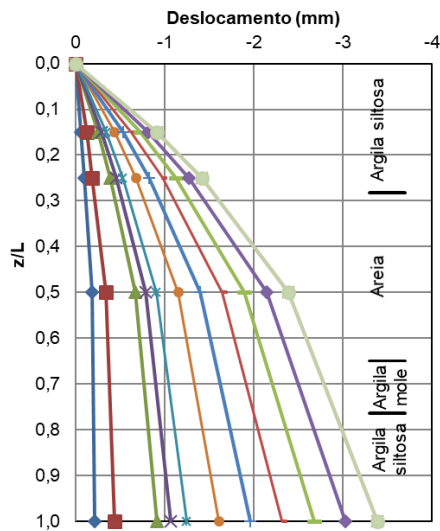


(a) Deslocamentos na profundidade dos teltales

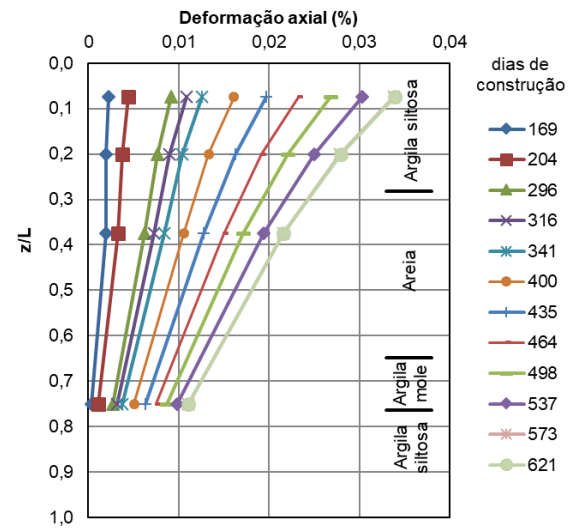


(b) Deformação axial específica

Figura 93 - Deslocamentos na profundidade dos teltales e as deformações axiais com a profundidade da estaca E1B.

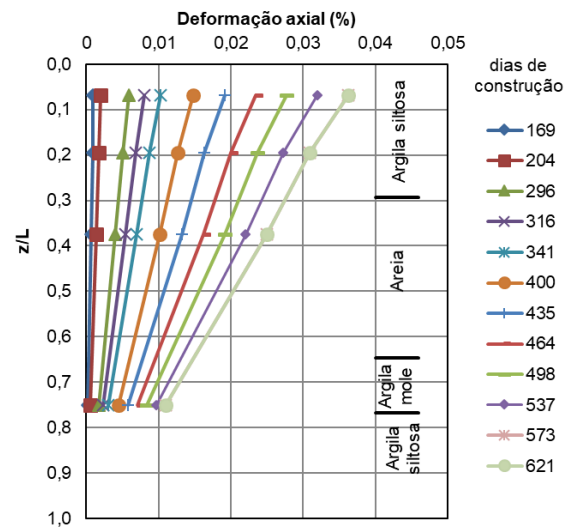
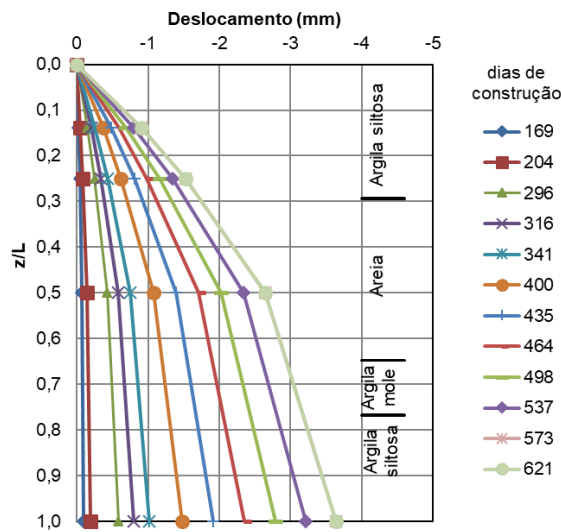


(a) Deslocamentos dos teltales



(b) Deformação axial específica

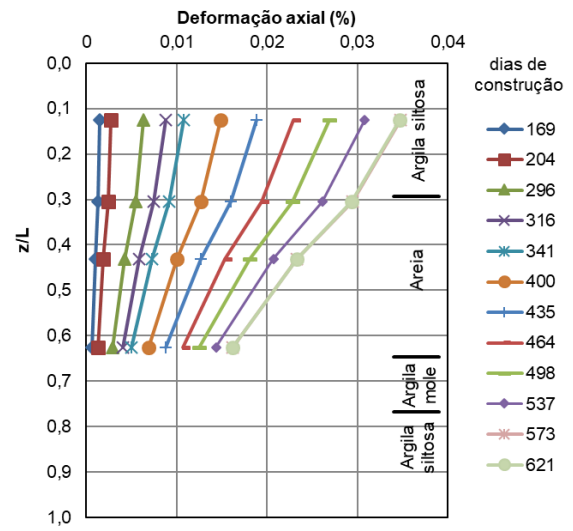
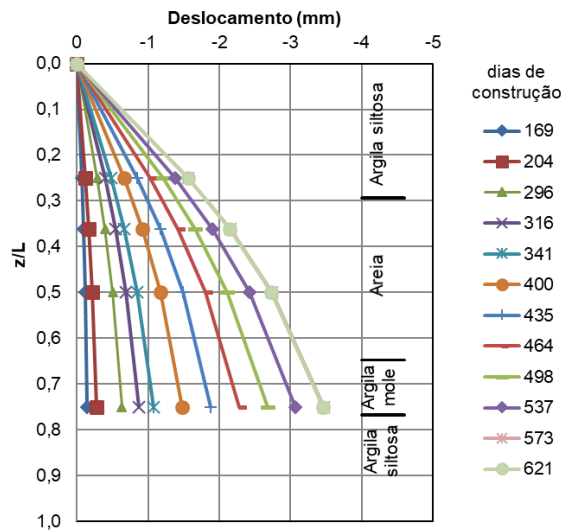
Figura 94 - Deslocamentos na profundidade dos teltales e as deformações axiais com a profundidade da estaca E12F.



(c) Deslocamentos dos *telltales*

(d) Deformação axial específica

Figura 95 - Deslocamentos na profundidade dos *telltales* e as deformações axiais com a profundidade da estaca E33B.



(c) Deslocamentos dos *telltales*

(d) Deformação axial específica

Figura 96 - Deslocamentos na profundidade dos *telltales* e as deformações axiais com a profundidade da estaca E121B.

No topo da estaca o deslocamento é maior, visto que há menor mobilização de resistência do solo. Conforme a profundidade aumenta, há uma maior resistência do solo na interface e, conseqüentemente, os deslocamentos são menores.

6.3. Interface solo-estaca

A análise numérica permitiu obter os deslocamentos na interface solo-estaca em cada etapa verificada por Waked (2017). Para uma análise comparativa, obtiveram-se os valores do deslocamento relativo, dado por:

$$desl_{rel} = desl_{solo} - desl_{estaca} \quad [5.6]$$

Onde:

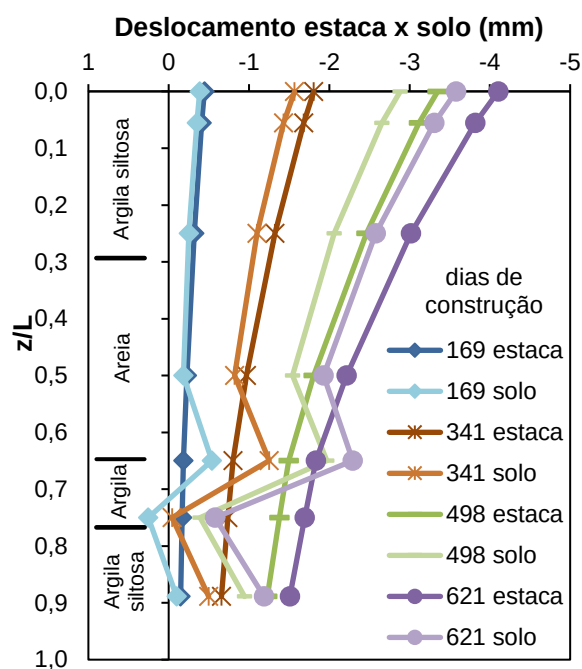
$desl_{solo}$: deslocamento do solo na interface solo-estaca;

$desl_{estaca}$: deslocamento da estaca;

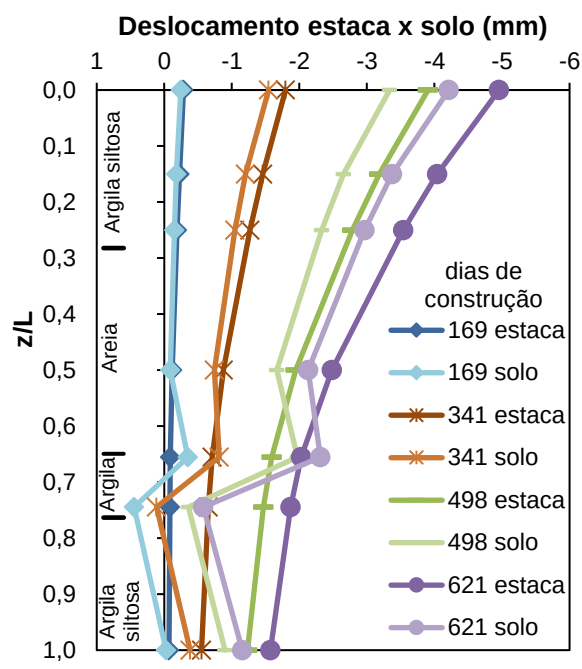
A Figura 97 apresenta o deslocamento do solo e o deslocamento da estaca ao longo da profundidade, para as quatro estacas analisadas. Considerando a camada de argila mole com alta compressibilidade, sugere-se um significativo processo de deformação na interface solo-estaca na profundidade da camada.

O solo na interface das estacas 1B e 12F apresentam deslocamentos acentuados na região da camada de solo compressível, que se mostra entre a base da camada de areia e a parte superior da camada de argila. As estacas 33B e 121B obtiveram comportamento semelhante, apresentando o recalque total descendente em todos os pontos. Isso significa que na transferência de carga estaca-solo, há uma mobilização de resistência por atrito lateral.

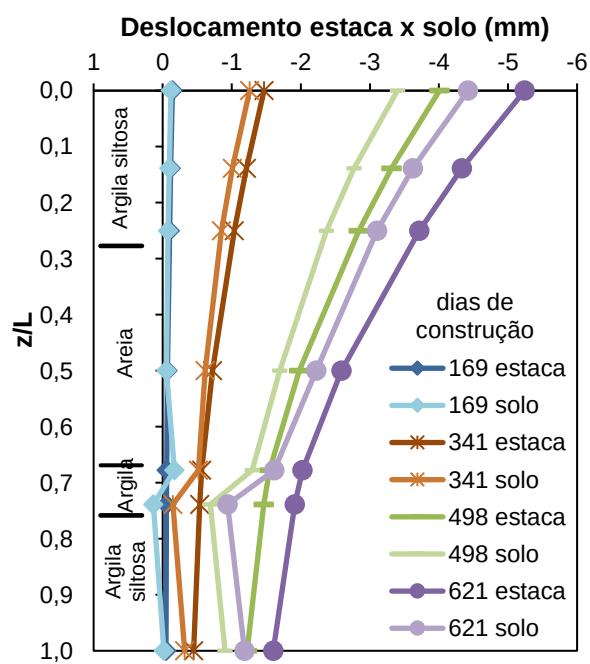
A região inferior da camada de solo mole compreende deslocamentos de pequena magnitude, chegando a apresentar deslocamentos com direção contrária no início do monitoramento.



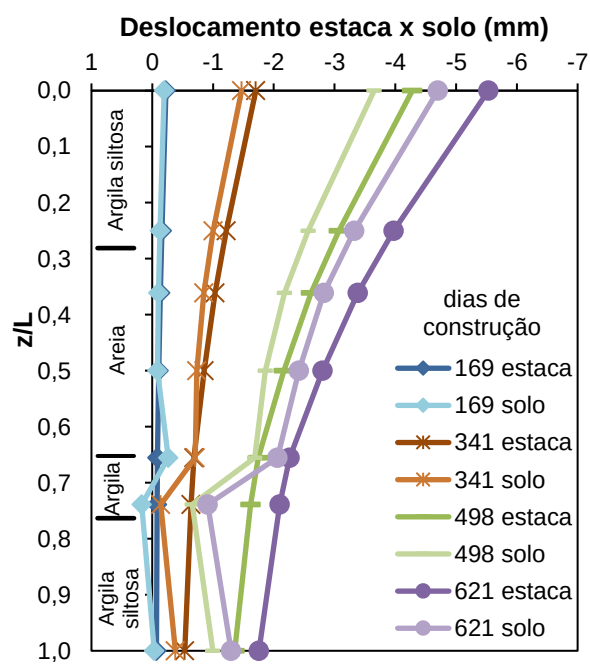
(a) Estaca 1B



(b) Estaca 12F

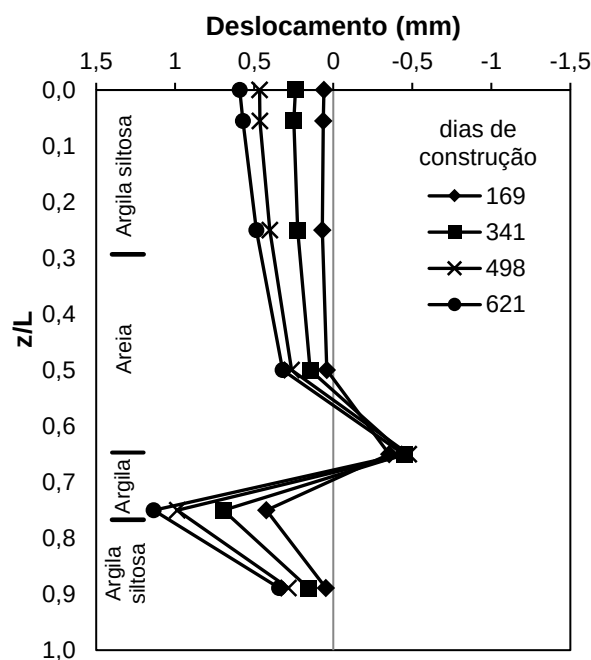


(c) Estaca 33B

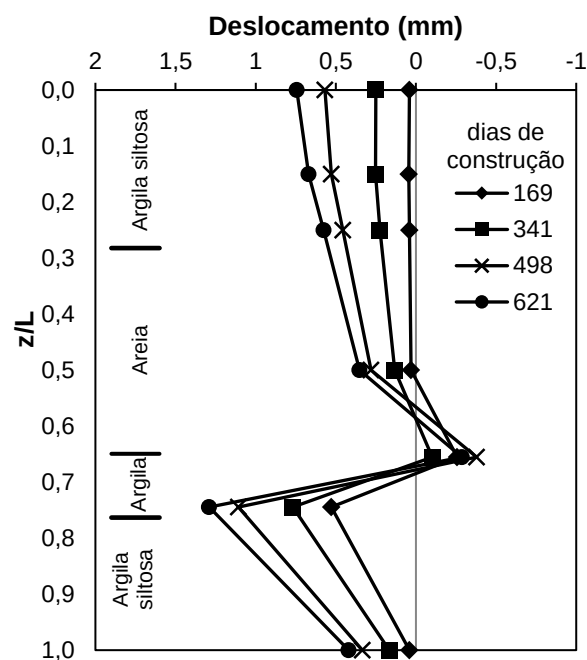


(d) Estaca 121B

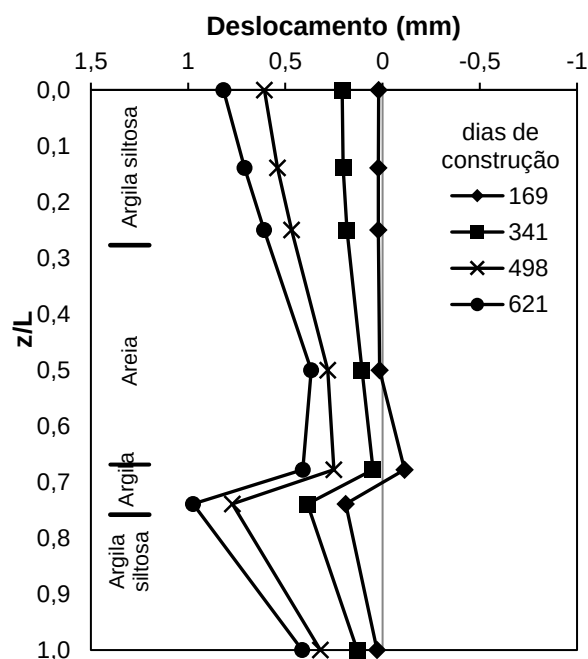
Figura 97 - Deslocamento estaca vs deslocamento do solo na interface com a profundidade das estacas 1B, 12F, 33B e 121B analisadas numericamente.



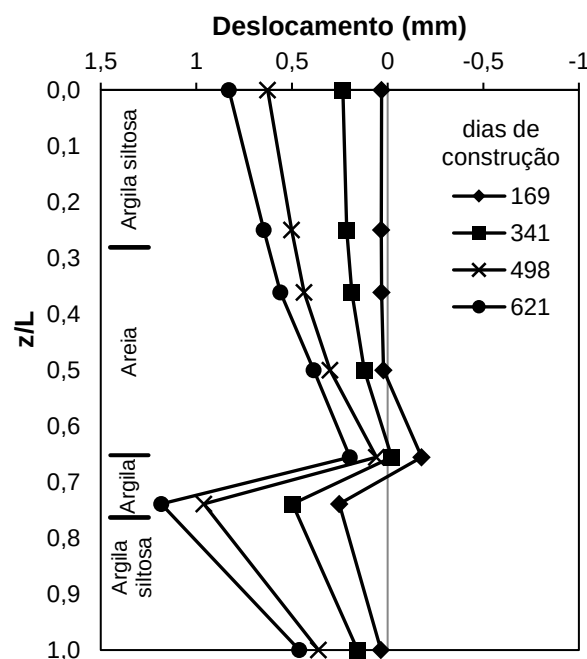
(a) Estaca 1B



(b) Estaca 12F



(c) Estaca 33B



(d) Estaca 121B

Figura 98 - Deslocamento relativo com a profundidade das estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

Os deslocamentos relativos do solo em relação a estaca ao longo da mesma profundidade onde estão localizados os telltales, são apresentados na Figura 98, para quatro estágios da obra. Observa-se comportamento semelhante entre as estacas 1B e 12F, com deslocamentos relativos na direção contrária, na região do início da camada de solo compressível, demonstrando que o solo na interface deslocou mais que a estaca. Na base da camada de solo mole, o deslocamento relativo se apresenta

com grande magnitude em relação aos deslocamentos relativos do topo. Esse comportamento sugere que, na metade inferior da camada de solo compressível praticamente não há mobilização de atrito lateral. O atrito positivo volta a ser mobilizado logo abaixo da referida camada.

A simulação numérica mostra que o solo sofre um recalque maior que a estaca na interface no trecho da base da camada de areia até a camada de solo compressível, caracterizando a existência de atrito negativo. O solo transfere parte da carga para a estaca, que diminui, conseqüentemente, a capacidade de carga na ponta da estaca.

Acima da camada de solo compressível ocorre o atrito positivo, quando a estaca apresenta deslocamento vertical superior ao do solo. Quando o deslocamento relativo caracteriza um deslocamento do solo superior ao da estaca, há a atuação do comportamento de atrito negativo, no trecho da base da camada de areia até a camada de solo compressível. Abaixo do ponto neutro, profundidade em que o solo e a estaca têm recalques com a mesma magnitude, localizado na base da camada de areia, a estaca não mobiliza atrito. A partir da base da camada de solo compressível, o recalque da estaca volta a ser maior que o do solo.

As estacas 1B e 12F apresentaram comportamento caracterizado como atrito negativo na profundidade do trecho da base da camada de areia até a camada de solo mole, para os quatro estágios de carregamento. As estacas 33B e 121B obtiveram deslocamentos que caracterizam o atrito negativo somente nos primeiros estágios de carregamento, até aproximadamente ao dia 316 de construção. A teoria apresentada por Waked (2017) se confirma através dos resultados numéricos, porém em profundidades distintas. A camada de solo compressível se deforma horizontalmente, gerando deslocamentos verticais acentuados no início da camada, desenvolvendo tensões de compressão.

As Figuras 99 a 102 apresentam os deslocamentos verticais de pontos distanciados em 0,25 m, 0,5 m, 1 m, 2 m, 5 m e 10 m do eixo da estaca, para a E1B, E12F, E33B e E121B, onde d é a distância do eixo da estaca e D o diâmetro da estaca. O ponto 0 m (primeiro ponto) corresponde ao eixo da estaca e o ponto 0,25 m (segundo ponto) corresponde a interface solo-estaca. Os deslocamentos e deformações representam análises de cortes realizados na malha de pontos no início e na base da camada de solo compressível, assim como acima e abaixo dessa camada.

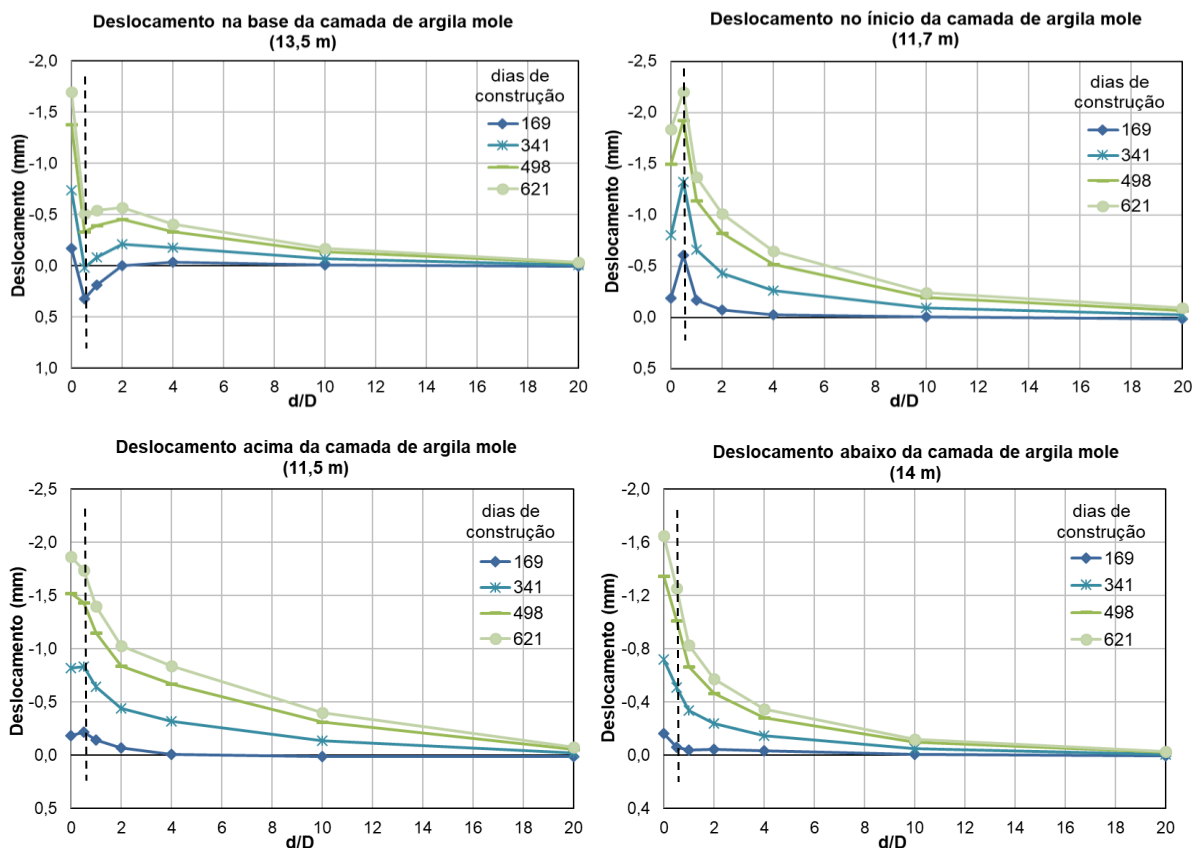


Figura 99 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 1B.

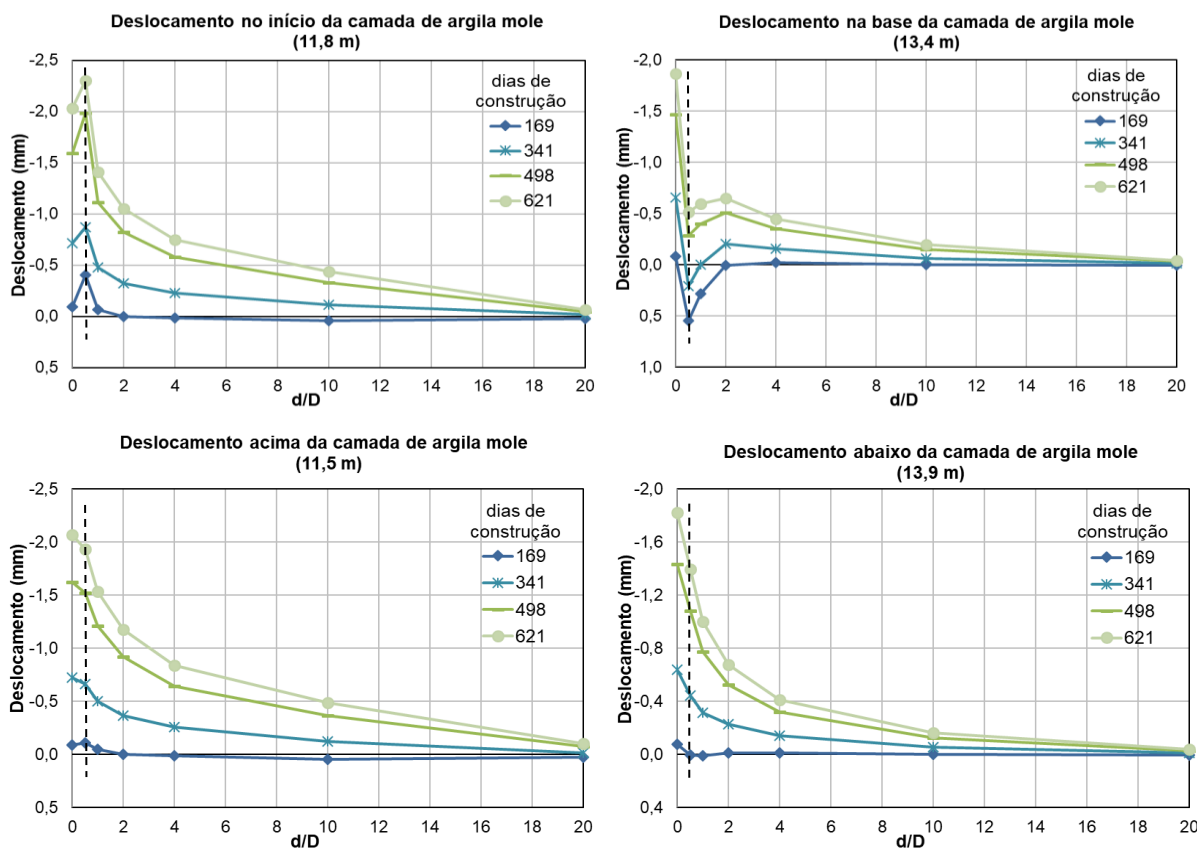


Figura 100 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 12F.

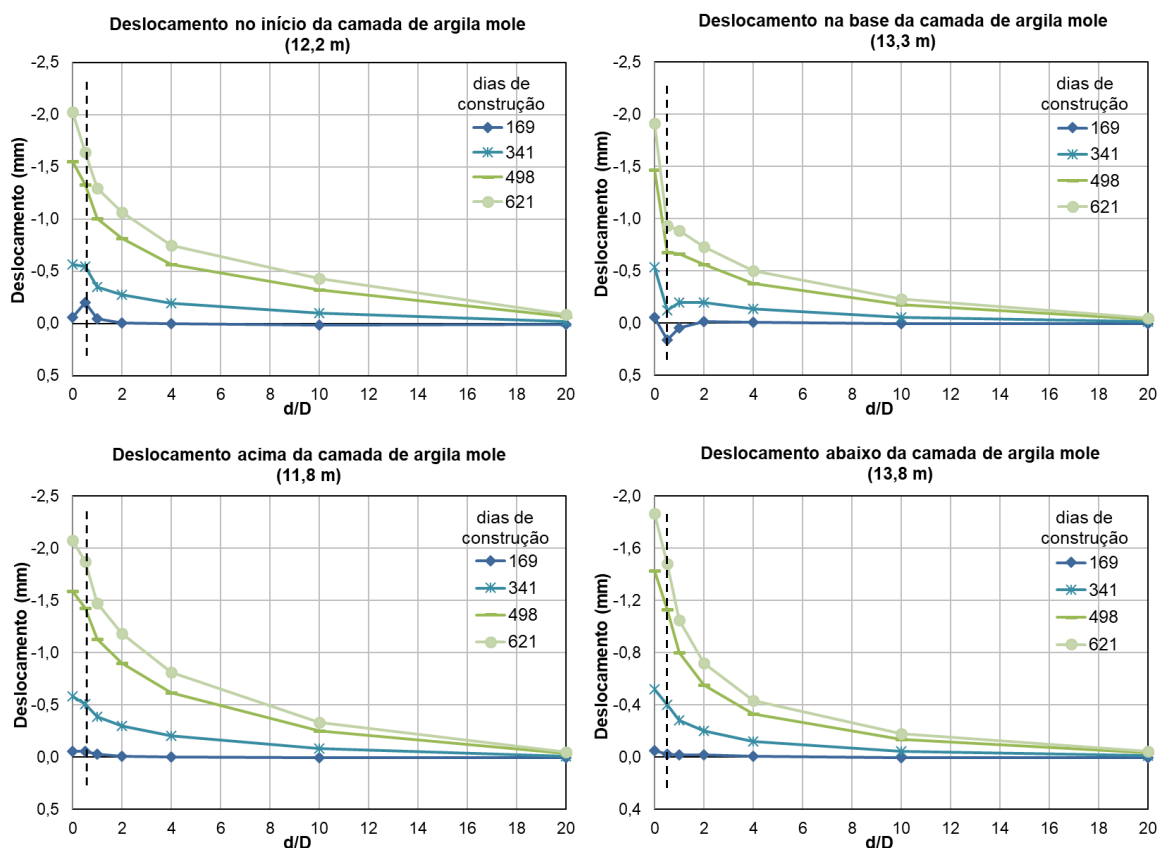


Figura 101 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 33B.

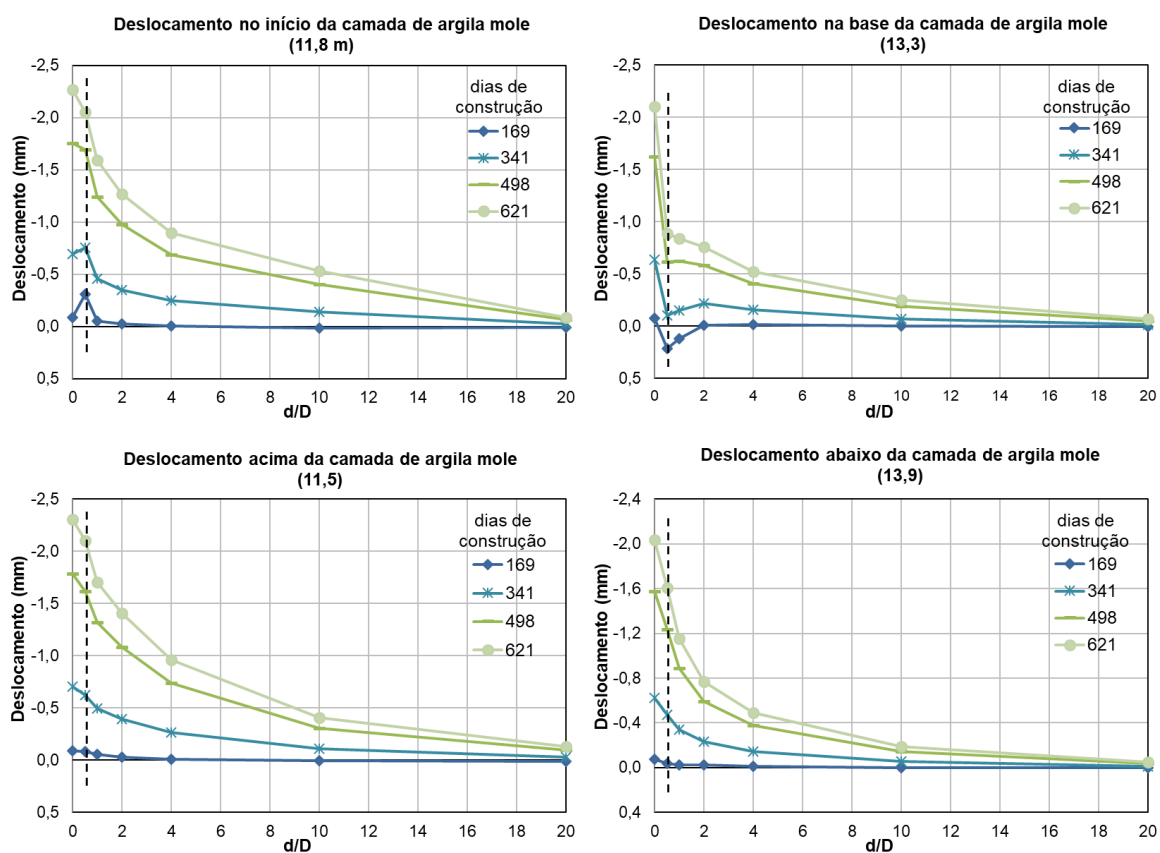


Figura 102 - Deslocamentos verticais na camada de argila mole da estaca 121B.

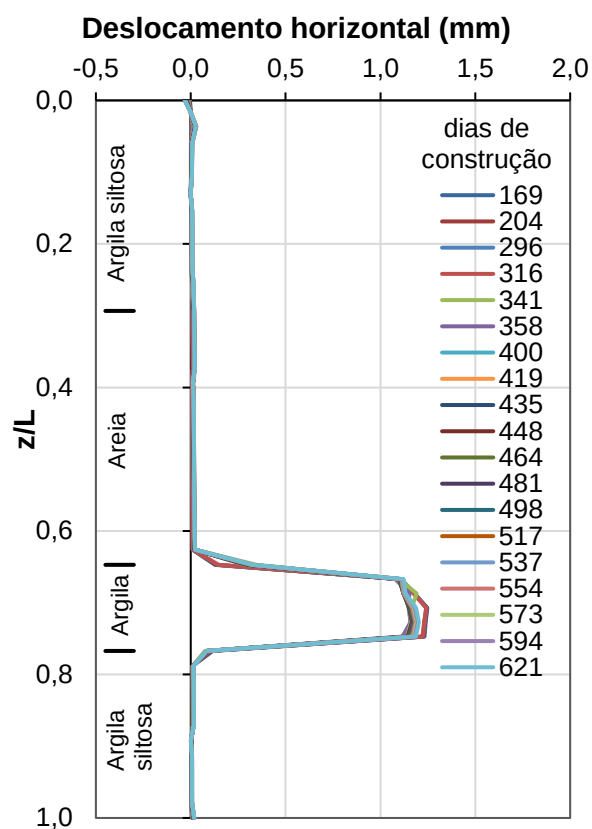
De acordo com os resultados dos deslocamentos verticais obtidos por cortes horizontais na malha do modelo no Plaxis 2D, observa-se que para as estacas 1B e 12F, há um deslocamento acentuado do solo em relação à estaca no início e na base da camada de solo compressível, contrário as estacas 33B e 121B, que apresentam deslocamentos descendentes ao longo da profundidade, no qual a estaca desloca mais que o solo, exceto para o primeiro estágio de carregamento.

Os deslocamentos obtidos confirmam que o comportamento de atrito negativo ocorre somente no trecho da base da camada de areia mais resistente até a camada de solo compressível, para as estacas 1B e 12F. Acima desse ponto, ocorre a mobilização de atrito positivo.

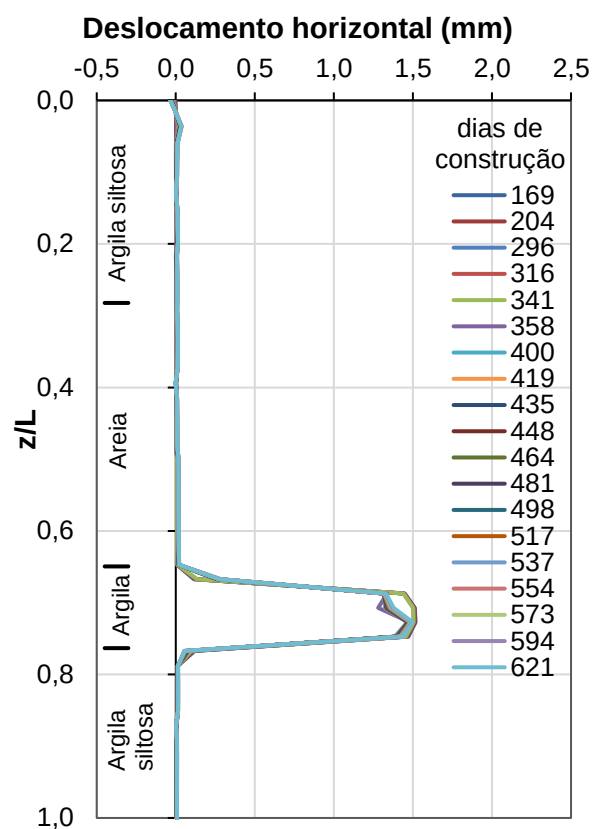
6.4. Deslocamento horizontal do solo na interface

Os deslocamentos horizontais acentuados obtidos na modelagem demonstram que há um processo de deformações horizontais na camada de solo mole, que pode estar desconfinando a base da camada superior mais resistente, gerando o relaxamento de tensões na interface na região da parte inferior da camada de solo mole.

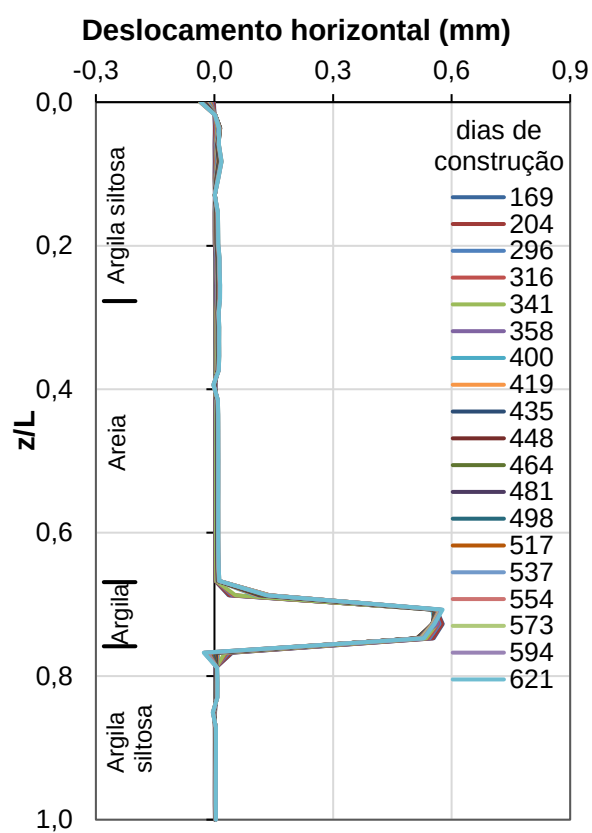
Observa-se que em todas as estacas analisadas há um deslocamento horizontal acentuado na interface na camada de argila mole, conforme Figura 103. A magnitude do deslocamento horizontal diminui à medida que se afasta do eixo da estaca e de acordo com o processo de adensamento do solo, os deslocamentos atingem a camada de areia superior. Esse deslocamento, que configura um possível escoamento da camada de argila mole, gera o desconfinamento da base da camada de areia mais resistente.



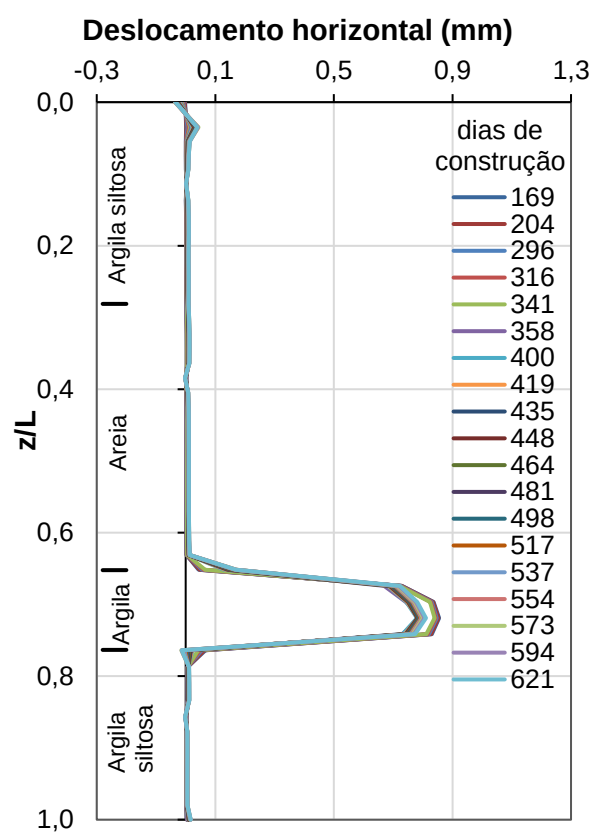
(a) Estaca 1B



(b) Estaca 12F



(c) Estaca 33B



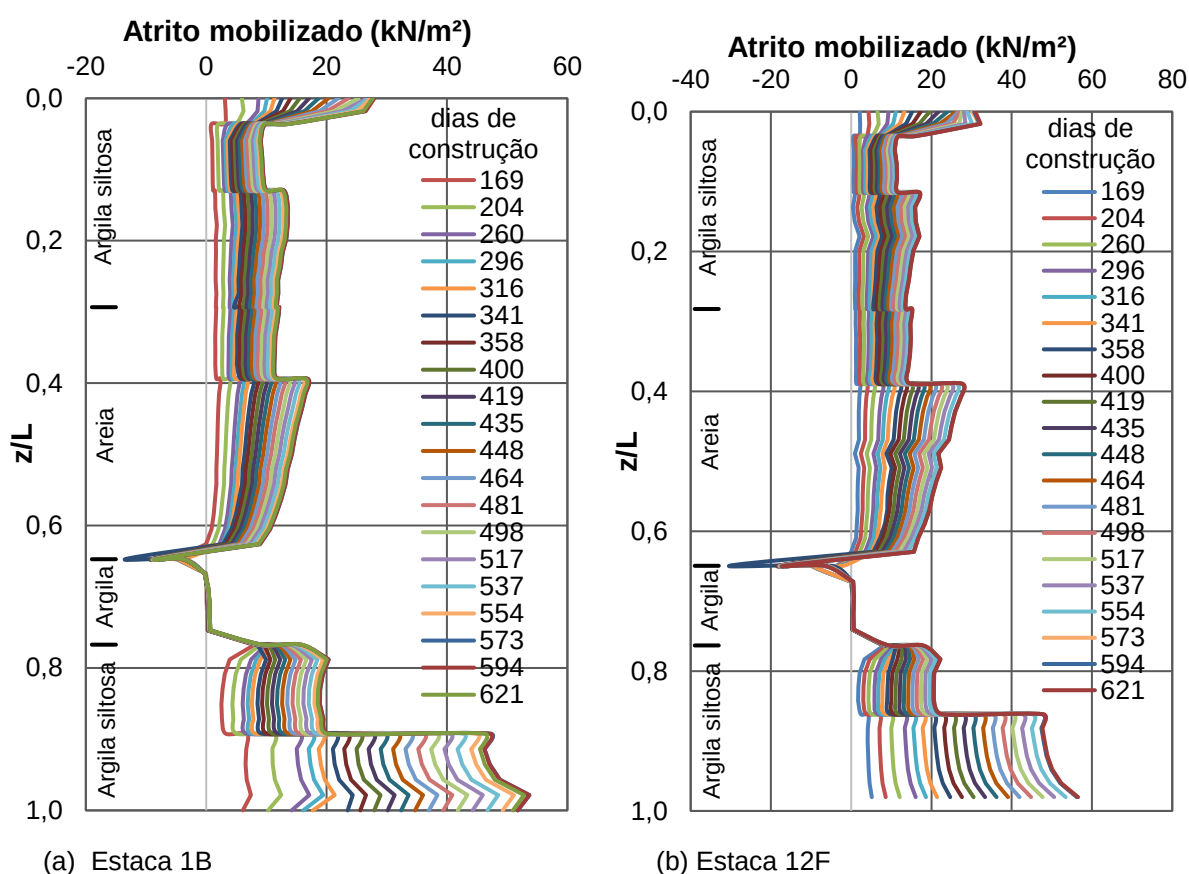
(d) Estaca 121B

Figura 103 - Deslocamento horizontal ao longo da profundidade para as estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

6.5. Tensão mobilizada por atrito lateral

A análise dos deslocamentos permitiu verificar a existência do comportamento de atrito negativo, que atua no trecho da base da camada de areia até a camada de solo mole, conforme apresentado na Figura 104. A mobilização por atrito lateral ocorre ao longo do fuste, nas camadas de argila siltosa e de areia, até os 11,5 m, e próximo à ponta, na camada de argila rija, a partir de 13,5 m, mobilizando resistência de ponta.

Pelos resultados numéricos, observa-se um pico de tensão no início da camada de argila mole e a mobilização de resistência decresce gradativamente com a profundidade na camada de areia, até a camada de solo mole. Esse comportamento ocorre devido a presença da camada de solo compressível.



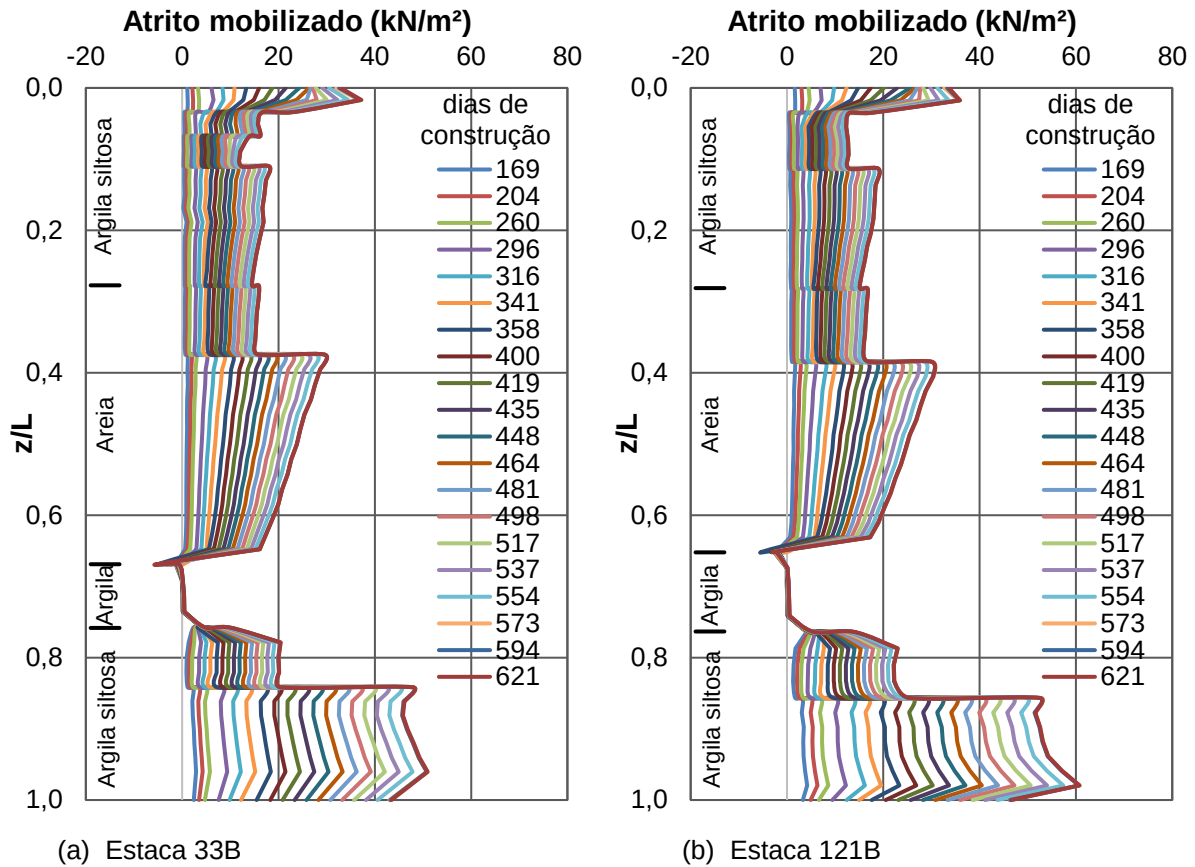
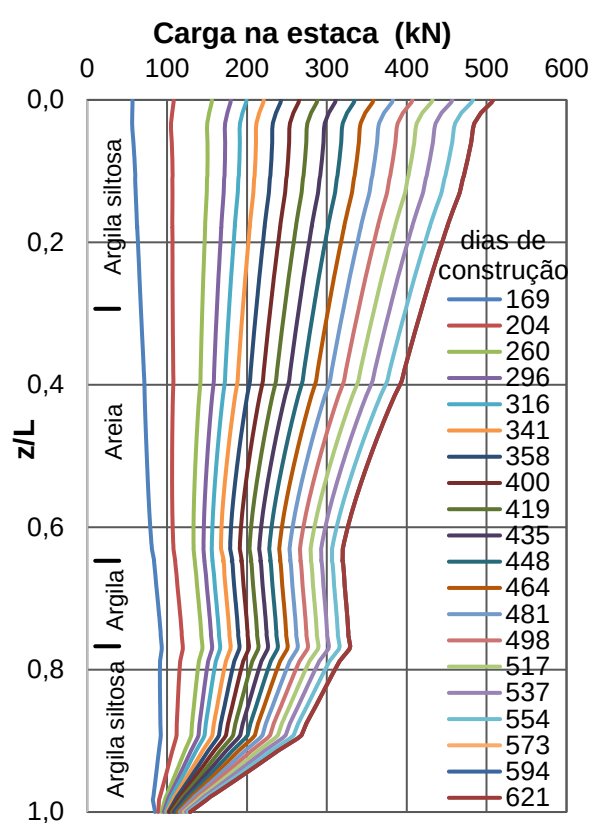


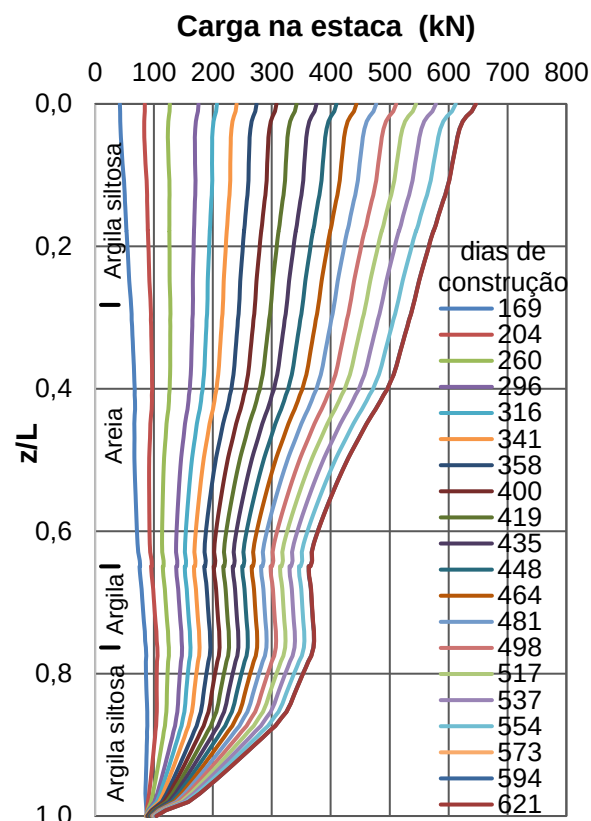
Figura 104 – Atrito mobilizado nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

6.6. Transferência de carga estaca-solo

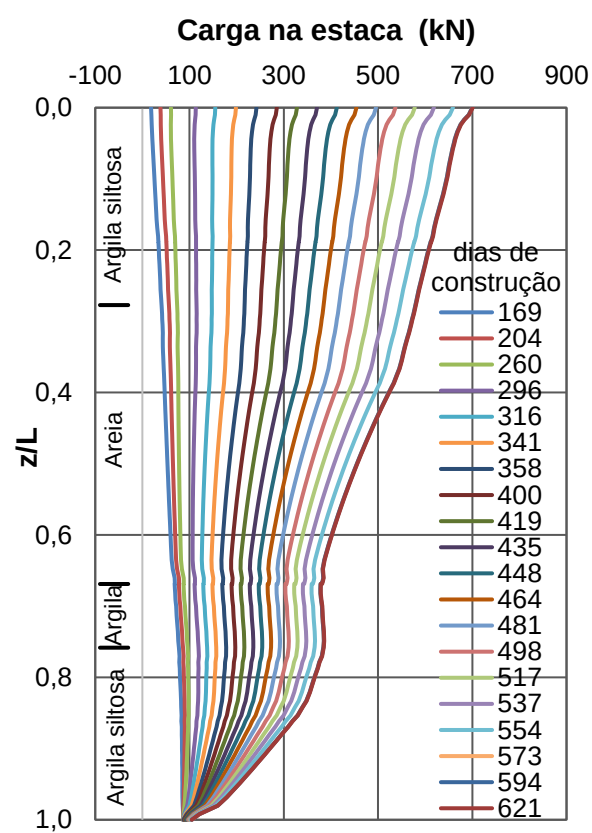
A análise da transferência de carga mostra que a estaca transfere carga para o maciço até a camada de solo mole. Ao atingir a camada compressível, não há ganho de carga, permanecendo constante por toda a camada. A perda da capacidade de suporte da estaca é observada somente na camada de solo compressível (Figura 105).



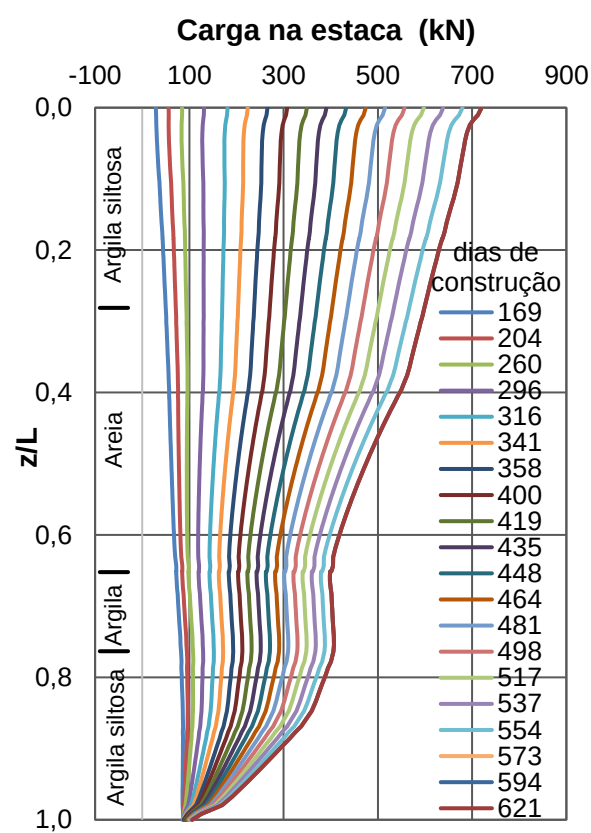
(a) Estaca 1B



(b) Estaca 12F



(a) Estaca 33B

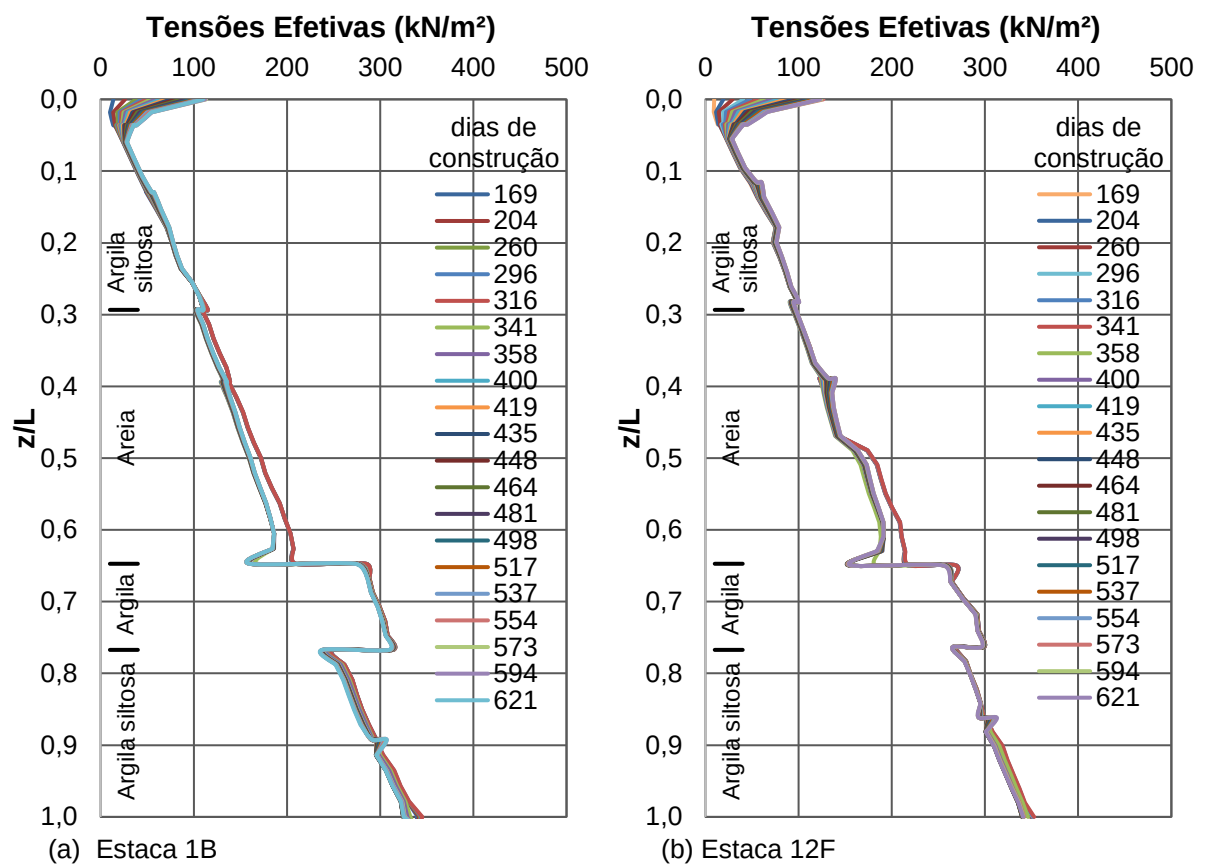


(b) Estaca 121B

Figura 105 – Carga nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

As tensões efetivas verticais sofrem um acréscimo de tensão na camada de solo compressível. A variação de tensões acontece a medida que se afasta do eixo da estaca. A transferência de carga estaca-solo provoca deslocamentos do solo não uniformes, que aliado a presença do solo mole, é gerado um comportamento diferente de um comportamento de aterro sobre solo mole (carregamento infinito). Essas mudanças interferem no comportamento do maciço.

A Figura 106 apresenta as tensões efetivas verticais nas quatro estacas analisadas.



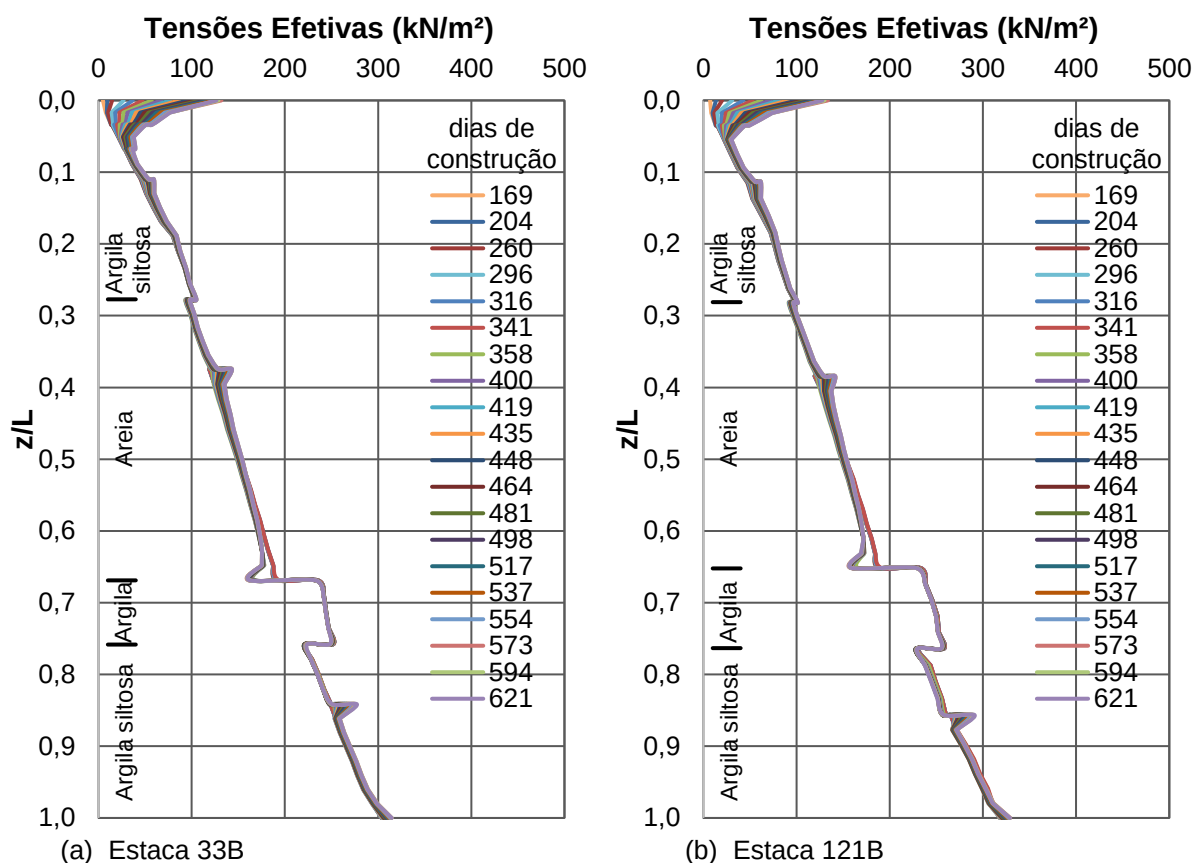


Figura 106 – Tensões geradas nas estacas 1B, 12F, 33B e 121B.

O gráfico da Figura 107 demonstra o desenvolvimento de poropressão, sucção, tensão efetiva e tensão total na interface solo-estaca. Devido ao tempo de carregamento da estaca de 621 dias até o final do monitoramento, que corresponde ao final da alvenaria, ainda não ocorreu, em sua maioria, a dissipação da poropressão da camada de solo mole.

Há um acréscimo de tensão vertical total na região da camada de solo mole, gerando uma sobrecarga sobre essa camada. A cada estágio de carregamento na estaca, ocorre uma redução de pequena magnitude da poropressão próximo a interface, devido ao baixo estado de tensão. Essa redução subtraída da tensão total, gera um acréscimo de tensão efetiva ao longo do fuste da estaca, na região da camada de solo mole. Na região da camada de areia, não há acréscimo de poropressão.

A variação de poropressão sendo menor do que a variação da tensão total é consequência da movimentação horizontal da camada de solo mole. Devido aos deslocamentos não só verticais, mas também horizontais, algumas regiões comprimem menos, alterando o estado da poropressão na interface.

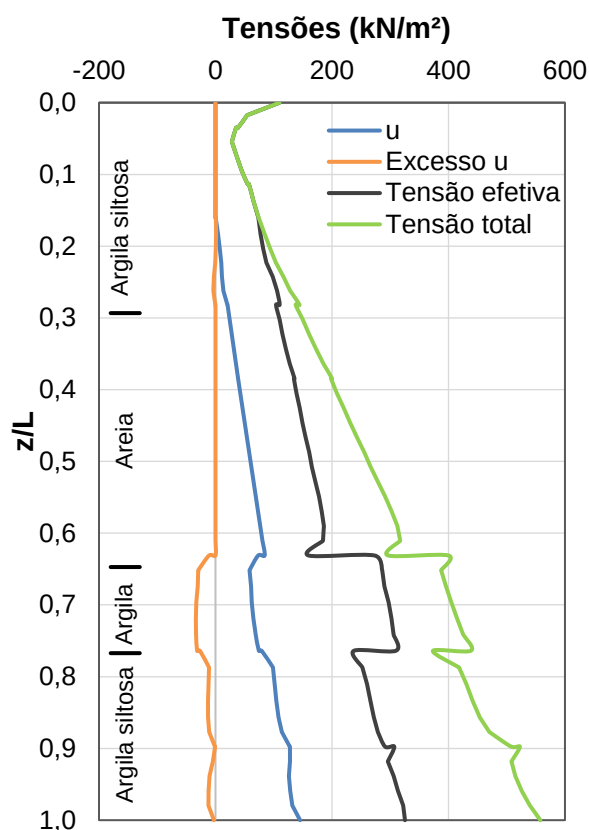


Figura 107 - Tensão total, tensão efetiva e poropressão gerada para o último estágio de carregamento da E1B.

6.7. Tensões Residuais

Falconio e Mandolini (2003) apresentaram um estudo com evidências experimentais de tensões residuais em uma estaca, como consequência da expansão ou contração do concreto, geradas pelos fenômenos de hidratação.

Após a concretagem ocorre um processo químico exotérmico, que provoca contração ou expansão, conforme as condições ambientais externas (úmidas ou secas) e o tipo de cimento. Supondo que exista um estado de deformação zero na interface estaca-solo logo após a concretagem, o solo circundante reagirá a qualquer mudança na deformação após este tempo (Falconio e Mandolini, 2003).

Segundo Falconio e Mandolini (2003), em condições ambientais secas ou com menor teor de umidade, ocorre a tendência à contração da estaca (redução do volume de concreto), mas o solo na interface desenvolverá atrito, permitindo, portanto, uma redistribuição das deformações na estaca de acordo com a condição de carga total externa. Para condições ambientais úmidas ou de maior teor de umidade, a estaca tenderá a expandir em relação ao solo. Devido à presença do solo circundante,

necessariamente haverá alguma parte da estaca acima de alguma profundidade onde serão geradas tensões de cisalhamento negativas (ponto B); abaixo dessa profundidade, as tensões de cisalhamento positivas garantirão o equilíbrio geral (ponto A), conforme apresenta a Figura 108.

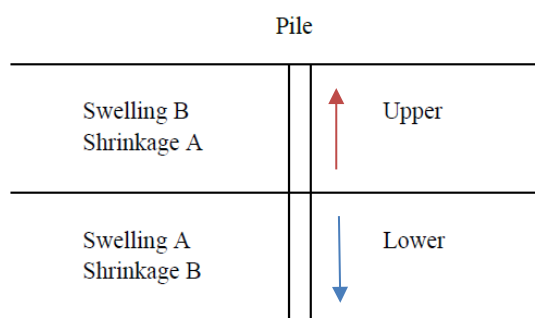


Figura 108 - Esquema de tensões na estaca (adaptado de Falconio e Mandolini, 2003).

Falconio e Mandolini (2003) concluem que existem deformações significativas na estaca após a colocação do concreto. Essas deformações resultam de uma complexa interação estaca-solo e, possivelmente, alteram a resposta da estaca quando carregada. As distribuições de tensões de cisalhamento ao longo da estaca, conforme gerada pelo processo de hidratação do concreto, representam as tensões residuais. A distribuição inicial das tensões residuais ao longo da estaca afeta a rigidez axial da estaca; nenhuma diferença apreciável se apresentou em termos de capacidade de carga.

A partir do início do carregamento, com o solo já tensionado, a estaca transfere carga para o maciço, a fim de atingir a condição de equilíbrio. O trecho acima do ponto neutro da retração exerce uma força de baixo para cima e, quando se inicia o carregamento da estaca, a carga aplicada é transferida quase totalmente para o maciço. O trecho abaixo do ponto neutro alivia tensões, exercendo uma força de cima para baixo. Nas proximidades do ponto neutro da retração, a medida que se aplica carga na estaca, possivelmente é gerado o movimento do ponto neutro para baixo, até atingir a ponta da estaca.

Foram realizados testes preliminares no Plaxis 2D, com o modelo numérico analisado, para avaliar o efeito das tensões residuais na interação solo-estaca. É de se considerar que a retração gerada pelo processo de hidratação do concreto na estaca supostamente irá influenciar no comportamento solo-estaca, podendo atuar com tensões residuais positivas e negativas.

6.8. Considerações Finais

A Figura 108 apresenta um esquema do mecanismo da interação solo-estaca observado. Os deslocamentos horizontais considerados representativos contemplam os deslocamentos acima de 20% do deslocamento total, definido pelo limite apresentado, na direção indicada. Os deslocamento totais devido a camada de solo compressível, geram tensões e deformações que tendem a desconfinar a base da camada de areia, acima da camada compressível e comprimir a base da camada de solo mole e o topo da camada de argila rija, abaixo.

A camada de solo compressível gera tensões e deformações na interface solo-estaca, de modo que, quando o solo apresenta menor deslocamento que a estaca, há uma mobilização de tensão por um comportamento de atrito positivo e quando o solo apresenta deslocamento maior que o da estaca, ocorre a mobilização por um comportamento de atrito negativo, atuando no trecho da base da camada de areia até a camada de argila mole.

A transferência de carga da estaca para o solo mostra uma mobilização de carga de ponta na ordem de 20% em relação à carga aplicada durante o período de construção. Na profundidade da camada de solo compressível, não há mobilização de carga. Destaca-se que a camada de solo compressível possui quatro vezes o diâmetro da estaca, para este caso de estudo.

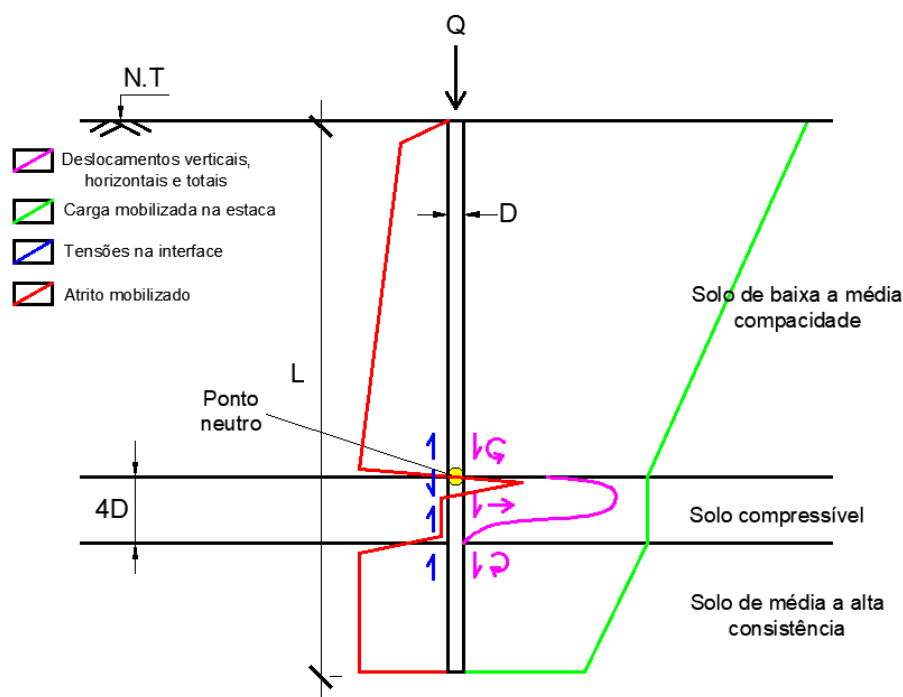


Figura 109 - Esquema do mecanismo observado nas análises no Plaxis 2D.

7. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS OBTIDOS DESCONSIDERANDO A CAMADA DE SOLO COMPRESSÍVEL

Aliada às análises realizadas, obtiveram-se resultados a partir da interação solo-estaca sem a presença da camada de solo compressível. Para efeito de estudo, a camada compressível foi dividida e agregada às camadas inferior, de argila cinza rija e superior, com areia argilosa medianamente compacta, conforme Figura 109, onde a linha pontilhada representa a camada compressível desconsiderada.

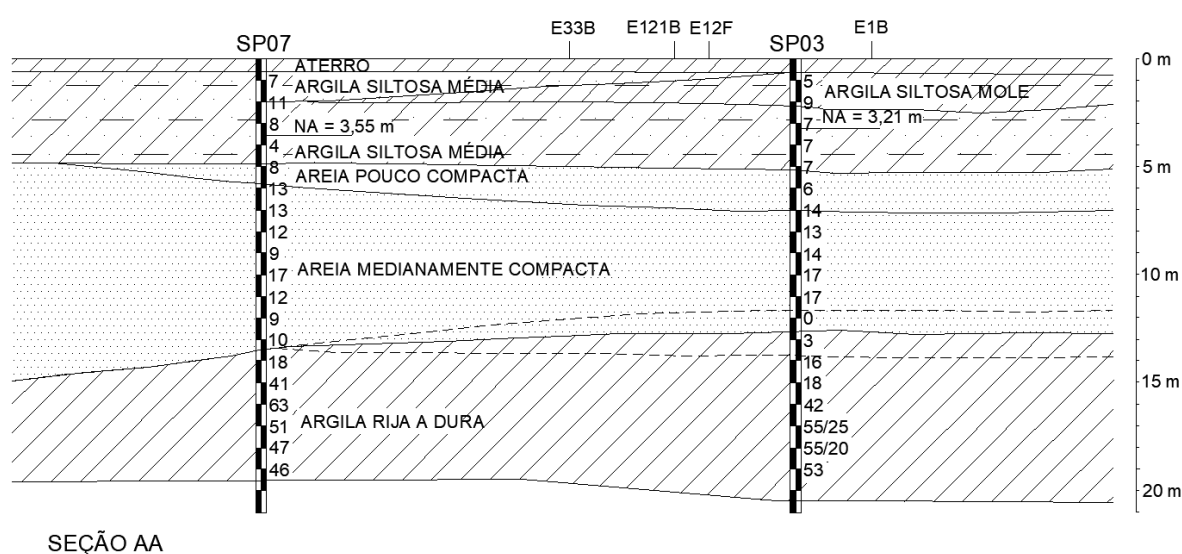


Figura 110 - Perfil estratigráfico desconsiderando a camada de solo compressível, com a indicação da localização das estacas analisadas.

Nesta análise, considera-se somente a estaca 1B, por apresentar comportamento similar às demais estacas analisadas anteriormente.

7.1. Recalque

Na estaca 1B, para efeito de comparação, desconsiderou-se a camada de solo compressível. Os gráficos comparativos dos recalques são apresentados nas Figuras 110 e 111. Observa-se que os recalques são menores na análise sem a camada de solo mole, devido à inexistência de uma camada compressível para sofrer adensamento.

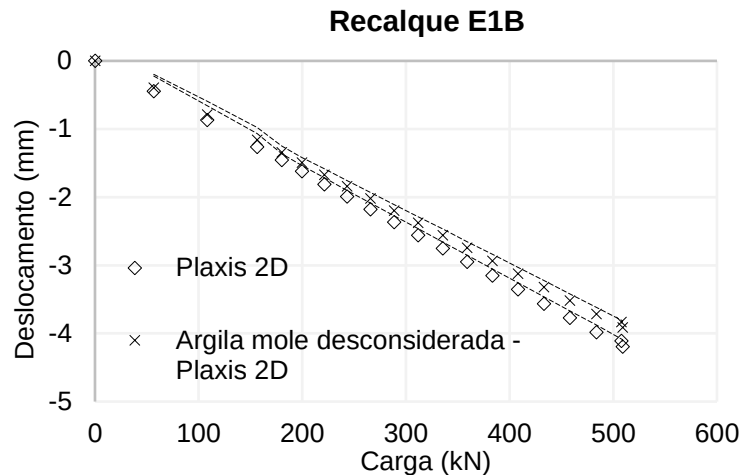


Figura 111 - Recalque calculado desconsiderando a camada de argila mole vs recalque com a camada de argila mole.

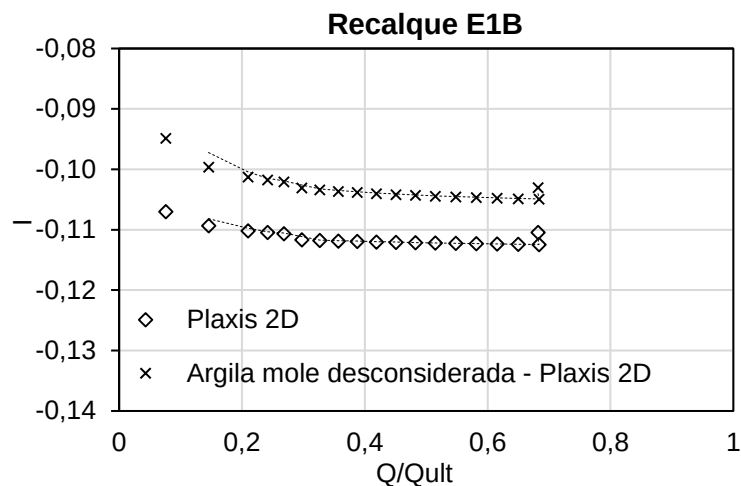


Figura 112 – Normalização do recalque calculado desconsiderando a camada de argila mole vs recalque com a camada de argila mole.

7.2. Deslocamento vertical do solo e da estaca

Considerou-se, nas Figuras 112 e 113, a camada de argila mole nas análises. No início da camada de solo mole, os deslocamentos do solo na interface são maiores que os da estaca, caracterizando uma mobilização por atrito negativo. Na base da camada de argila mole, ocorre o comportamento contrário, no qual a estaca desloca mais que o solo, mobilizando atrito positivo, conforme os resultados anteriormente apresentados para a estaca 1B. Os deslocamentos diminuem, tendendo a zero, à medida que afasta-se da estaca. Existem deslocamentos verticais acentuados na direção contrária até, aproximadamente, 316 dias de construção, caracterizando uma sobrecarga na base da camada compressível, gerada pelo acréscimo de tensões totais.

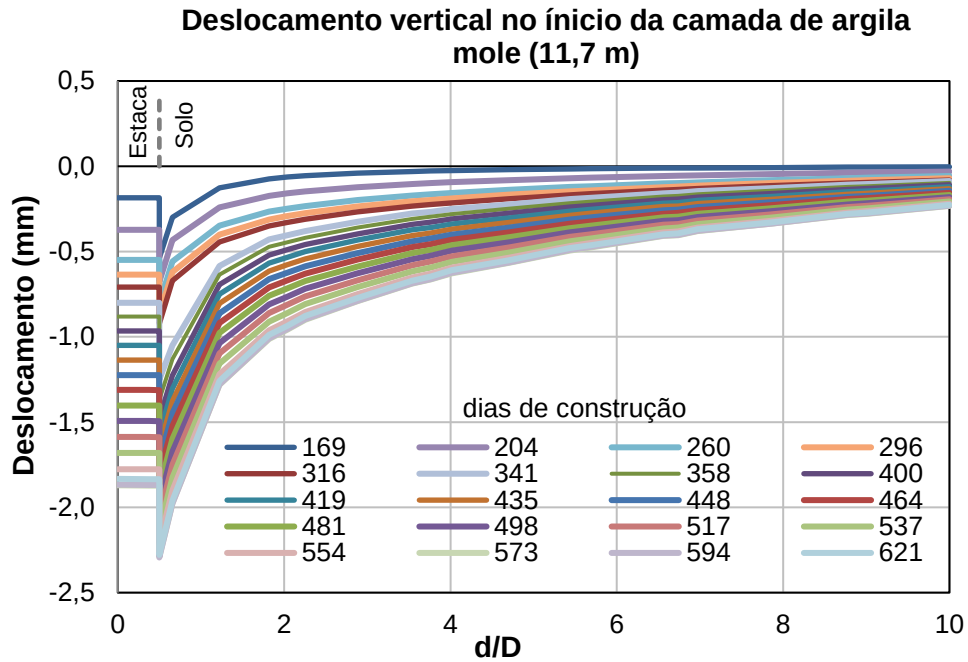


Figura 113 – Deslocamento vertical do maciço e da estaca 1B, considerando a camada de argila mole.

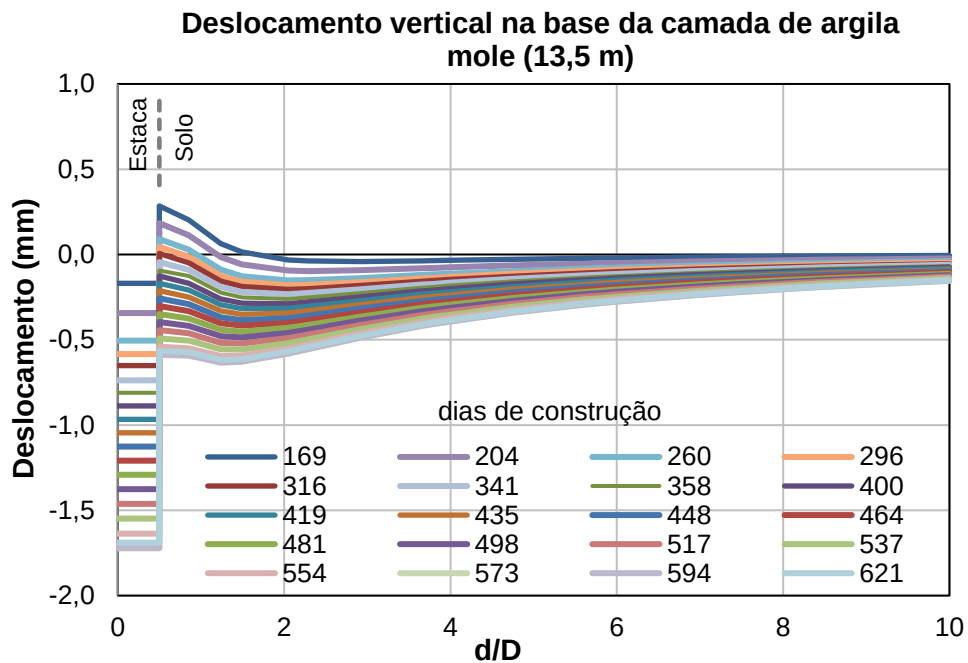


Figura 114 - Deslocamento vertical do maciço e da estaca 1B, considerando a camada de argila mole.

Os deslocamentos verticais desconsiderando a camada de solo compressível são observados nas Figuras 114 e 115. Em 11,7 m de profundidade, onde existia a camada argila mole, há uma camada de areia medianamente compacta, e em 13,5 m, o solo compreende uma argila rija. A estaca possui deslocamento superior ao do o solo em 11,7 m e 13,5 m e o recalque da estaca diminui gradativamente com a profundidade.

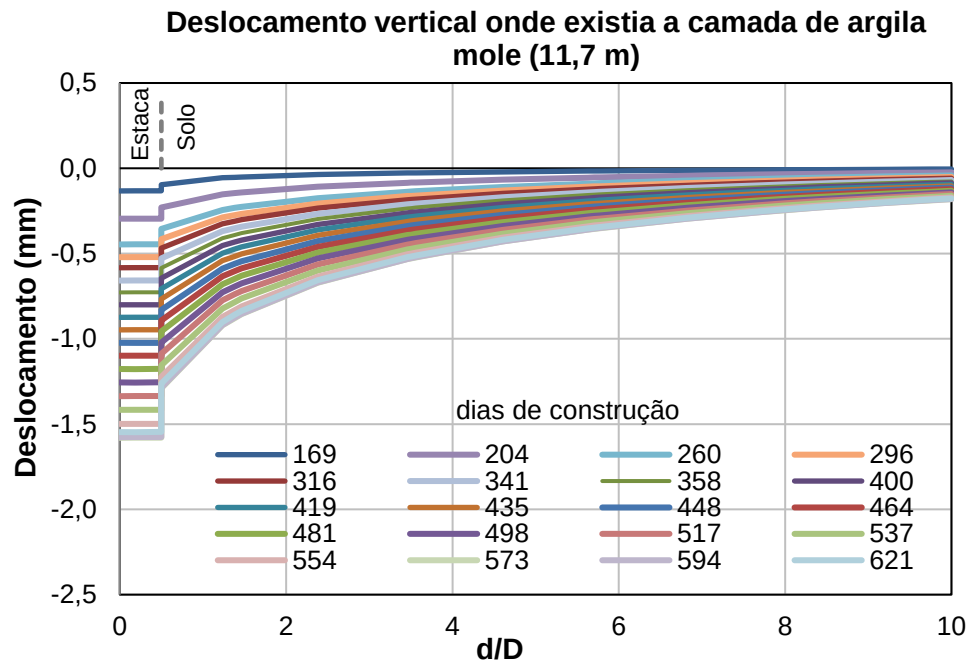


Figura 115 - Deslocamento vertical do maciço e da estaca, desconsiderando a camada de argila mole.

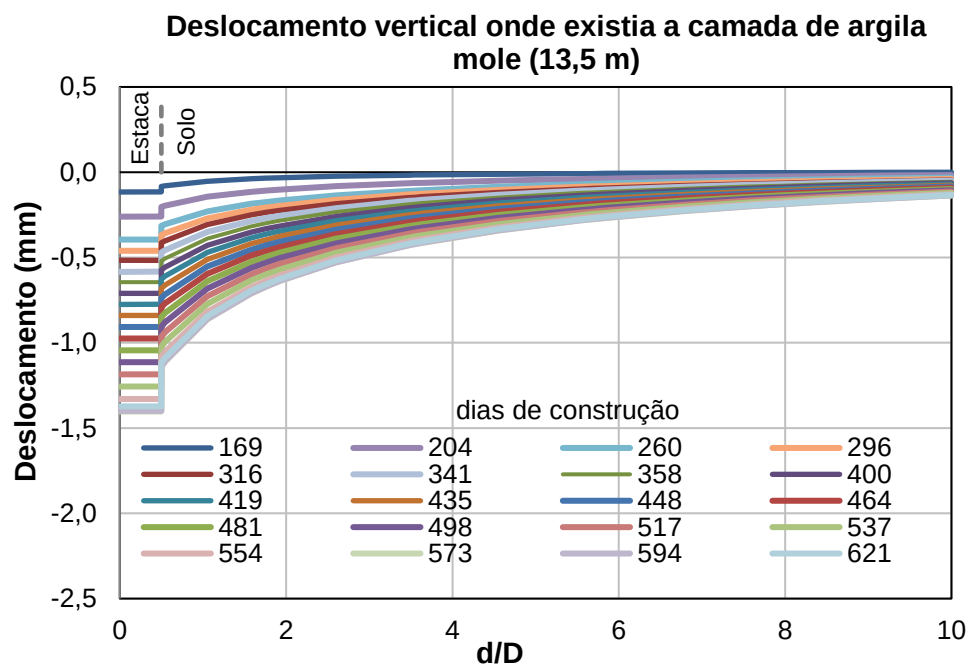


Figura 116 - Deslocamento vertical do maciço e da estaca, desconsiderando a camada de argila mole.

7.3. Deslocamento horizontal do solo na interface

Os deslocamentos horizontais do maciço foram calculados considerando as 20 fases de adensamento do solo, para a profundidade da estaca. A Figura 116 apresenta os deslocamentos horizontais do maciço na interface solo-estaca, considerando e desconsiderando a camada de solo compressível.

Sem a camada de solo compressível, os deslocamentos são de pequena magnitude, o maior com 0,03mm, e constantes ao longo da profundidade. A medida que a seção se afasta do eixo da estaca, o deslocamento horizontal diminui gradativamente.

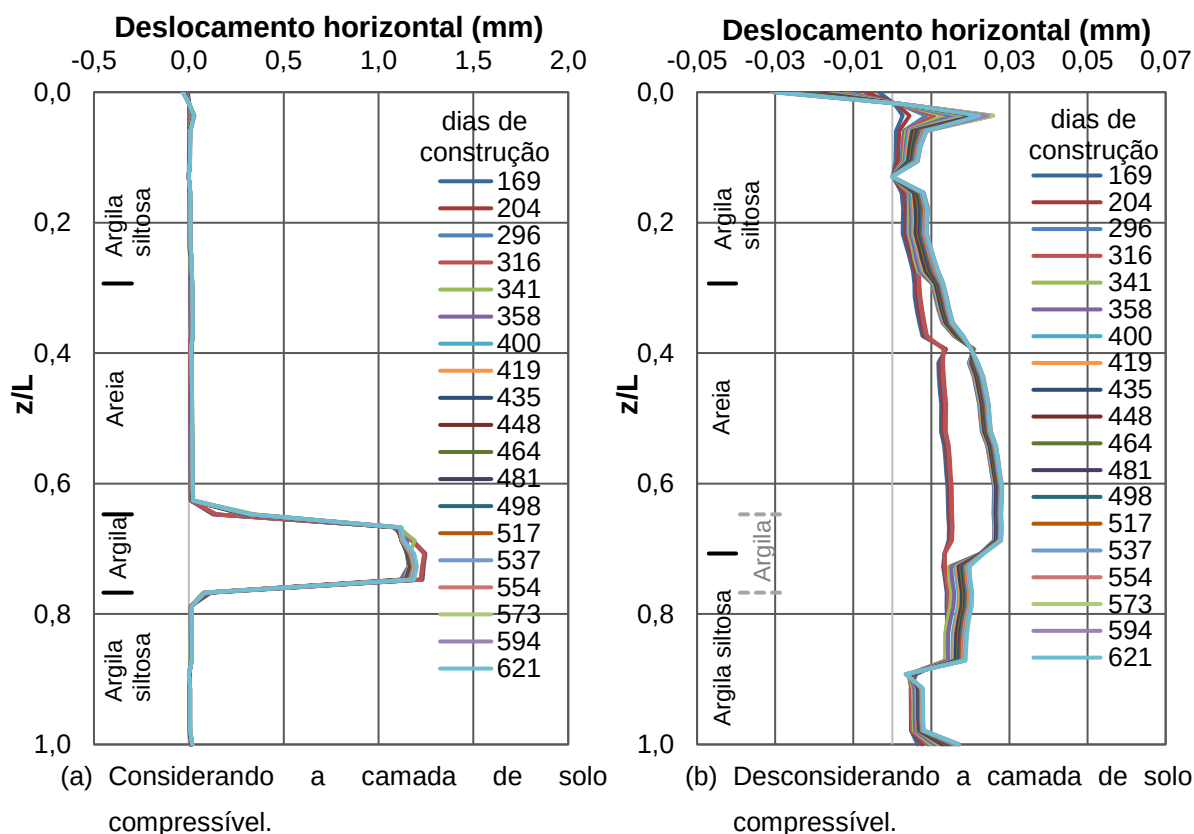


Figura 117 – Deslocamentos horizontais na estaca 1B.

7.4. Atrito Mobilizado

Ao desconsiderar a camada de solo compressível no modelo, não ocorre a variação de sentido na mobilização de tensão. A diminuição da tensão mobilizada por atrito lateral, na camada de areia, é consequência da presença da camada de solo mole. Observa-se o aumento do atrito mobilizado na ponta da estaca, devido aos parâmetros de resistência do solo dessa área, que constitui uma argila dura, conforme Figura 117.

Para o caso de análise, desconsiderando a camada de solo mole, há uma pequena variação de resistência entre as camadas de areia, possivelmente devido aos parâmetros do solo.

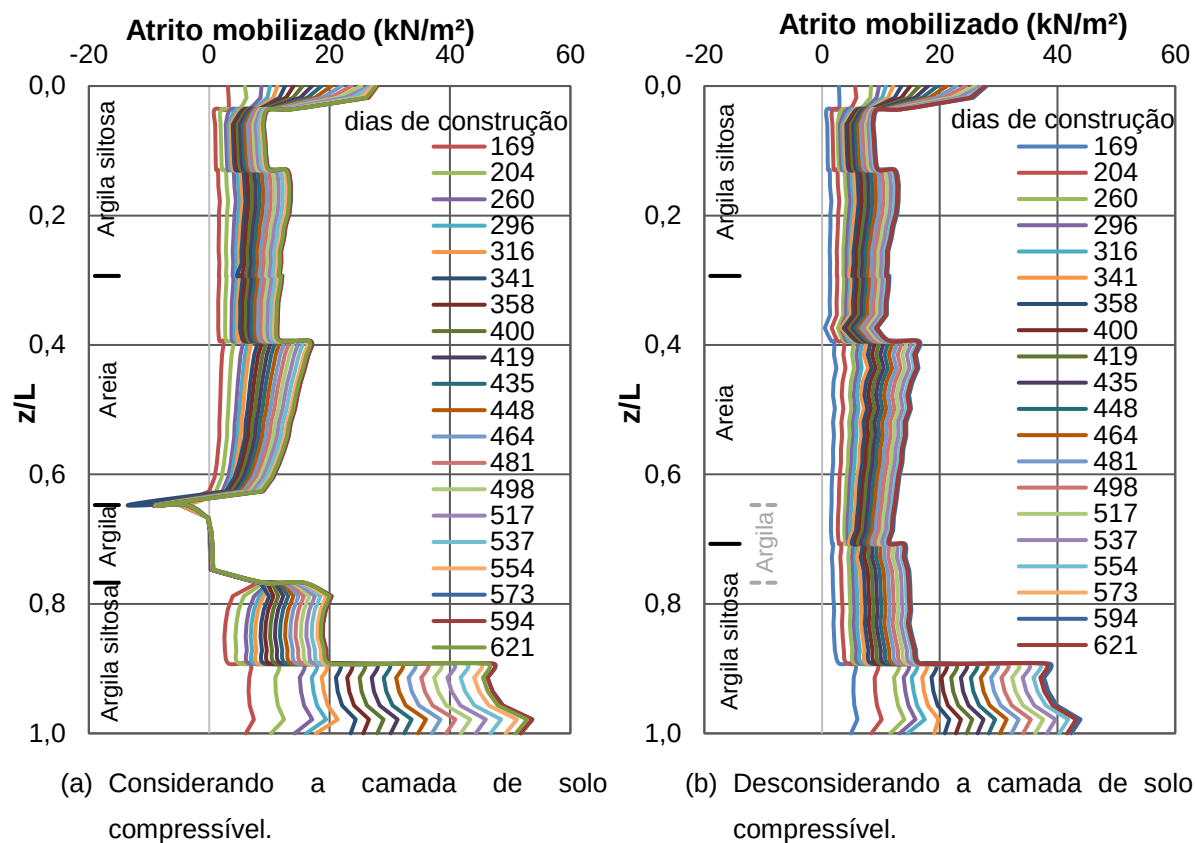
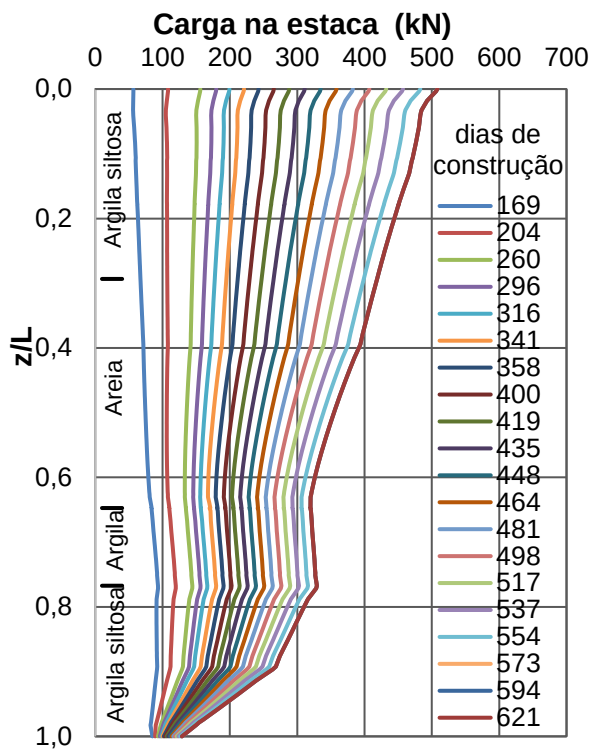


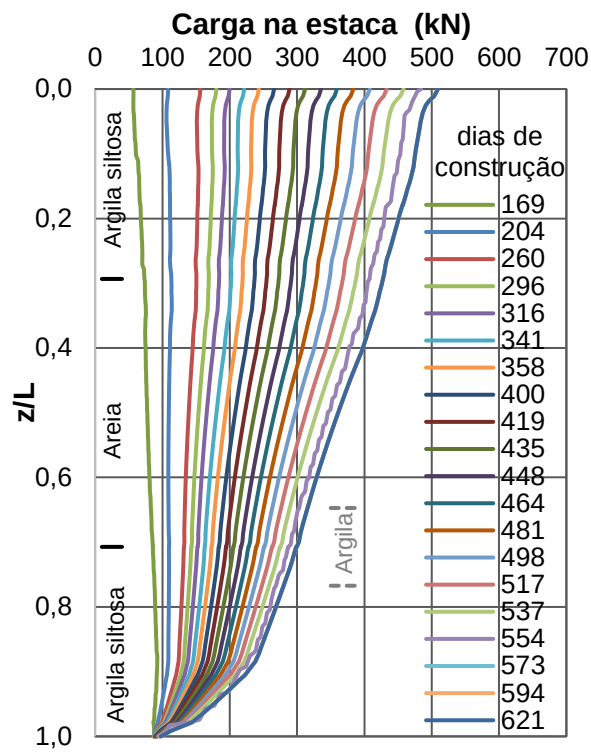
Figura 118 - Atrito mobilizado na estaca 1B.

7.5. Transferência de carga estaca-solo

Na análise desconsiderando a camada de solo mole, não há perda de capacidade de carga na estaca, conforme Figura 118. As tensões efetivas na interface, sem a presença do solo mole, crescem de forma linear ao longo da profundidade, não sofrendo o acréscimo de tensões totais, gerando sobrecargas, como ocorre na análise com o solo mole, conforme Figura 119 (a).

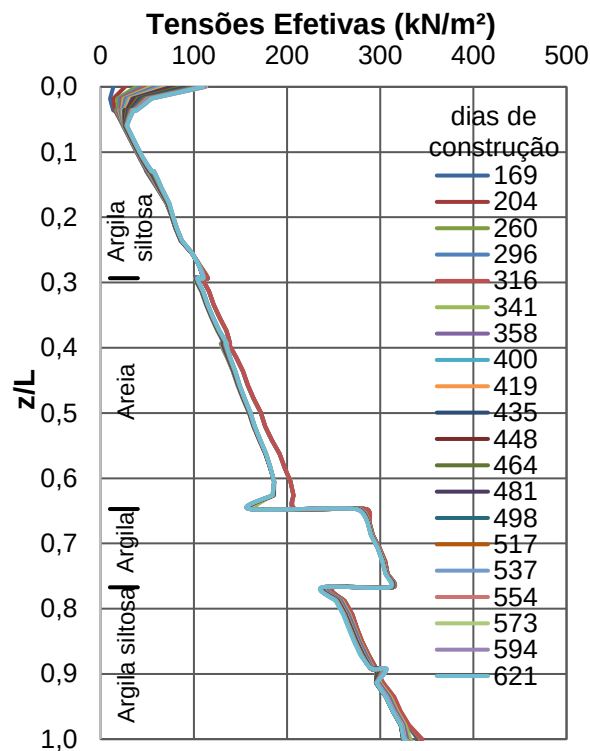


(a) Considerando a camada de solo compressível.

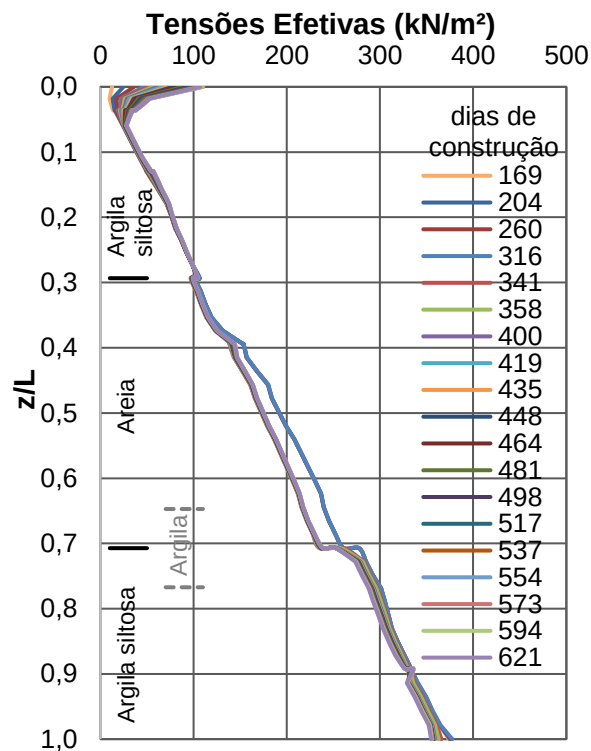


(b) Desconsiderando a camada de solo compressível.

Figura 119 – Transferência de carga na estaca 1B.



(a) Considerando a camada de solo compressível.



(b) Desconsiderando a camada de solo compressível.

Figura 120 – Tensões efetivas para a estaca 1B.

8. CONCLUSÕES

As análises da modelagem numérica realizada Plaxis 2D confirmam a hipóteses do caso de estudo apresentado. De acordo com os dados da instrumentação em campo, as camadas inferiores de solo se deslocam mais que a estaca, especialmente a camada de areia. Este comportamento do maciço estaria associado ao desconfinamento da base da camada de areia, provocado por adensamento não uniforme da camada de solo compressível.

A modelagem numérica realizada no Plaxis 2D mostra que há um deslocamento do solo maior que o deslocamento da estaca no trecho da base da camada de areia até a camada de solo compressível, imediatamente abaixo, e um deslocamento acentuado da estaca, maior que o do solo, no trecho da metade inferior da camada de solo mole. Aliados aos deslocamentos horizontais, há uma deformação horizontal de magnitude considerável nesta camada.

Além da continuação da pesquisa feita por Waked (2017) e comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos numericamente, a pesquisa tem o objetivo de contribuir para o estudo de casos de obra semelhantes, com a presença de camada de solo compressível, estratigrafia característica em grande parte do litoral brasileiro.

Os efeitos da camada de solo compressível na interação solo-estaca incluem:

- (a) Ocorrência de comportamento de atrito negativo no trecho localizado da base da camada de areia mais resistente até a camada de solo compressível, gerando a diminuição da mobilização do atrito positivo disponível;
- (b) Acréscimo de tensões totais e, conseqüentemente, tensões efetivas na região da camada de solo mole, já que a poropressão diminui em pequena magnitude, gerando uma sobrecarga na base da camada.
- (c) Os efeitos da interação solo-estaca são mais acentuados onde há maior variação nas características físicas do maciço de fundação.

Para dar continuidade à pesquisa, recomenda-se, para trabalhos futuros, a análise numérica do caso de obra para grupos de estacas, com a interação solo-estrutura, para verificar a influência da camada de solo mole em grupos de estacas e na obra de forma global. Além disso, indica-se também a modelagem numérica

incluindo a variação da camada de solo compressível com distintas espessuras e profundidades, afim de verificar-se sua influência para diversos casos de obra.

Sugere-se, também, a análise com uma simulação de situações hipotéticas de perfis de solo com a indução de tensões residuais diversas, a fim de analisar a influência desse processo na interação solo-estaca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P. J. R.; Carvalho, D.; Ferreira, C. V.; Lobo, A. S. (2004). *Determinação da carga de ruptura de fundação avaliada com base no conceito de rigidez e método de Van der Veen*. In: Congresso Argentino De Mecânica Dos Solos E Engenharia Geotécnica, Córdoba.
- Alledi, C.T.D.B. (2015). *Estaca hélice contínua instrumentada: previsão de carga de ruptura por métodos semiempíricos vs. Prova de Carga*. Geotecnia nº 135. p. 115-127.
- Alledi, C.T.D.B. (2014), *Provas de Carga em Estacas Hélice Contínua Monitoradas em Solos Sedimentares*. Cobramseg, Goiânia, Goiás Ou *Provas de carga em estacas hélice contínua monitoradas em solos sedimentares* In: XIII Cong. Brasileiro de Mec. Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba. 2006. v.2, p.1067 – 1072.
- Alledi, C.T.D.B. (2013), *Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua Instrumentadas e Executada no Distrito Federal*. Doutorado, PPGE/UFV, Viçosa, Minas Gerais.
- Almeida, M.S.S., Marques, E.S., Lacerda, W.A., Futai, M.M. (2005). *Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí*. Solos e Rochas, Vol. 28, No 1.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. (2010) *Aterros sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Almeida Neto, J.A. (2002). *Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica – USP. São Paulo.
- Alonso, U.R. (2012). *Dimensionamento de fundações profundas*. Editora Edgard Blucher Ltda. São Paulo. p. 129-145.
- Andrade, E.J.P. (2016). *Modelagem matemático-numérica da interação solo-estaca-isolador-estrutura de edificação submetida à ação sísmica*. Tese de Doutorado. COOPE – UFRJ.
- Anjos, G.J.M. et al (2004). *Estudo de Estaca Escavada em Solo Não Saturado no Distrito Federal Usando Ensaio de Campos*. V Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, Vol 02p.
- Aoki, N. e Velloso, D. A. (1975), *Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas*. Em 5th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. v.1.

- Barros, P.L.A.; Alburquerque, P.J.R. (2011). *Retroanálise de provas de carga a compressão em estacas instrumentadas em profundidade*. SEFE. São Paulo.
- Bowles, J. E. (1996), *Foundation analysis and design*. The McGrawHill Companies. Inc., New York.
- Brandi, J.L.G.; Thá, P.C. (2011). *Análise dos resultados de prova de carga instrumentada em estaca hélice contínua na cidade de Curitiba*. SEFE. São Paulo.
- Brinkgreve, R.B.J. (2006) *Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS – 2D user's manual*. Rotterdam, Netherlands, Balkema.
- Brinkgreve, R.B.J., Shen, R.F.(2011). *Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis, Power Point Presentation File*, Delf, the Netherlands.
- Casagrande, A. (1937). *Seepage through dams*. Journal of the New England Water Works Association, 51, 131-172. ISSN 0028-4939.
- Colatino, A.C. et al. (2018). *Comparação de resultados de provas de carga estática e dinâmica em estacas hélice contínua executadas em camada de solo mole da cidade de Maceio-AL*. XIX COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Geotecnia e Desenvolvimento Urbano.
- Décourt, L. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas*. FUNDAÇÕES: teoria e prática. São Paulo: Pini.
- Dias, K.O. et al. (2014). *Previsão da Capacidade de Carga de uma Fundação em Estaca Hélice Contínua apoiada sobre Solo Mole: Um Estudo de Caso*. XVII Cobramseg, Goiânia, GO.
- Dias, M. S. (2008) *Cidade de Santos: Comparação entre as propriedades geotécnicas do subsolo de alguns trechos da orla de Santos*, 6º SEFE, Vol. 2.
- Dong, W.; Schwanz, N.T. (2011). *Finite Element Soil-Pile-Interaction Analysis of Floodwall in Soft Clay*. Geo-Frontiers 2011 © ASCE 2011 3469. *Earth*, 3469–3477.
- Falconio, G., Mandolini, A. (2003). *Influence of residual stresses for non displacement cast in situ piles*. Proceedings, Deep Foundations on Bored and Augered Piles, Balkema, Rotterdam, 145-152.
- Fellenius, B.H. (2012). *Basics of foundation design, a text book*. Disponível em: <www.fellenius.net> Acesso em: 15 de julho de 2019.
- Fonseca, A.R. (2011). *Algoritmos eficientes em métodos sem malha*. Tese de Doutorado. UFMG.

- Freitas, A.C.; Danziger, B.R.; Pacheco, M. (2011). *Modelagem 3D de grupos de estacas em solos coesivos*. SEFE. São Paulo.
- Gerscovich, D.M.S. (2011). *Apostila – Modelos Constitutivos*. FEUERJ.
- Gouw, T. L. (2014). *Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems*. International Journal of Applied Engineering Research. ISSN 0973-4562 Volume 9, Number 21, pp. 8291-8311.
- Holko, M. Stacho, J. (2014). *Comparison of Numerical Analyses with a Static Load Test of a Continuous Flight Auger Pile*. Slovak Journal of Civil Engineering, Vol. 22, No. 4, 1 – 10.
- Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A. (1994). *Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações*. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Paraná.
- Ibañez, J.P. (2003). *Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados*. Dissertação de Mestrado. PUC – Rio.
- Iwamoto, R. K.(2000). *Alguns Aspectos de Efeito da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos Andares com Fundação Profunda*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Joppert, Ivan Jr. (2007). *Fundações e Contensões de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução*. São Paulo: PINI.
- Maia, P. C. A, Waked, L. V, Prellwitz, M. F. (2019). *Estimativa do Módulo de Elasticidade do Concreto de Estaca Hélice Contínua*. 0379-9522 – Geotecnia nº 147. pp. 27-40.
- Martins, J.P. (2018). *Análise de recalques de estacas metálicas submetidas a esforços de compressão*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP – Campinas, SP.
- Matos Filho, R.F.D. (1999). *Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Mattes, N.S. e Poulos, H.G. (1969). *Settlement of single compressive pile*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95.
- Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. (1994). *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1 ed. São Paulo: PINI, 581 p.
- Mindlin, R. D. (1936), Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Journal of Applied Physics, v.7, n.5, p.195-202.

- Monteiro, P. F. (1997), *Capacidade de carga de estacas – Método Aoki e Velloso*. Rio de Janeiro: Relatório Interno de Estacas Franki.
- Mota, M. M. C. (2009). *Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda : método numérico e resultados observados no campo*. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Niyama. S.; Aoki, N. e Chamecki, P.R. (1988). *Verificação de desempenho. Fundações: teoria e prática*, Editora PINI, ABMS/ABE.
- Oshima, S.T. (2004). *Uma combinação MEC/MEF para análise da interação de estacas inclinadas e o solo*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP.
- Pinheiro, A.D. et al. (2014). *Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Zona Urbana do Município de Campos dos Goytacazes Aplicados às Fundações Profundas*. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Goiânia.
- Poulos & Davis. (1968). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. The University of Sidney.
- Poulos H.G. (1994). *Na approximate numerical analysis of pile-raft interaction*. Int. Journal fo Num & Anal. Meth. In Geomechanics.
- Póvoa, L. M. M. (2016). *Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ*. Dissertação de Mestrado - UENF. Campos dos Goytacazes.
- Prellwitz, M. (2016). *Aplicação de monitoramento de recalque para estimativa de parâmetro de interação solo-estrutura*. Proposta de Tese de Doutorado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Sampaio, J.L.C. (2013). *Análise do Comportamento de Quatro Provas De Carga Estáticas Em Estacas Tipo Hélice Contínua – Previsão X Comportamento*.
- Santana, C.M. (2008). *Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas*. Dissertação de Mestrado. COOPE – UFRJ.
- Santos, M.D. (2007). *Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas*. Dissertação de Mestrado. PGECIV – UERJ.
- Silva, C.M. et al. (2015), *Estacas tipo Hélice Contínua e sua Capacidade de Ponta*. 8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, SP.

- Soares, F.L.; Cruz Junior, E.J.S.; Nascimento, J.D.P. (2011). *Comportamento de estaca hélice contínua de pequeno diâmetro em terraços marinhos com presença de depósitos argilosos*. SEFE. São Paulo.
- Souza, R.D.S. (2010). *Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estaqueado: comparação entre duas ferramentas numéricas*. Dissertação de Mestrado. UFG.
- Tamayo, J.L.P. (2015). *Simulação numérica da interação solo-estaca pelo método dos elementos finitos*. Tese de Doutorado. UFRGS.
- Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996) *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. Hachich et al. *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI.
- Terzaghi, K. (1943). *Teoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Tripodi, M.; Puri, V.; Manbeck, H. (1992). *Constitutive models for cohesive particulate materials*. *Journal of Agricultural Engineering Research*, New York, v. 53, p. 1-21.
- Velloso e Lopes. (2010). *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo, Oficina de texto.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of pile foundations*. Transportation research council, Washington.
- Waked, L.V. (2017). *Transferência de carga de estacas hélice contínua monitorada em maciço sedimentar durante a construção de um edifício*. Dissertação de Mestrado. LECIV – UENF. p. 1-110.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. H. Dominicus. Prague.

APÊNDICE A - Valores de N_{SPT} compatibilizados para cada camada de solo.

Camada de solo	SPT	1					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		4	4	5			
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.							
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		6	5				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.							
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-					
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-					
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	Nspt	7	5				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		10	16	17	18		
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.							
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.							
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.							
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-					
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2					
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		20	45	50	54	42	50

Camada de solo	SPT	2						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		8	7					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		5						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.								
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.								
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-						
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		6						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	Nspt	-						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		9	10	10	10	9	9	5
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.								
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.								
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.								
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2	2					
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	51	61	51	50		

Camada de solo	SPT	3				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		5				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		9	7	7		
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-				
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	Nspt	7	6			
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		14	13	14	17	17
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-				
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		0				
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		16	18			
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	82,5	66	53	

Camada de solo	SPT	4					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		6	6				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		5					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		2					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.							
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		3					
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-					
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	Nspt	6					
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		14	14	16	17	17	6
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.							
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.							
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.							
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-					
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2					
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-					
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		23	55	54	56	51	47

Camada de solo	SPT	5				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.	Nspt	Aterro				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		9				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		11				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		9				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-				
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		4				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		6	6			
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		15	14			
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		7	6	6		
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-				
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2				
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		5				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	49	46	46	52

Camada de solo	SPT	6				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		5				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		7				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		2				
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		3	4	5		
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	Nspt	-				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		10	17	18	18	
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		19				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-				
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3				
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		2				
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		3				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		-				
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		42	45	51	41	45

Camada de solo	SPT	7						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		7						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		11						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		8						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		-						
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		4						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	Nspt	8						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, median. compacta.		13	13	12	9	17	12	9
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		-						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		-						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, median. compacta.								
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		-						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		18						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		41	63	51	47	46		

Camada de solo	SPT	8						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.		Aterro						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		4						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.		9	7					
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		3						
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.		-						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	Nspt	-						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		9						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.		-						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		7						
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.		9	14	14	15	18	9	9
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		-						
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.		-						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.		18						
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		44	58	55	52	54		

APÊNDICE B - Parâmetros de solo com a faixa de variação de valores.

Camada de solo	Nspt			Nspt corrigido			Y sat (kN/m³)	Y unsat (kN/m³)
	Limite superior	Limite inferior	Média	Limite superior	Limite inferior	Média		
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada mica, com entulhos, cor variegada.	-	-	-				20	18
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8,39	5,94	7,17	9,23	6,53	7,88	19	17
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	5,06	4,19	4,63	5,57	4,61	5,09	17	15
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	2,00	2,00	2,00	2,20	2,20	2,20	15	13
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.	11,00	11,00	11,00	12,10	12,10	12,10	21	19
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8,37	6,43	7,40	9,21	7,07	8,14	19	17
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	2,00	2,00	2,00	2,20	2,20	2,20	15	13
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	4,71	2,49	3,60	5,18	2,74	3,96	17	15
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	4,00	4,00	4,00	4,40	4,40	4,40	19	17
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	7,14	5,61	6,38	7,85	6,17	7,01	20	18
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, med. compacta.	14,13	11,70	12,92	15,54	12,87	14,21	21	19
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.	19,00	19,00	19,00	20,90	20,90	20,90	21	19
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	7,42	5,58	6,50	8,16	6,14	7,15	20	18
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, med. compacta.	15,90	9,24	12,57	17,49	10,16	13,83	21	19
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	3,00	3,00	3,00	3,30	3,30	3,30	16	14
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.	2,00	2,00	2,00	2,20	2,20	2,20	15	13
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	4,19	2,48	3,33	4,61	2,73	3,67	16	14
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.	19,09	15,91	17,50	21,00	17,50	19,25	21	19
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	52,35	45,97	49,16	57,59	50,57	54,08	22	20

Camada de solo	E (kPa)			ϕ' (°)		
	Limite superior	Limite inferior	Média	Limite superior	Limite inferior	Média
Aterro: Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada	30.000	30.000	30.000	24	24	24
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	12.921	9.148	11.034	24	24	24
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	7.792	6.453	7.123	23	23	23
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	3.080	3.080	3.080	20	20	20
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.	16.940	16.940	16.940	24	24	24
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	12.890	9.902	11.396	24	24	24
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	3.080	3.080	3.080	20	20	20
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	7.253	3.835	5.544	23	23	23
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	7.260	7.260	7.260	24	24	24
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	12.959	10.182	11.571	27	26	26
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, med. compacta.	25.646	21.236	23.441	32	30	31
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.	34.485	34.485	34.485	34	34	34
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	13.467	10.128	11.798	27	26	26
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, med. compacta.	28.859	16.771	22.815	33	29	31
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	4.620	4.620	4.620	15	15	15
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.	3.080	3.080	3.080	15	15	15
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	6.453	3.819	5.136	15	15	15
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.	29.399	24.501	26.950	24	24	24
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	80.619	70.794	75.706	25	25	25

Camada de solo	k (m/dia)			v'			c' (kPa)
	Limite superior	Limite inferior	Média	Limite superior	Limite inferior	Média	
Aterro: Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada	8,64E-05	8,64E-04	4,75E-04	0,5	0,3	0,40	20
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	20
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	15
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	8
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, rija.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	30
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	20
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, muito mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	8
Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	15
Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.	8,64E-05	8,64E+00	4,32E+00	0,4	0,15	0,28	1
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	8,64E-05	8,64E+00	4,32E+00	0,4	0,15	0,28	1
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, med. compacta.	8,64E-05	8,64E+00	4,32E+00	0,4	0,15	0,28	1
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, compacta.	8,64E-05	8,64E+00	4,32E+00	0,4	0,2	0,30	1
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.	8,64E-05	8,64E+00	4,32E+00	0,4	0,15	0,28	1
Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, med. compacta.	8,64E-05	8,64E+00	4,32E+00	0,5	0,3	0,40	1
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	10
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	10
Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	10
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	30
Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.	8,64E-06	8,64E-05	4,75E-05	0,5	0,3	0,40	50

ANEXO A – Boletins de Sondagens SPT.

BOLETIM DE SONDAAGEM										Nº: 1.272/2014					
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo N° SP01					
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu					
Cota: 0,16 m		Profundidade do Nível D'água: 3,65 metros em 21/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 16/10/14		Data final: 17/10/14		Revestimento 4,00 m			
Amostras	Profundidade da camada	Penetração					Gráfico					Classificação do Material			
		Nº de Golpes/15cm			30cm iniciais	30cm finais									
0[]	0,71							0						Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.	
1[]		3	2	2	5	4	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.							
2[]		2	2	2	4	4	2								
3[]		2	3	2	5	5	3								
4[]		3	3	3	6	6	4	Idem, média.							
5[]	5,25	1	2	3	3	5	5						Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		
6[]		3	3	4	6	7	6								
7[]		4	3	2	7	5	7								
8[]		4	5	5	9	10	8						Idem, medianamente compacta.		
9[]		4	8	8	12	16	9								
10[]	11,95	5	8	9	13	17	10						Argila, com areia fina, com mica, com turfa, com detritos vegetais, cor cinza escuro, muito mole.		
11[]		5	9	9	14	18	11								
12[]		2	1	1	3	2	12								
13[]		1	2	1	3	3	13						Idem, mole.		
14[]		4	10	10	14	20	14						Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.		
15[]	13,86	12	18	27	30	45	15								
16[]		15	21	29	36	50	16								
										José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA - RJ :89-1-00046-2					
										Continua na folha SP01 cont. 1					
GRÁFICO					AMOSTRA					ÍNDICES DE PENETRAÇÃO					
Nº Golpes/30cm iniciais										* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade					
Nº Golpes/30cm finais										P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.					
					Profundidade										

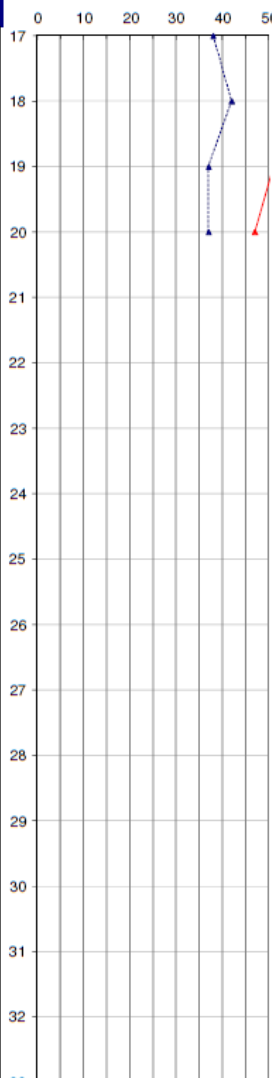
BOLETIM DE SONDAGEM							Nº	1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo N°	SP02	
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:	Irineu	
Cota: -0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,25 metros em 17/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 14/10/14	Data final: 16/10/14	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico		Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm							
0[]							0		Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
1[]	0,77	2	4	4	6	8	1		Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela e cinza, média.
2[]		3	3	4	6	7	2		
3[]		3	3	2	6	5	3		Idem, mole.
4[]	3,69 4,39	1	2	4	3	6	4		Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela.
5[]		3	5	4	8	9	5		Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.
6[]		3	5	5	8	10	6		Idem, medianamente compacta.
7[]		4	5	5	9	10	7		
8[]		5	5	5	10	10	8		
9[]		4	4	5	8	9	9		
10[]		3	4	5	7	9	10		
11[]	11,30	3	3	2	6	5	11		Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.
12[]		1	1	1	2	2	12		Idem, muito mole.
13[]		1	1	1	2	2	13		
14[]		1	2	1	3	3	14		Idem, mole.
15[]	14,77	11	16	26	27	42	15		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
16[]		14	21	30	35	51	16		
							José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2		
							Continua na folha SP02 cont. 1		
GRÁFICO		AMOSTRA		[] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.			
Nº Golpes/30cm iniciais		Nº Golpes/30cm finais		Profundidade					

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: 1.272/2014		
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº SP02 cont.1		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador: Irineu		
Cota: -0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,25 metros em 17/10/14.			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 14/10/14	Data final: 16/10/14	Revestimento 4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm							
17[]	19,45	21	26	35	47	61	17	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cinza claro, dura. Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001. <	

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº		1.272/2014		
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº		SP03		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:		Irineu		
Cota: 0,07 m		Profundidade do Nível D'água: 3,21 metros em 05/11/14.			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 31/10/14		Data final: 04/11/14		
Revestimento: 4,00 m											
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico		Classificação do Material		
		Nº de Golpes/15cm									
0[]									Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.		
1[]	0,64	2	2	3	4	5			Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.		
2[]		3	4	5	7	9			Idem, média.		
3[]		3	3	4	6	7					
4[]		3	3	4	6	7					
5[]	5,05	2	3	4	5	7			Areia grossa, média e fina, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.		
6[]		2	3	3	5	6					
7[]		5	7	7	12	14			Idem, medianamente compacta.		
8[]		7	6	7	13	13					
9[]		5	7	7	12	14			José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA - RJ :89-1-00046-2		
10[]		8	9	8	17	17					
11[]	11,57	7	8	9	15	17					
12[PP]		P	P	P	0	0			Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.		
13[]		1	2	1	3	3			Idem, mole.		
14[]	13,66	3	6	10	9	16			Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro. ríia.		
15[]		5	7	11	12	18					
16[]	16,66	11	19	23	30	42			Idem, dura.		
							Continua na folha SP03 cont. 1				
GRÁFICO		AMOSTRA		[] Amostra Padrão		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO					
Nº Golpes/30cm iniciais		[L] Amostra Lavada		[P] Amostra Perdida		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade					
Nº Golpes/30cm finais		[PP] Peso Próprio do Martelo				P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.					

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº SP03 cont.1	
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu	
Cota: 0,07 m		Profundidade do Nível D'água: 3,21 metros em 05/11/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 31/10/14	Data final: 04/11/14	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material			
		Nº de Golpes/15cm									
17[]	20,30	16	25	30/10	41	55/25	17	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.			
18[]		18	25	30/5	43	55/20	18				
19[]		15	23	30	38	53	19				
20[]		24	35		59		20				
21[]							21				
22[]							22	Sondagem paralisada à 20,30 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.			
23[]							23				
24[]							24				
25[]							25				
26[]							26				
27[]							27				
28[]							28				
29[]							29				
30[]							30				
31[]							31				
32[]							32				
33[]							33				
GRÁFICO					AMOSTRA		[] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo				ÍNDICES DE PENETRAÇÃO
Nº Golpes/30cm iniciais Nº Golpes/30cm finais					Profundidade				* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.		

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº: SP04	
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador: Irineu	
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,57 metros em 23/10/14.		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 17/10/14	Data final: 22/10/14	Revestimento: 4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração				Gráfico		Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm		30cm iniciais	30cm finais			
0[]	0,69						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.
1[]		3	3	3	6	6	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
2[]		2	3	3	5	6	2	
3[]		2	3	2	5	5	3	Idem, mole.
4[]		1	1	1	2	2	4	Idem, muito mole.
5[]	5,55	1	1	2	2	3	5	Idem, mole.
6[]		2	3	3	5	6	6	Areia grossa, média e fina, argilosa, com mica, cor variegada, pouco compacta.
7[]		4	6	8	10	14	7	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.
8[]	6,90	4	6	8	10	14	8	
9[]		5	8	8	13	16	9	
10[]		5	8	9	13	17	10	
11[]	12,30	8	8	9	16	17	11	
12[]		4	4	2	8	6	12	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, média.
13[]		1	1	1	2	2	13	Idem, muito mole.
14[]	14,95	1	2	1	3	3	14	Idem, mole.
15[]		9	10	13	19	23	15	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.
16[]		15	25	30	40	55	16	
							José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2	
							Continua na folha SP04 cont. 1	
GRÁFICO		AMOSTRA		[] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO		
Nº Golpes/30cm iniciais		Profundidade				* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.		

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº SP04 cont.1	
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu	
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,57 metros em 23/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 17/10/14	Data final: 22/10/14	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração				30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material		
		Nº de Golpes/15cm									
17[]	20,45	17	21	33	38	54	17		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com cinza claro, dura. Sondagem paralisada à 20,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.		
18[]		15	27	29	42	56	18				
19[]		14	23	28	37	51	19				
20[]		16	21	26	37	47	20				
21[]							21				
22[]							22				
23[]							23				
24[]							24				
25[]							25				
26[]							26				
27[]							27				
28[]							28				
29[]							29				
30[]							30				
31[]							31				
32[]							32				
33[]							33				
GRÁFICO Nº Golpes/30cm iniciais ----- Nº Golpes/30cm finais -----					AMOSTRA [] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo			ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.			

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº: 1.272/2014				
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº: SP05				
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu				
Cota: 0,12 m		Profundidade do Nível D'água: 3,65 metros em 31/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 29/10/14		Data final: 30/10/14		Revestimento 4,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material						
		Nº de Golpes/15cm												
0[]	0,57						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.						
1[]		3	5	4	8	9	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.						
2[]		4	5	6	9	11	2	Idem, rija.						
3[]		4	4	5	8	9	3	Idem, média.						
4[]	3,95 4,59	3	2	2	5	4	4	Areia fina, silto argiloso, com mica, cor amarela, fofa.						
5[]		3	3	3	6	6	5	Areia grossa, média e fina, argilosa, com mica, cor cinza, pouco compacta.						
6[]		4	3	3	7	6	6							
7[]	6,83	5	7	8	12	15	7	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.						
8[]		4	7	7	11	14	8							
9[]		3	4	3	7	7	9	Idem, pouco compacta.						
10[]		4	3	3	7	6	10							
11[]		3	3	3	6	6	11							
12[]	11,61	1	1	1	2	2	12	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, muito mole.						
13[]	12,87	2	3	2	5	5	13	Argila, com areia fina, com mica, cor cinza com veios amarelos, mole.						
14[]	13,70	10	14	28	24	42	14	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.						
15[]		9	19	30	28	49	15							
16[]		12	19	27	31	46	16							
										José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2				
										Continua na folha SP05 cont. 1				
GRÁFICO Nº Golpes/30cm iniciais Nº Golpes/30cm finais						AMOSTRA [] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.						

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº:	1.272/2014		
Cliente:				Laguna Incorporações Ltda.			Furo Nº	SP05 cont.1		
Local da Obra:				Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.			Sondador:	Irineu		
Cota:		Profundidade do Nível D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento		
0,12 m		3,65 metros em 31/10/14.		- Diâmetro Externo 50,8mm		29/10/14	30/10/14	4,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração				30cm iniciais	30cm finais	Gráfico		Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm								
17[]	18,45	14	18	28	32	46	17	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura. Sondagem paralisada à 18,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001. José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2		
18[]		15	22	30	37	52	18			
19[]							19			
20[]							20			
21[]							21			
22[]							22			
23[]							23			
24[]							24			
25[]							25			
26[]							26			
27[]						27				
28[]						28				
29[]						29				
30[]						30				
31[]						31				
32[]						32				
33[]						33				
GRÁFICO		AMOSTRA		[] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				
Nº Golpes/30cm iniciais Nº Golpes/30cm finais		Profundidade								

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº 1.272/2014							
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº SP06							
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu							
Cota: 0,11 m		Profundidade do Nível D'água: 3,59 metros em 24/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm				Data inicial: 22/10/14		Data final: 23/10/14		Revestimento 4,00 m			
Amostras	Profundidade da camada	Penetração					Gráfico					Classificação do Material					
		Nº de Golpes/15cm			30cm iniciais	30cm finais											
0[]							0						Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada.				
1[]	0,75	2	3	2	5	5	1						Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.				
2[]		2	3	4	5	7	2						Idem, média.				
3[]		2	1	1	3	2	3						Idem, muito mole.				
4[]		1	1	2	2	3	4						Idem, mole.				
5[]		2	2	2	4	4	5										
6[]	5,75	2	2	3	4	5	6						Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor cinza escuro, mole.				
7[]	6,40	4	5	5	9	10	7						Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.				
8[]		6	7	10	13	17	8										
9[]		8	8	10	16	18	9										
10[]		8	9	9	17	18	10										
11[]		8	9	10	17	19	11						Idem, compacta.				
12[]	11,98	1	2	1	3	3	12						Argila, com areia fina, com mica, com turfa, com detritos vegetais, cor cinza escuro, mole.				
13[]	12,39	1	1	1	2	2	13						Argila, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, muito mole.				
14[]		1	2	1	3	3	14						Idem, mole.				
15[]	14,75	10	18	24	28	42	15						Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.				
16[]		12	19	26	31	45	16										
										José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2							
										Continua na folha SP06 cont. 1							
GRÁFICO		AMOSTRA					ÍNDICES DE PENETRAÇÃO										
Nº Golpes/30cm iniciais		[] Amostra Padrão					* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade										
Nº Golpes/30cm finais		[L] Amostra Lavada					P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste,										
		[P] Amostra Perdida					amostrador e martelo.										
		[PP] Peso Próprio do Martelo															

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº:	1.272/2014			
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº		SP06 cont.1		
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:		Irineu		
Cota:		Profundidade do Nível D'água:			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento		
0,11 m		3,59 metros em 24/10/14.					22/10/14	23/10/14	4,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material			
		Nº de Golpes/15cm									
17[]	19,45	10	21	30	31	51	17	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura. Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.			
18[]		11	17	24	28	41	18				
19[]		12	20	25	32	45	19				
20[]							20				
21[]							21				
22[]							22				
23[]							23				
24[]							24				
25[]							25				
26[]							26				
27[]						27					
28[]						28					
29[]						29					
30[]						30					
31[]						31					
32[]						32					
33[]						33					
GRÁFICO Nº Golpes/30cm iniciais Nº Golpes/30cm finais					AMOSTRA [] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO * Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.				

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº: 1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº SP07	
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu	
Cota: 0,33 m		Profundidade do Nível D'água: 3,55 metros em 30/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 27/10/14	Data final: 29/10/14	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material			
		Nº de Golpes/15cm									
0[]	0,59						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com pedregulhos, cor variegada.			
1[]		3	3	4	6	7	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.			
2[]		3	5	6	8	11	2	Idem, rija.			
3[]	3,73	3	4	4	7	8	3	Idem, média.			
4[]		3	2	2	5	4	4	Areia fina, silto argilosa, com mica, cor amarela com veios cinza. fofa.			
5[]		3	4	4	7	8	5	Areia grossa, média e fina, silto argilosa, com mica, cor amarela. pouco compacta.			
6[]	5,75	4	6	7	10	13	6	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.			
7[]		4	6	7	10	13	7				
8[]		5	5	7	10	12	8				
9[]		4	5	4	9	9	9				
10[]		8	8	9	16	17	10				
11[]		7	6	6	13	12	11				
12[]		5	5	4	10	9	12				
13[]	13,51	4	5	5	9	10	13				
14[]		3	8	10	11	18	14	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, rija.			
15[]		11	16	25	27	41	15	Idem, dura.			
16[]		16	28	35	44	63	16				
										José Narciso de Souza Riscado ENGENHEIRO CIVIL CREA -RJ :89-1-00046-2	
										Continua na folha SP07 cont. 1	
GRÁFICO					AMOSTRA			ÍNDICES DE PENETRAÇÃO			
Nº Golpes/30cm iniciais					[] Amostra Padrão			* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade			
Nº Golpes/30cm finais					[L] Amostra Lavada			P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.			
					[P] Amostra Perdida						
					[PP] Peso Próprio do Martelo						

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº:	1.272/2014			
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº	SP07 cont.1			
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador:	Irineu			
Cota: 0,33 m		Profundidade do Nível D'água: 3,55 metros em 30/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 27/10/14	Data final: 29/10/14	Revestimento 4,00 m				
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material						
		Nº de Golpes/15cm												
17[]		15	22	29	37	51	17	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura.						
18[]	18,54	14	22	25	36	47	18							
19[]	19,45	15	21	25	36	46	19	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor variegada, dura.						
20[]							20							
21[]							21	Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.						
22[]							22							
23[]							23							
24[]							24							
25[]							25							
26[]							26							
27[]							27							
28[]							28							
29[]							29							
30[]							30							
31[]							31							
32[]							32							
33[]							33							
GRÁFICO					AMOSTRA		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO							
Nº Golpes/30cm iniciais					[] Amostra Padrão		* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade							
Nº Golpes/30cm finais					[L] Amostra Lavada		P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.							
					[P] Amostra Perdida									
					[PP] Peso Próprio do Martelo									

BOLETIM DE SONDAGEM							Nº:	1.272/2014	
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.							Furo Nº		SP08
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.							Sondador:		Irineu
Cota:		Profundidade do Nível D'água:			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento
0,09 m		3,70 metros em 24/10/14.					23/10/14	27/10/14	4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico	Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm							
0[]	0,61						0	Aterro: argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, com entulhos, cor variegada.	
1[]		2	2	2	4	4	1	Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, mole.	
2[]		3	4	5	7	9	2	Idem, média.	
3[]		3	3	4	6	7	3		
4[]	4,81	1	1	2	2	3	4	Idem, mole.	
5[]		4	4	5	8	9	5	Areia fina, média e grossa, argilosa, com mica, cor variegada, medianamente compacta.	
6[]		2	3	4	5	7	6	Idem, pouco compacta.	
7[]		4	4	5	8	9	7	Idem, medianamente compacta.	
8[]		6	7	7	13	14	8		
9[]		7	7	7	14	14	9		
10[]		7	8	7	15	15	10		
11[]		8	9	9	17	18	11		
12[]	13,74	4	4	5	8	9	12		
13[]		5	4	5	9	9	13		
14[]		4	8	10	12	18	14	Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro. ría.	
15[]		12	18	26	30	44	15	Idem, dura.	
16[]		19	23	35	42	58	16		
							Continua na folha SP08 cont. 1		
GRÁFICO		AMOSTRA		[] Amostra Padrão [L] Amostra Lavada [P] Amostra Perdida [PP] Peso Próprio do Martelo		ÍNDICES DE PENETRAÇÃO			
Nº Golpes/30cm iniciais Nº Golpes/30cm finais		Profundidade				* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.			

BOLETIM DE SONDAGEM										Nº: 1.272/2014							
Cliente: Laguna Incorporações Ltda.										Furo Nº: SP08 cont.1							
Local da Obra: Rua Álvaro Tâmega - Centro - Campos dos Goytacazes - RJ.										Sondador: Irineu							
Cota: 0,09 m		Profundidade do Nível D'água: 3,70 metros em 24/10/14.				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 23/10/14		Data final: 27/10/14		Revestimento 4,00 m					
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm iniciais	30cm finais	Gráfico					Classificação do Material					
		Nº de Golpes/15cm															
17[]	19,45	15	25	30	40	55	17						Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza claro, dura. Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.				
18[]		15	25	27	40	52	18										
19[]		13	25	29	38	54	19										
20[]							20										
21[]							21										
22[]							22	Sondagem paralisada à 19,45 metros, de acordo com o item 6.4.1 da NBR 6484/2001.									
23[]							23										
24[]							24										
25[]							25										
26[]							26										
27[]							27										
28[]							28										
29[]							29										
30[]							30										
31[]							31										
32[]							32										
33[]							33										
GRÁFICO					AMOSTRA			ÍNDICES DE PENETRAÇÃO									
Nº Golpes/30cm iniciais					[] Amostra Padrão			* Penetração Adicional a 50cm de Profundidade									
Nº Golpes/30cm finais					[L] Amostra Lavada			P/N Amostrador Penetrou N cm com peso da haste, amostrador e martelo.									
Profundidade					[P] Amostra Perdida												
					[PP] Peso Próprio do Martelo												