



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FELIPE FREITAS DE OLIVEIRA

**PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO DE METODOLOGIA DE PREVISÃO DE
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO
GRANULAR**

FORTALEZA

2020

FELIPE FREITAS DE OLIVEIRA

PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO DE METODOLOGIA DE PREVISÃO DE
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO
GRANULAR

Dissertação apresentada à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

FORTALEZA

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- O47p Oliveira, Felipe Freitas de.
Proposta de modificação de metodologia de previsão de deslocamentos horizontais de estacas hélice contínua em solo granular / Felipe Freitas de Oliveira. – 2020.
149 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2020.
Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.
1. Deslocamentos horizontais. 2. Estaca hélice contínua. 3. Matlock e Reese. 4. Curvas p-y. 5. RS Pile.
I. Título.

CDD 624.15

FELIPE FREITAS DE OLIVEIRA

PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO DE METODOLOGIA DE PREVISÃO DE
DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO
GRANULAR

Dissertação apresentada à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

Aprovada em: ___/___/_____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

À minha família, por sempre ser minha fonte de
inspiração, especialmente à minha querida e
eterna avó Milica.

AGRADECIMENTOS

À Deus que nos concedeu o dom da vida e a fé que nos move.

Aos meus pais, Sandra e Laécio, pelo amor incondicional, pela educação e amparo durante todos momentos da minha vida.

Aos meus irmãos Thiago e Diogo pelo companheirismo e conselhos diários.

Ao meu orientador, Alfran Sampaio Moura, pela dedicação e ensinamentos durante a elaboração desta pesquisa.

À empresa Tecnord, por ter tornado este trabalho possível e pela oportunidade de adquirir conhecimentos técnicos na área de Geotecnia.

Aos meus amigos do mestrado que sempre estiveram comigo nessa caminhada, compartilhando conversas e jornadas de estudo.

À Marina Chagas, pelo fiel companheirismo em todos momentos possíveis.

Agradeço aos membros da banca, professores Anderson Borghetti e Osvaldo de Freitas Neto, pela aceitação do convite na participação na minha defesa, prestando contribuições importantes na realização deste trabalho.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para meu crescimento pessoal e profissional.

“Aquilo que se faz por amor está sempre além do bem e do mal.” (Friedrich Nietzsche)

RESUMO

A presente pesquisa apresenta um estudo em estacas hélice contínua com o objetivo de propor modificações nos métodos disponíveis na literatura para a previsão de deslocamentos horizontais em perfis de solo predominantemente granulares de forma a proporcionar resultados mais concordantes com os obtidos experimentalmente. Para isso, foram obtidos dados de dez provas de carga horizontais (PCHs) em estacas de 600 mm de diâmetro e comprimento variável, realizadas na cidade de Paulino Neves, no Maranhão. Inicialmente, foram previstas curvas carga x deslocamento a partir de modificações nos parâmetros utilizados no método de Matlock e Reese (1961) e foram apresentadas propostas empíricas para o cálculo do coeficiente de reação horizontal (n_h) de solos granulares visando melhores convergências na previsão do comportamento horizontal de estacas. Posteriormente, foram previstas, no topo da estaca, curvas carga x deslocamento (H-y) com o uso do software RS Pile e, ao longo da profundidade, curvas p-y e y-z com o uso dos softwares RS Pile e PyPile, sendo em ambos os casos utilizados os métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975). Os resultados das previsões foram, então, comparados com os resultados obtidos a partir das PCHs. As previsões realizadas a partir de modificações nos parâmetros utilizados no método de Matlock e Reese (1961) foram convergentes com os valores experimentais para todas as propostas feitas. Já as previsões realizadas com o uso de softwares no topo das estacas mostraram que o método da API (2000) previu curvas H-y mais concordantes com relação aos deslocamentos experimentais das PCHs. Ao longo da profundidade, as curvas p-y previstas pelos métodos utilizados foram coincidentes para baixas cargas e divergiram para cargas mais elevadas, e as curvas y-z foram coincidentes para a estaca PCH 10 e com pequenas divergências no topo para as PCHs 2, 5 e 6.

Palavras-chave: Deslocamentos horizontais, estaca hélice contínua, Matlock e Reese, curvas p-y, RS Pile.

ABSTRACT

This research brings a study on continuous flight auger piles aiming to propose changes in the methods available in the literature for prediction of horizontal displacements in predominantly granular soil profiles in order to obtain results that are more concordant with experimental ones. For this purpose, data were obtained from ten horizontal load tests (PCHs) on piles with diameter of 600 mm and variable length, carried out in the city of Paulino Neves, Maranhão. Initially, load x displacement curves were predicted by changing the parameters used in the method of Matlock and Reese (1961) and empirical proposals were presented for calculation of the horizontal reaction coefficient (n_h) of granular soils in order to obtain a better convergence in predictions of piles' horizontal behavior. Subsequently, load x displacement curves (H-y) were predicted at the top of the pile using RS Pile *software* and, along the depth, p-y and y-z curves using RS Pile and PyPile *softwares*, and, in both cases, API (2000) and Reese *et al.* (1975) methods were used. The results of changes were then compared with the results obtained from the PCHs. The predictions made by changing the parameters used in the method of Matlock and Reese (1961) were convergent with the experimental values for all the proposals made. The predictions made at the top of the piles with the use of *software* showed that the API (2000) method predicted more concordant H-y curves compared to the PCHs experimental displacements. Along the depth, the p-y curves predicted by the methods used were coincident for low loads and diverged for higher loads, and the y-z curves were coincident for the PCH 10 pile and with small divergences at the top for the PCHs 2, 5 and 6.

Keywords: Horizontal displacements, continuous flight auger piles, Matlock and Reese, p-y curves, RS Pile.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Metodologia para o cálculo dos deslocamentos horizontais a partir do Método de Matlock e Reese (1961).....	18
Figura 2 - Fluxograma para obtenção das curvas H-y no topo.....	19
Figura 3 - Fluxograma para obtenção das curvas p-y ao longo da profundidade.....	19
Figura 4 - Fluxograma para obtenção das curvas y-z ao longo da profundidade.....	19
Figura 5 - Comportamento do solo simulado por molas	21
Figura 6 - Decomposição dos deslocamentos	30
Figura 7 - Curvas p-y ao longo do fuste da estaca.....	32
Figura 8 - Curva p-y para areia (Reese et al., 1974).....	33
Figura 9 - Procedimento para determinação da curva p-y pelo MEF.....	36
Figura 10 - Representação de uma curva H x y construída a partir do modelo.....	37
Figura 11 - Comparação entre os deslocamentos horizontais medidos e estimados por Alem e Benamar (2002)	39
Figura 12 - Curvas carga x deslocamento das provas de carga para as situações SSC e CSC.	40
Figura 13 - Discretização da estaca	41
Figura 14 - Comparação entre os deslocamentos estimados pelo modelo MEF e os obtidos nas três provas de carga	43
Figura 15 - Comparação, segundo Jasim <i>et al.</i> (2008), dos deslocamentos horizontais levando em consideração a forma e a esbeltez das estacas	44
Figura 16 - Comparação entre as estimativas de deslocamento pelo ABAQUS e os deslocamentos medidos nas provas de carga: a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3; d) Caso 4.	46
Figura 17 - Comparação entre as estimativas de deslocamento pelo LPILE e os deslocamentos medidos nas provas de carga: a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3; d) Caso 4.	47
Figura 18 - Deslocamentos medidos na cabeça das estacas PS1 e PS2	48
Figura 19 - Relação entre a força de cisalhamento com o deslocamento na ponta da estaca...	49
Figura 20 - Comparação do efeito da força de cisalhamento na ponta da estaca	49
Figura 21 - Localização de Paulino Neves, Maranhão	51
Figura 22 - Disposição das sondagens e provas de carga em Paulino Neves.....	52
Figura 23 - Perfil stratigráfico da sondagem SP 02	53
Figura 24 - N _{SPT} com a profundidade das sondagens SP 01 a SP 10	54

Figura 25 - Seção transversal da estaca	56
Figura 26 - Detalhe das armaduras	57
Figura 27 - Ilustração do topo da estaca incorporada no bloco de coroamento	58
Figura 28 - Esquema do sistema de reação.....	59
Figura 29 - Sistema de reação montado in loco.....	59
Figura 30 - Esquema do sistema de medição	61
Figura 31 - Sistema de medição montado in loco	61
Figura 32 - Curvas “carga x deslocamento” da PCH 3 e PCH 8.....	63
Figura 33 - Curvas “carga x deslocamento” das provas de carga	64
Figura 34 - Análise da influência de cada parcela da proposta de Cintra (1982) para as estacas em estudo	65
Figura 35 - Porcentagens de deslocamento para cada parcela da equação de Cintra (1982) ...	66
Figura 36 - Deslocamentos estimados para cada PCH com base nos valores de A_y e B_y obtidos individualmente	69
Figura 37 - Comparação entre os deslocamentos estimados (modificado I) e os medidos experimentalmente – PCHs 1 a 6	70
Figura 38 - Comparação entre os deslocamentos estimados (modificado I) e os medidos experimentalmente – PCH 7 a 9	71
Figura 39 - Comparação entre as curvas “carga x deslocamento” previstas e experimental para a PCH 2.....	72
Figura 40 - Comparação entre as curvas “carga x deslocamento” previstas e experimental para a PCH 5.....	73
Figura 41 - Deslocamentos previstos para cada PCH com base nos valores de A_y e B_y obtidos por regressão não linear	74
Figura 42 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelo procedimento modificado II e os medidos nas provas de carga – PCH 1 a PCH 6	75
Figura 43 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelo procedimento modificado II e os medidos nas provas de carga – PCH 7 a 9	76
Figura 44 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 1	77
Figura 45 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 9	77

Figura 46 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 1 usando diversas formas de obtenção de n_h	79
Figura 47 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 6 usando diversas formas de obtenção de n_h	80
Figura 48 - Retroanálise dos coeficientes de reação horizontal n_h – PCH 1 a PCH 6.....	81
Figura 49 - Retroanálise dos coeficientes de reação horizontal n_h – PCH 7 e PCH 10.....	82
Figura 50 - Proposta 1 - Correlação n_h x N_{SPT} para variados tipos de solo	84
Figura 51 - Proposta 2 - Correlação n_h x N_{SPT} para solos arenosos.....	84
Figura 52 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelas propostas 1 e 2 e os medidos nas provas de carga – PCHs 1 a 6.....	86
Figura 53 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelas propostas 1 e 2 e os medidos na prova de carga – PCH 9	87
Figura 54 - Validação dos coeficientes A_y e B_y pelo método modificado II – Estaca PCH 10	88
Figura 55 - Validação das previsões efetuadas com o parâmetro T de 0,90 m sugerido – Estaca PCH 10	90
Figura 56 - Validação da equação para o n_h – Estaca PCH 10.....	91
Figura 57 - Comparação entre os deslocamentos estimados por todas as propostas de previsão para a PCH 10.....	92
Figura 58 - Perfil de sondagem do subsolo da Região A – Araújo (2013)	93
Figura 59 - Caso 1 – Validação para estaca HC1-A – a) curva carga-deslocamento completa, b) detalhe da curva em vermelho	94
Figura 60 - Perfil de sondagem do subsolo – Del Pino Jr (2017).....	95
Figura 61 - Validação para estaca PC1-DP – Caso 2	96
Figura 62 - Validação para estaca PC4-DP – Caso 2	96
Figura 63 - Modelo da estaca de fundação considerado nos softwares a) RS Pile e b) PyPile	101
Figura 64 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 2.....	103
Figura 65 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 5.....	103
Figura 66 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 6.....	104
Figura 67 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 10.....	104
Figura 68 - Previsão de curvas p-y para a PCH 2 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile.....	107

Figura 69 - Previsão de curvas p-y para a PCH 5 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile.....	108
Figura 70 - Previsão de curvas p-y para a PCH 6 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile.....	108
Figura 71 - Previsão de curvas p-y para a PCH 10 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile.....	109
Figura 72 - PCH 2: Curvas y-z para a) H = 15 kN, b) H = 30 kN, c) H = 48 kN	110
Figura 73 - PCH 5: Curvas y-z para a) H = 15 kN, b) H = 30 kN, c) H = 48 kN	111
Figura 74 - PCH 6: Curvas y-z para a) H = 15 kN, b) H = 30 kN, c) H = 48 kN	111
Figura 75 - PCH 10: Curvas y-z para a) H = 15 kN, b) H = 30 kN, c) H = 48 kN.....	112
Figura 76 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 10.....	113
Figura 77 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 2.....	114
Figura 78 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 5.....	114
Figura 79 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 6.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de n_h em kN/m^3 para areias	24
Tabela 2 - Valores de n_h para areias	24
Tabela 3 - Valores de K (MPa) para argilas pré-adensadas	25
Tabela 4 - Valores de n_h sugeridos por Décourt (1991).....	25
Tabela 5 - Classificação da estaca quanto à rigidez	27
Tabela 6 - Classificação da estaca quanto à rigidez incluindo a rigidez intermediária	27
Tabela 7 - Características das estacas ensaiadas	55
Tabela 8 - Altura de aplicação das cargas em cm.....	55
Tabela 9 - Plano de carga utilizado nos ensaios	62
Tabela 10 - Deslocamentos medidos nas provas de carga horizontais (PCH)	63
Tabela 11 - Variáveis do modelo proposto por Matlock e Reese (1961).....	67
Tabela 12 - Valores de A_y e B_y obtidos para cada PCH.....	68
Tabela 13 - Deslocamentos estimados das PCHs 1 a 9 com base nos valores de A_y e B_y obtidos individualmente	69
Tabela 14 - Variação percentual (%) dos deslocamentos horizontais previstos pelos métodos de Cintra (1982) e modificado I em relação aos medidos experimentalmente nas provas de carga para a carga de trabalho (30 kN)	72
Tabela 15 - Valor de A_y e B_y obtidos para todas as PCHs a partir de regressão não linear	73
Tabela 16 - Deslocamentos previstos para cada PCH com base nos valores de A_y e B_y obtidos por regressão não linear	74
Tabela 17 - Variação percentual (%) dos deslocamentos horizontais previstos pelos métodos de Cintra (1982) e modificado II em relação aos medidos experimentalmente nas provas de carga para a carga de trabalho (30 kN)	76
Tabela 18 - Valores de T obtidos para cada PCH.....	78
Tabela 19 - Correlações utilizadas para obtenção dos parâmetros para solos arenosos.....	99
Tabela 20 - Correlações utilizadas para obtenção dos parâmetros para solos argilosos	100
Tabela 21 - Diferença percentual entres os deslocamentos estimados pelos métodos e os medidos experimentalmente	105
Tabela 22 - Faixa de resistência lateral máxima do solo (kN/m) obtida a partir das curvas p - y geradas para as PCHs 2, 5, 6 e 10 nas profundidades analisadas.....	109

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Contextualização do tema e justificativa	16
1.2	Objetivo da pesquisa	16
<i>1.2.1</i>	<i>Objetivo Geral</i>	16
<i>1.2.2</i>	<i>Objetivos específicos</i>	17
1.3	Metodologia	17
1.4	Organização da dissertação	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	Coeficiente e módulo de reação horizontal	22
2.2	Rigidez relativa estaca-solo	26
2.3	Métodos para previsão do deslocamento lateral de estacas	28
<i>2.3.1</i>	<i>Miche (1930)</i>	28
<i>2.3.2</i>	<i>Hetyeni (1946)</i>	28
<i>2.3.3</i>	<i>Matlock e Reese (1961)</i>	29
<i>2.3.4</i>	<i>Cintra (1982)</i>	30
<i>2.3.5</i>	<i>Curvas p-y</i>	31
<i>2.3.5.1</i>	<i>Curvas p-y para areias</i>	33
<i>2.3.6</i>	<i>Método dos elementos finitos</i>	35
2.4	Estudos recentes relacionados ao carregamento lateral em estacas	36
3	ENSAIOS DE CAMPO	51
3.1	Localização	51
3.2	Sondagens à percussão	52
3.3	Prova de carga horizontal	55
<i>3.3.1</i>	<i>Caracterização das estacas ensaiadas</i>	55
<i>3.3.1.1</i>	<i>Armadura das estacas</i>	56
<i>3.3.2</i>	<i>Bloco de coroamento das estacas</i>	57
<i>3.3.3</i>	<i>Sistema de reação</i>	58
<i>3.3.4</i>	<i>Sistema de medição utilizado nas provas de carga horizontais</i>	60
<i>3.3.5</i>	<i>Procedimento adotado nas provas de carga horizontais</i>	62
3.4	Resultados obtidos nas provas de carga	62
3.5	Conclusões parciais	64

4	PREVISÕES DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E PROPOSTAS DE PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO	65
4.1	Estudos iniciais	65
4.2	Modificações na proposta de Matlock e Reese (1961)	66
4.2.1	<i>Método dos Mínimos Quadrados (MMQ)</i>	67
4.2.2	<i>Coefficientes A_y e B_y</i>	68
4.2.2.1	<i>Determinação dos coeficientes A_y e B_y individualmente para cada PCH – Modificado I</i>	68
4.2.2.2	<i>Determinação dos coeficientes A_y e B_y considerando todas as PCHs – Modificado II</i>	73
4.2.3	<i>Determinação da rigidez relativa estaca-solo (T)</i>	78
4.2.3.1	<i>Determinação da rigidez relativa estaca-solo (T) individualmente para cada estaca</i>	78
4.2.3.2	<i>Determinação de um valor único da rigidez relativa estaca-solo (T) para todas as estacas</i>	79
4.2.4	<i>Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h)</i>	79
4.2.4.1	<i>Retroanálise dos valores de n_h para cada estaca</i>	80
4.2.4.2	<i>Propostas de correlação para obtenção dos valores de n_h</i>	83
4.2.4.3	<i>Utilização das propostas de n_h para diversos estágios de carga e deslocamento</i>	85
4.3	Validação das propostas da pesquisa	87
4.3.1	<i>Validação das propostas utilizando a estaca PCH 10</i>	88
4.3.1.1	<i>Validação das propostas “modificado I e II”</i>	88
4.3.1.2	<i>Validação da proposta de sugestão de um parâmetro T</i>	89
4.3.1.3	<i>Equações propostas para o cálculo do n_h</i>	90
4.3.2	<i>Validação com dados de outras pesquisas</i>	92
4.3.2.1	<i>Caso 1 – PCH de Araújo (2013)</i>	93
4.3.2.2	<i>Caso 2 – PCHs de Del Pino Jr (2017)</i>	95
4.4	Conclusões parciais	97
5	PREVISÕES DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS A PARTIR DE CURVAS P-Y	99
5.1	Definição dos modelos utilizados na previsão de deslocamentos	99
5.2	Procedimento para obtenção de curvas p-y	101
5.3	Previsão de curvas carga-deslocamento horizontal obtidas pelo RS Pile	102

5.4	Previsões de curvas p-y pelos softwares RS Pile e PyPile	106
5.5	Previsão de curvas y-z pelos <i>softwares</i> RS Pile e PyPile.....	110
5.6	Comparação entre previsões de curvas carga x deslocamento horizontal...	112
5.7	Conclusões parciais de previsões efetuadas por <i>softwares</i>	115
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	117
6.1	Conclusões	117
6.2	Recomendações	119
	REFERÊNCIAS	120
	ANEXO A – SONDAgens À PERCUSSÃO REALIZADAS NA PROXIMIDADE DE CADA ESTACA	130

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do tema e justificativa

Nas últimas décadas, os métodos de estimativas de deslocamento horizontal em estacas de fundação evoluíram consideravelmente, desde os primeiros métodos analíticos, com a proposição de equações mais simples até os métodos numéricos, com a utilização de equações diferenciais. No entanto, apesar de possibilitar previsões de deslocamentos mais rebuscadas, as modelagens numéricas, quando processadas a partir de ferramentas computacionais, necessitam levar em conta diversos fatores importantes que vão desde o modelo constitutivo que represente mais fielmente o comportamento do solo até os parâmetros do modelo a serem implementados, o que torna a análise mais complexa.

Os métodos analíticos para previsão de deslocamentos horizontais, como o de Miche (1930), Hetenyi (1946) e Matlock e Reese (1961), podem resultar na obtenção de resultados não concordantes, como observado por Oliveira (2017) e em Silva (2017). Tais discordâncias podem ser ocasionadas por fatores como, por exemplo, a adoção de valores de coeficientes de reação horizontal (n_h) sugeridos pela literatura, que podem não ser condizentes com a realidade do local em estudo.

Dessa forma, foi buscado neste trabalho modificar o método proposto por Matlock e Reese (1961) a fim de se obter melhores convergências entre previsões de deslocamento horizontal e valores experimentais de provas de carga obtidas em uma empresa de fundações. Em seguida, foram realizadas e analisadas previsões do comportamento estaca-solo ao longo da profundidade através das curvas p-y e y-z utilizando dois softwares.

1.2 Objetivo da pesquisa

1.2.1 *Objetivo Geral*

O objetivo geral deste trabalho é propor modificações, com base no resultado de provas de cargas horizontais, em métodos disponíveis na literatura, de forma a proporcionar previsões mais concordantes dos deslocamentos horizontais de estacas hélice contínua em solo predominantemente granular.

1.2.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos dessa pesquisa são:

- Ajustar os coeficientes A_y e B_y da equação de Matlock e Reese (1961) a fim de buscar a convergência entre os deslocamentos previstos com os medidos nas provas de carga;
- Realizar previsões para o fator de rigidez estaca-solo (T) e para o coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) que permitam a convergência entre os deslocamentos previstos com os medidos nas provas de carga;
- Elaborar propostas para calcular o valor de n_h com base no N_{SPT} do solo local;
- Avaliar os coeficientes A_y e B_y , o valor de T e as propostas de obtenção do n_h e validá-las;
- Efetuar previsões e analisar curvas H-y no topo da estaca e curvas p-y e y-z ao longo da profundidade pelos métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975), utilizando os softwares RS Pile e PyPile.

1.3 **Metodologia**

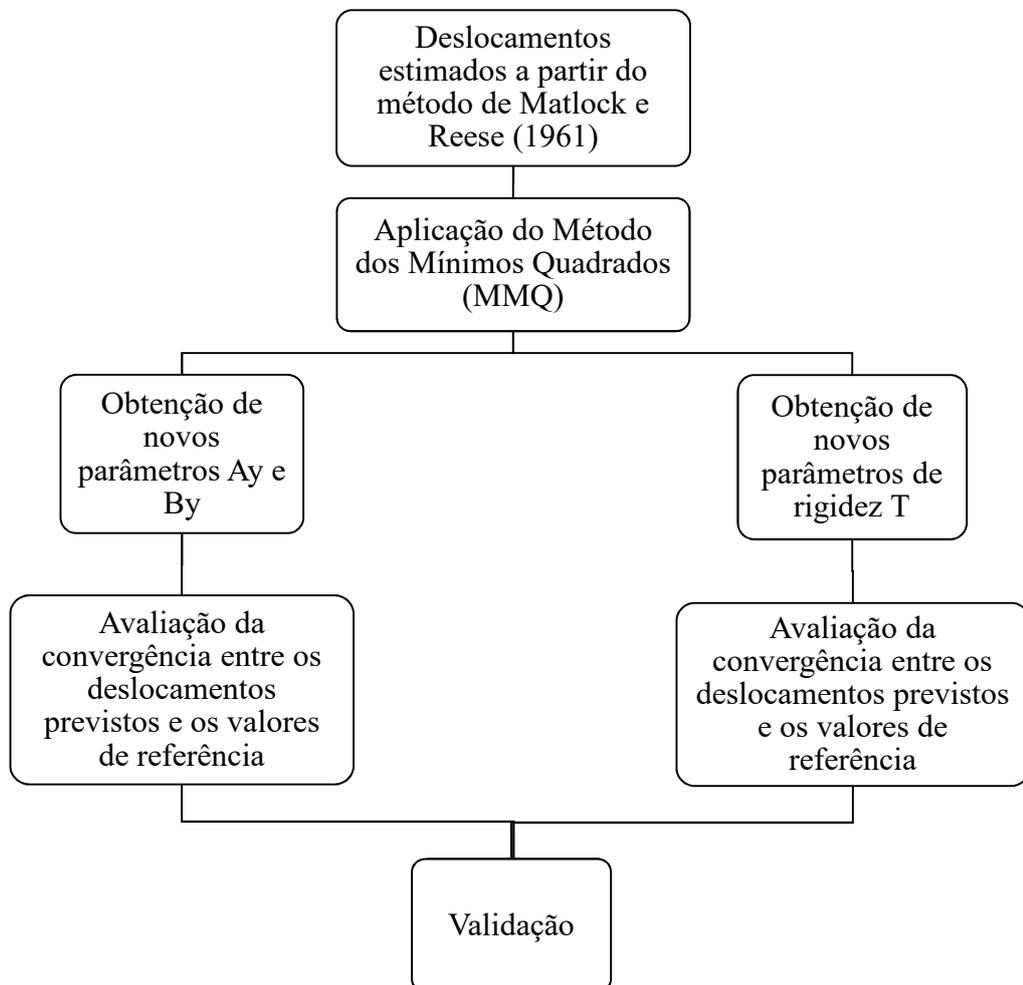
A metodologia proposta para cumprir os objetivos estabelecidos é apresentada a seguir:

- a) Fazer uma revisão bibliográfica com a exposição do estado da arte relacionado ao carregamento lateral em estacas de fundação;
- b) Interpretação dos ensaios de campo obtidos e apresentação de seus resultados;
- c) Realizar previsões de deslocamentos horizontais e comparar os resultados obtidos nas estimativas com os medidos nas provas de carga;
- d) Desenvolvimento de propostas empíricas para a previsão do n_h de solos granulares;
- e) Realizar a previsão de curvas carga-deslocamento (H-y) no topo (superfície do solo) para quatro estacas utilizando o *software* RS Pile, com a modelagem do solo pelos métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975), utilizando valores da reação horizontal do solo (n_h) pela equação de Décourt (1991) e por equações propostas neste trabalho;

f) Realizar previsões do comportamento estaca-solo ao longo da profundidade por meio das curvas p-y e y-z, utilizando os *softwares* RS Pile e PyPile a partir da aplicação dos métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975), usando as equações de n_h propostas para diferentes estágios de carga e para a previsão de resultados de provas de carga horizontais.

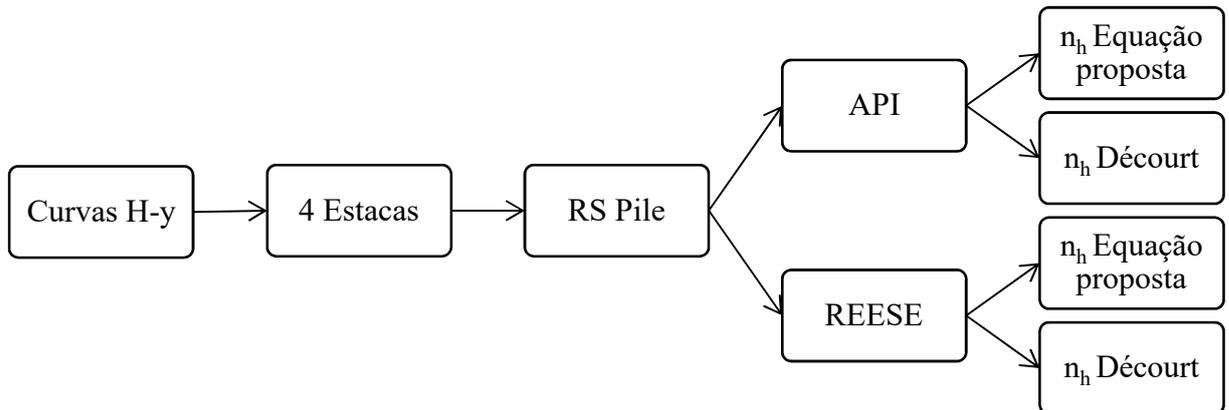
A Figura 1 a Figura 4 a seguir, apresentam o fluxograma referente ao desenvolvimento da metodologia adotada para a realização desta pesquisa.

Figura 1 - Metodologia para o cálculo dos deslocamentos horizontais a partir do Método de Matlock e Reese (1961)



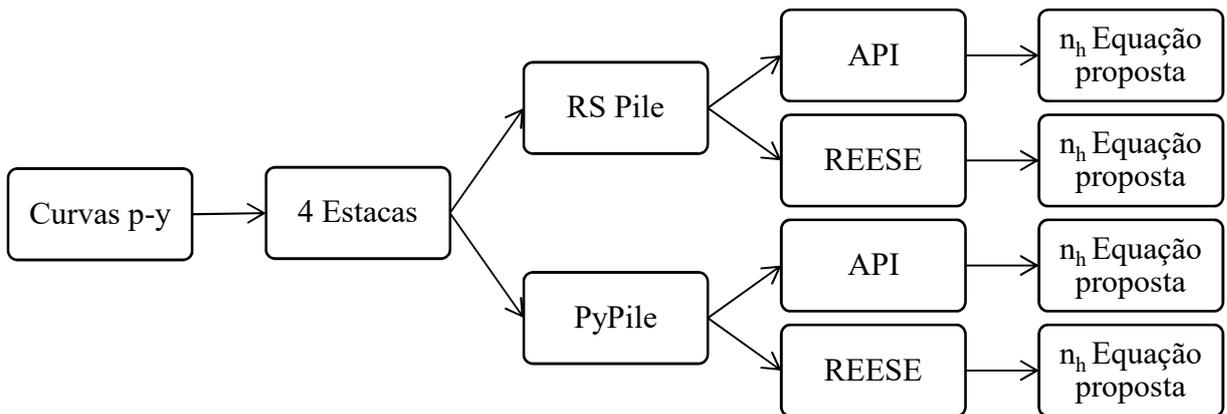
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 2 - Fluxograma para obtenção das curvas H-y no topo



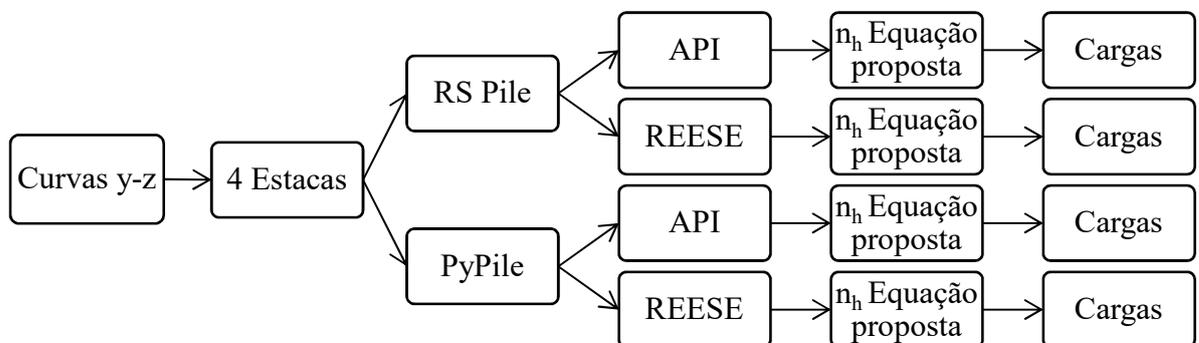
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 3 - Fluxograma para obtenção das curvas p-y ao longo da profundidade



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 4 - Fluxograma para obtenção das curvas y-z ao longo da profundidade



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

1.4 Organização da dissertação

Esse trabalho está dividido em seis capítulos, sendo os seus assuntos tratados na descrição a seguir.

O primeiro capítulo apresenta a contextualização do tema e a justificativa para a sua abordagem e desenvolvimento. Os objetivos gerais e específicos são mostrados seguidos da metodologia adotada para alcançar tais objetivos.

O segundo capítulo contém a revisão bibliográfica na qual são tratados os tópicos relacionados ao coeficiente e módulo de reação horizontal, a rigidez relativa estaca-solo, aos métodos usuais para analisar o comportamento lateral da estaca e, por fim, é mostrado o estado da arte relacionado ao carregamento lateral em estacas.

O terceiro capítulo aborda os ensaios de campo utilizados na pesquisa, mostrando a sua localização, os procedimentos adotados para sua realização e seus resultados e conclusões obtidas a partir dos ensaios.

O quarto capítulo apresenta previsões de deslocamento horizontal realizadas para cada estaca da pesquisa. A partir daí, são propostas modificações no método de Matlock e Reese (1961) buscando previsões mais concordantes quando comparadas a resultados experimentais de provas de carga. Além disso, são determinados e propostos valores de T e n_h visando, também, melhores convergências para a previsão do comportamento horizontal de estacas hélice contínua em solo granular. Posteriormente, é apresentado, ainda, propostas empíricas para o cálculo do n_h de solos granulares.

O capítulo cinco aborda o comportamento do sistema solo-estaca ao longo da profundidade a partir da previsão de curvas H-y, p-y e y-z, utilizando os métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975).

Por fim, o capítulo seis apresenta as conclusões obtidas com o estudo realizado no presente trabalho e recomendações para pesquisas futuras.

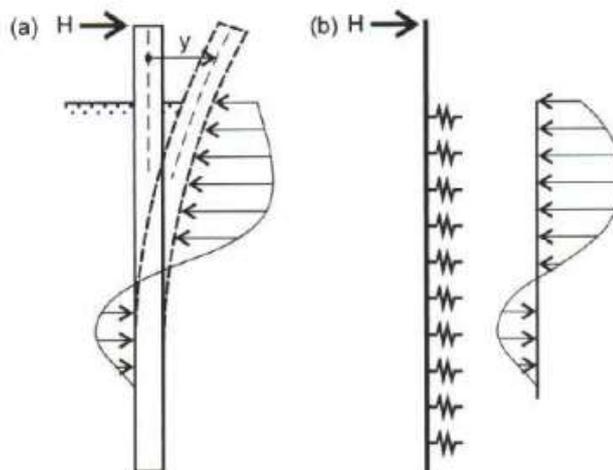
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O dimensionamento de estacas sujeitas as ações horizontais passa pela análise dos deslocamentos provocados pelos esforços atuantes e pela sua capacidade última de suporte. No caso dos deslocamentos, vários métodos de previsão têm sido desenvolvidos com o intuito de avaliar a magnitude dos mesmos.

Os modelos que incorporam na sua análise o comportamento linear do solo têm como base a hipótese de Winkler, onde o solo é substituído por molas horizontais independentes entre si, tendo o coeficiente de reação horizontal do solo constante ao longo da profundidade.

Com o intuito de estudar o problema de uma viga assente em meio elástico sujeita a cargas verticais, Winkler admitiu que a reação do solo em um determinado ponto depende, exclusivamente, do deslocamento deste ponto, sendo, portanto, independente dos pontos vizinhos. Foi, então, incorporado no problema estudado uma série de molas isoladas com comportamento linear, simulando o comportamento do solo, como ilustrado na Figura 5.

Figura 5 - Comportamento do solo simulado por molas



Fonte: Velloso e Lopes (2012).

Conforme mostra a Figura 5, considerando a estaca como um segmento linear sujeito a um carregamento lateral na ponta e uma carga distribuída ao longo do fuste, o comportamento da estaca pode ser avaliado utilizando-se a Equação 1 a seguir.

$$p(z, y) = \frac{d^2}{dz^2} \left[E \cdot I \cdot \frac{d^2 y}{dz^2} \right] + N \cdot \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (1)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

I = momento de inércia da seção transversal da estaca;

z = profundidade ao longo da estaca;

N = carregamento horizontal aplicado na cabeça da estaca.

Considerando a compatibilidade dos deslocamentos do terreno e da estaca, a Equação 2 pode ser reescrita conforme a seguir:

$$\frac{d^2}{dz^2} \left[E \cdot I \cdot \frac{d^2 y}{dz^2} \right] + K \cdot y = 0 \quad (2)$$

Vale mencionar que Poulos e Davis (1980) consideram que o modelo proposto por Winkler possui como principal desvantagem o fato de considerar a massa de solo descontínua, uma vez que o comportamento de um determinado ponto pode ser influenciado pelo comportamento de outros pontos. Assim, representar o solo como meio contínuo se torna mais realístico por levar em consideração a natureza contínua do ponto de vista da transmissão de forças e tensões, além de fornecer soluções para o coeficiente de reação horizontal variando com a profundidade e de apresentar bons resultados na análise de grupos de estacas.

2.1 Coeficiente e módulo de reação horizontal

Winkler, em sua hipótese, considera que o solo solicitado por uma estaca submetida a um esforço horizontal pode ser substituído na modelagem por molas independentes com comportamento elástico linear. Assim, pela hipótese de Winkler, tem-se:

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (3)$$

Onde:

k_h = coeficiente de reação horizontal [F/L³];

p = tensão normal à estaca [F/L²];

y = deslocamento horizontal [L].

Contudo, a sua obtenção é complexa, pois depende de vários fatores, a exemplo da dimensão e forma da estaca e do nível de carregamento aplicado, além do solo obviamente.

Segundo Santos *et al.* (2016), a influência exercida no cálculo do deslocamento e dos esforços atuantes na estaca se concentra nas porções mais superficiais de solo e que a partir de um comprimento crítico esses valores não se alteram. No caso de solos arenosos, para uma região correspondente a uma profundidade relativa (Z_c) menor que a unidade ($Z_c=z/T<1$), os valores de K dominam o comportamento da estaca, por isso a importância da determinação desse coeficiente para pequenas profundidades (MATLOCK e REESE, 1960).

Para um melhor entendimento do comportamento da estaca quando submetida a uma carga horizontal, é necessário verificar como o módulo de reação horizontal do solo varia ao longo da estaca. As mais abordadas do módulo K variando linearmente, conforme a Equação 4, ou se mantendo constante com o aumento da profundidade.

$$K = n_h \cdot z \quad (4)$$

Sendo n_h o coeficiente de reação horizontal do solo.

É sabido que, para solos arenosos e argilas normalmente adensadas, o K varia proporcionalmente com a profundidade. Por outro lado, em argilas sobreadensadas o de K se mantém constante, ou seja, apresenta características de deformação independentes da profundidade.

Terzaghi (1955) e Davisson e Prakash (1963) definiram o n_h como sendo uma constante de reação horizontal. Contudo, conforme relatado por Alonso (1986) e Miguel (1996), o n_h não é um valor constante, uma vez que varia ao longo da profundidade. Dessa forma, Davisson e Salley (1970), Colman e Hancock (1972), Poulos (1973) e Cintra e Albiero (1982) o considera um coeficiente de reação horizontal.

Diversos autores sugerem valores tabelados e relações empíricas para o cálculo do coeficiente de reação horizontal. Varatojo (1986) cita que uma das leis de variação mais utilizadas emergiu dos trabalhos de Palmer e Thompson (1948), que propuseram a seguinte equação para o valor desse coeficiente, mencionado pelos autores de k_h :

$$k_h = k_L \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (5)$$

Onde:

k_L = coeficiente de reação horizontal na ponta da estaca;

L = comprimento da estaca;

n = número positivo, real;

z = profundidade.

O valor de “n”, segundo Palmer e Thompson (1948), pode ser admitido igual a zero, para argilas pré-adensadas, e igual a um, para areais, siltes e argilas normalmente adensadas. Já Davisson e Prakash (1963), propuseram o valor de “n” igual a 0,15, para argilas pré-adensadas.

Terzaghi (1955) sugeriu valores tabelados de n_h para areais, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de n_h em kN/m^3 para areias

Compacidade Relativa	Areia Seca ou Úmida	Areia Submersa
Fofa	2500	1500
Mediamente compacta	7000	4500
Compacta	18000	11000

Fonte: Terzaghi (1955).

Já os valores de n_h propostos por Davisson (1963 *apud* Alonso, 1989) para areias são mostrados na Tabela 2, e os valores de K propostos para argilas pré-adensadas encontram-se na Tabela 3.

Tabela 2 - Valores de n_h para areias

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de n_h (MN/m ³)	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia mediamente compacta	8	5
Areia compacta	20	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Fonte: Alonso (1989).

Tabela 3 - Valores de K (MPa) para argilas pré-adensadas

Consistência	Ordem de grandeza	Valor provável
Média	0,7 a 4,0	0,8
Rija	3,0 a 6,5	5
Muito Rija	6,5 a 13,0	10
Dura	< 13,0	19,5

Fonte: Alonso (1989).

Neste contexto, a partir de curvas obtidas a partir de provas de carga horizontal em solos arenosos Alizadeh e Davisson (1970) propuseram a seguinte relação para o cálculo do n_h :

$$n_h = \frac{4,42 \cdot (H)^{\frac{5}{3}}}{(y_o)^{\frac{5}{3}} \cdot (EI)^{\frac{2}{3}}} \quad (6)$$

Onde H é a carga horizontal aplicada na estaca, y_o o deslocamento horizontal, E o módulo de elasticidade e I o momento de inércia da seção transversal da estaca.

Já Décourt (1991) sugeriu correlações do coeficiente de reação horizontal com o N_{SPT} do solo. Para areias submersas e secas, as Equações 7 e 8 foram propostas, respectivamente:

$$n_h = N_{SPT} \quad (7)$$

$$n_h = 1,6 \cdot N_{SPT} \quad (8)$$

Décourt (1991 *apud* Zammataro, 2007) propôs, ainda, valores de n_h tabelados para areias, conforme mostra a Tabela 4.

Tabela 4 - Valores de n_h sugeridos por Décourt (1991)

Compacidade da areia	Valor de n_h (MN/m ³)	
	Seca	Saturada
Fofa	2600	1500
Média	8000	5000
Compacta	20000	12500

Fonte: Zammataro (2007).

Conforme sugerido por Lopes *et al.* (1994 *apud* VELLOSO E LOPES, 2010) a correlação entre o módulo de elasticidade (em MN/m²) do solo e o N_{SPT} pode ser expressa da seguinte forma:

$$E' \sim 2N \quad (9)$$

Para carregamentos cíclicos ou de baixa mobilização, tem-se:

$$K_h = \frac{E'}{B} \sim \frac{2N}{B} \quad (10)$$

Para o primeiro carregamento e uma elevada mobilização de resistência, tem-se:

$$K_h \sim \frac{N}{B} \quad (11)$$

Obtêm-se, portanto, o coeficiente de reação horizontal, sendo o valor de B em metros e k_h em MN/m³, da seguinte forma

$$n_h = K_h \frac{B}{z} \quad (12)$$

2.2 Rigidez relativa estaca-solo

O comportamento da estaca quando submetida a esforços horizontais é influenciado diretamente pela sua rigidez, podendo ser classificada como rígida (estacas curtas) ou flexível (estacas longas) de acordo com o comprimento adimensional L/T ou L/R, sendo que T e R são fatores de rigidez.

Broms (1965) propôs a distinção de rigidez para solos coesivos e não-coesivos conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Classificação da estaca quanto à rigidez

Classificação	Condição	
	Solo coesivo	Solo não-coesivo
Flexível	$L/R > 3,18$	$L/T > 4$
Rígida	$L/R < 3,18$	$L/T < 2$

Fonte: Broms (1965).

Davisson (1970) propôs uma classificação onde introduziu um comprimento adimensional também para estacas com rigidez intermediária, conforme apresentado na Tabela 6 a seguir.

Tabela 6 - Classificação da estaca quanto à rigidez incluindo a rigidez intermediária

Classificação	Condição
Flexível	$L/T \geq 4$ ou $L/R \geq 4$
Intermediária	$2 < L/T < 4$ ou $2 < L/R < 4$
Rígida	$L/T \leq 2$ ou $L/R \leq 2$

Fonte: Davisson (1970).

A definição do fator de rigidez tem relação em como o módulo de reação horizontal varia com a profundidade. Assim, se K for constante com a profundidade, o fator de rigidez é definido pela Equação 13.

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (13)$$

Onde:

R - fator de rigidez estaca-solo para K sendo constante ao longo da profundidade;

EI - rigidez da estaca;

K - módulo de reação horizontal do solo.

Contudo, se K variar linearmente com a profundidade, o fator de rigidez é definido pela Equação 14.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (14)$$

Onde:

T - fator de rigidez estaca-solo para K variando linearmente com a profundidade;

EI - rigidez da estaca;

n_h - coeficiente de reação horizontal do solo.

2.3 Métodos para previsão do deslocamento lateral de estacas

2.3.1 *Miche (1930)*

Miche (1930), adotando o tratamento de uma viga sobre base elástica, resolveu o problema da estaca imersa em solo com o coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade. Na sua solução, Miche (1930) levou em consideração a deformabilidade da estaca, sendo o primeiro autor a adotar esse tratamento teórico.

Considerando uma estaca circular em meio elástico, o deslocamento horizontal no topo da estaca (y_0) é dado pela Equação 15.

$$y_0 = 2,4 \frac{T^3 H}{EI} \quad (15)$$

Onde:

T - fator de rigidez estaca-solo;

H - carga horizontal aplicada no topo da estaca;

EI - rigidez da estaca;

2.3.2 *Hetyenyi (1946)*

A partir de um modelo de viga horizontal infinita de base elástica, Hetyenyi (1946) resolveu o problema de uma estaca de topo livre imersa em solo com módulo de reação horizontal constante ao longo da profundidade e submetida a uma carga horizontal (H) no topo.

As equações 16 a 18 foram propostas por Hetyenyi (1946) para o cálculo do deslocamento, do momento fletor e do esforço cortante, respectivamente.

$$Y_i = \frac{2H\lambda}{K} D_\lambda + \frac{2M\lambda^2}{K} C_\lambda \quad (16)$$

$$M_i = \frac{H}{\lambda} B_\lambda + MA_\lambda \quad (17)$$

$$Q_i = HC_\lambda + 2MB_\lambda \quad (18)$$

Sendo que, $T = 1/\lambda$, onde o parâmetro de rigidez relativa estaca-solo (λ) é dado por:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad (19)$$

Os coeficientes A_λ , B_λ , C_λ , e D_λ são constantes definidas pelo autor.

O momento máximo, definido para a profundidade $\lambda.z = 0,7$ pode ser calculado conforme a Equação 20:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,32 \frac{H}{\lambda} + 0,7M \quad (20)$$

Onde H é a carga lateral e M é o momento aplicado no topo da estaca.

2.3.3 *Matlock e Reese (1961)*

Matlock e Reese (1961) levaram em conta a variação linear do coeficiente de reação horizontal com a profundidade para o caso de uma estaca vertical submetida a uma força horizontal e a um momento aplicado no topo.

As equações propostas para o cálculo do deslocamento horizontal (y_o), da rotação (θ), do momento fletor (M) e do esforço cortante (Q), são mostrados nas equações 21, 22, 23 e 24, respectivamente.

$$y_o = A_y \frac{HT^3}{EI} + B_y \frac{MT^2}{EI} \quad (21)$$

$$\theta = A_{\theta} \frac{HT^2}{EI} + B_{\theta} \frac{MT}{EI} \quad (22)$$

$$M = A_m H + B_m M \quad (23)$$

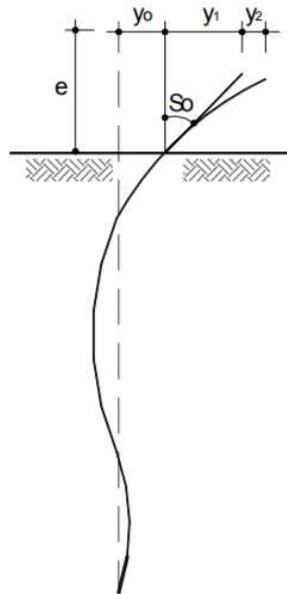
$$Q = A_q H + B_q \frac{M}{T} \quad (24)$$

Os coeficientes adimensionais A_y , B_y , A_{θ} , B_{θ} , A_m , B_m , A_q e B_q , são constantes definidas pelo autor.

2.3.4 Cintra (1982)

Cintra (1982) adaptou uma expressão para o caso de uma carga horizontal aplicada no topo da estaca a uma determinada distância acima da superfície do terreno, sendo a equação expressa por três parcelas conforme a Equação 25 e ilustrada na Figura 6 a seguir.

Figura 6 - Decomposição dos deslocamentos



Fonte: Kocsis (1971).

$$y = y_0 + y_1 + y_2 \quad (25)$$

Onde:

y_0 = deslocamento horizontal correspondente à Equação 21 de Matlock e Reese (1961);

$y_1 = -\theta \cdot e$ = deslocamento horizontal devido a rotação no topo da estaca, sendo S_0 expresso pela Equação 22 de Matlock e Reese (1961);

y_2 = deslocamento horizontal obtido pela resistência dos materiais para uma viga em balanço com carga na ponta.

Assim, Equação 25 é reescrita conforme a seguir.

$$y = A_y \frac{HT^3}{EI} + B_y \frac{MT^2}{EI} + A_\theta \frac{HeT^2}{EI} + B_\theta \frac{MeT}{EI} + \frac{He^3}{3EI} \quad (26)$$

Substituindo os coeficientes A_y , B_y , A_θ e B_θ para a superfície do solo, tem-se a Equação 27:

$$y = 2,435 \frac{HT^3}{EI} + 1,623 \frac{MT^2}{EI} + 1,623 \frac{HeT^2}{EI} + 1,75 \frac{MeT}{EI} + \frac{He^3}{3EI} \quad (27)$$

2.3.5 *Curvas p-y*

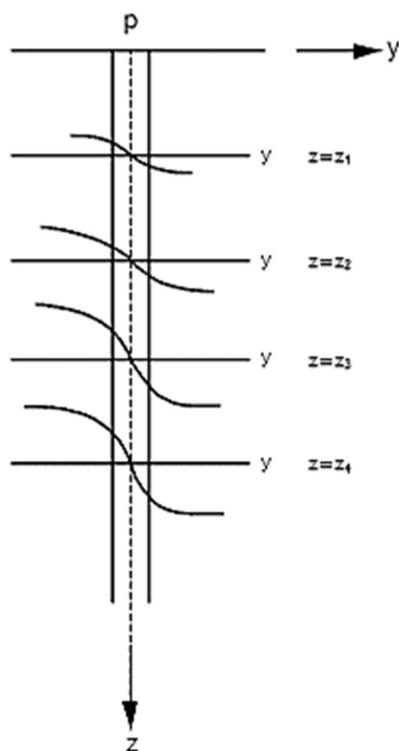
Segundo Lima (2001), a resposta do solo devido a um carregamento lateral aplicado na estaca é considerada como linear apenas para baixos níveis de carga e, portanto, para baixos deslocamentos. Assim, para elevados níveis de carga o método das curvas p-y tem sido aplicado pois, diferentemente do método de Winkler, ele considera o solo com o comportamento não-linear.

Duncan, Evans e Ooi (1994) concluíram em suas pesquisas que o modelo das curvas p-y apresentam um comportamento mais realista do problema de uma estaca carregada lateralmente, tendo como fator contribuinte o fato do comportamento carga-deslocamento em torno da estaca ser não-linear.

As curvas p-y descrevem, portanto, a reação não-linear entre o deslocamento horizontal da estaca (y) e a resistência do solo atuando contra o fuste da estaca (p). Dessa forma, ao solicitar a estaca com um carregamento horizontal, uma série de curvas p-y podem ser

descritas ao longo do seu fuste, conforme mostra a Figura 7, que permitirão a determinação do módulo de reação horizontal do solo para uma dada profundidade e deslocamento.

Figura 7 - Curvas p-y ao longo do fuste da estaca



Fonte: Alonso (1989).

Segundo Rosa González (2014), os primeiros trabalhos que levaram em conta esse comportamento foram desenvolvidos por Palmer e Thompson (1948) e McClelland e Focht (1958).

Reese e Welch (1975) afirmaram, ainda, que o comportamento do solo em determinada profundidade não depende do comportamento do solo nas demais profundidades.

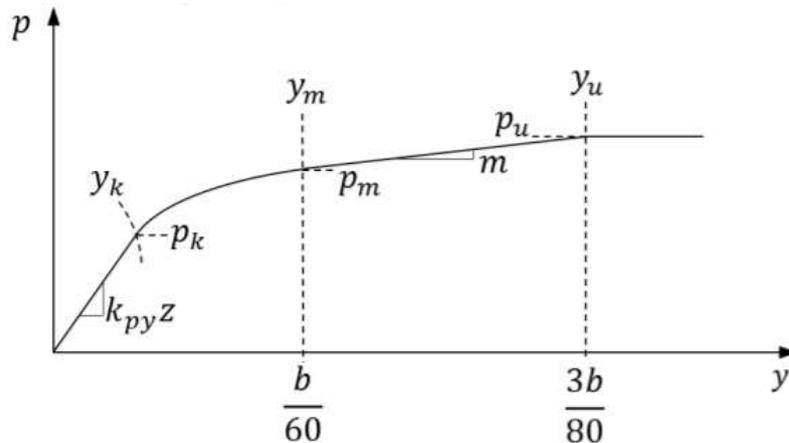
Para que a determinação das curvas p-y produzam resultados confiáveis, Reese e Van Impe (2001) ressaltam que a qualidade da investigação do solo e a determinação dos seus parâmetros são de suma importância para o processo.

Ao longo do tempo variadas formas de obter as curvas p-y foram propostas para variados tipos de solo em diferentes condições. Como neste trabalho foram usadas as propostas de estimativas de curvas p-y para solo arenoso, apresenta-se, a seguir, apenas a descrição dos métodos utilizados na presente pesquisa.

2.3.5.1 Curvas p-y para areias

Reese *et al.* (1974) desenvolveram um método de curvas p-y para areia a partir da definição dos pontos mostrados na Figura 8, onde k_{py} é módulo de reação do solo, b o diâmetro da estaca, p_k , p_m e p_u a resistência lateral do solo e y_k , y_m e y_u , seus respectivos valores de deslocamento horizontal.

Figura 8 - Curva p-y para areia (Reese et al., 1974)



Fonte: Rocscience (2018).

Os valores de p_m e p_u podem ser calculados com base no menor valor entre p_{us} (resistência horizontal última do sistema solo-estaca para profundidades rasas) e p_{ud} (resistência horizontal última do sistema solo-estaca para maiores profundidades), obtidos pelas Equações 28 e 29.

$$p_{us} = \gamma \cdot z \left[\frac{k_0 \cdot z \cdot \tan \varphi \cdot \text{sen} \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cdot \text{cos} \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + z \cdot \tan \beta \cdot \text{tan} \alpha) + k_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\text{tan} \varphi \cdot \text{sen} \beta - \text{tan} \alpha) - k_a \cdot b \right] \quad (28)$$

$$p_{ud} = k_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z (\text{tan}^8 \beta - 1) + k_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \text{tan} \varphi \cdot \text{tan}^4 \beta \quad (29)$$

Onde:

γ = peso específico efetivo do solo;

z = profundidade da superfície considerada;

b = diâmetro da estaca;

k_0 = coeficiente de empuxo no repouso de Rankine;

k_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine dado por $k_a = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2})$;

$\alpha = \frac{\varphi}{2}$;

$\beta = 45 - \frac{\varphi}{2}$

De posse do menor valor entre p_{us} e p_{ud} , aqui denominado de p_s , pode-se obter os valores de p_m e p_u , assim:

$$p_u = \bar{A} \cdot p_s \quad (30)$$

$$p_m = B \cdot p_s \quad (31)$$

Os coeficientes \bar{A} e B variam com a relação z/b e com o tipo de carregamento (cíclico ou estático) e podem ser obtidos detalhadamente no trabalho de Reese *et al.* (1974).

Outro método utilizado neste trabalho foi o da American Petroleum Institute – API (2000). Neste caso, para o desenvolvimento da curva p - y utiliza-se a equação hiperbólica a seguir.

$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot z}{A \cdot p_u} y\right) \quad (32)$$

Onde:

A = coeficiente igual a 0,9 (carregamento cíclico) ou a $3 - 0,8z/b \geq 0,9$ (para carregamento estático);

O valor de p_u é dado pelo menor valor entre p_{us} e p_{ud} pelas equações 33 e 34.

$$p_{us} = (C_1 \cdot z + C_2 \cdot b) \cdot \gamma \cdot z \quad (33)$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \quad (34)$$

Onde:

C_1 , C_2 e C_3 = coeficientes determinados em função do valor do ângulo de atrito e que podem ser determinados com mais detalhes no manual da API (2000).

2.3.6 *Método dos elementos finitos*

O método dos elementos finitos (MEF) é uma ferramenta importante para analisar problemas que envolvem estacas carregadas lateralmente, uma vez que permite representá-los de uma forma mais realista a partir de modelos tridimensionais (DESAI e CHRISTIAN, 1977).

O MEF permite considerar a interação solo-estrutura de fundação, modelos não lineares elasto-plásticos, comportamento anisotrópico do material, fenômenos acoplados, entre outros fatores, simulando, portanto, problemas com maior veracidade.

Segundo Su e Li (2013), uma das maiores vantagens da utilização do MEF está no fato das cargas laterais serem multidirecionais, sendo devido a isso o fato de somente modelos numéricos 3D serem capazes de simular o comportamento em problemas dessa natureza.

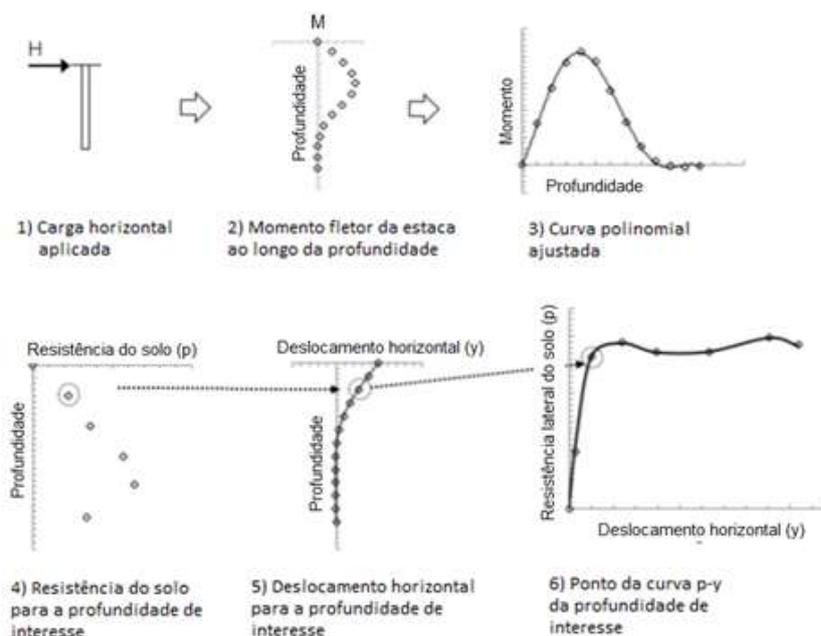
Segundo Reese e Van Impe (2001), já há algum tempo o MEF tem sido empregado para a obtenção das curvas p-y como Yegian e Wright (1973), Kooijman (1989), Brown e Kumar (1989), Brown e Shie (1991) e Portugal e Sêco e Pinto (1993).

Rogêdo (1970) desenvolveu um modelo de MEF para estudar estacas carregadas horizontalmente, sendo este modelo formado por elementos finitos axissimétricos de seção transversal triangular. Para tal, o autor estabeleceu algumas hipóteses como: o elemento finito do solo resiste apenas a esforços de compressão, o solo apresenta comportamento elástico linear quando submetidos a esforços de compressão, o material da estaca é considerado elástico, linear, isotrópico e homogêneo e, por fim, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade são estimados nas direções horizontal e vertical. Os resultados obtidos usando o modelo desenvolvido se mostraram concordantes com os obtidos em campo a partir das provas de carga horizontais.

Muitos outros trabalhos têm usado ferramentas de simulação numérica em elementos finitos para avaliar o problema de estacas carregadas horizontalmente, sendo alguns deles: Madabhushi e Haigh (1998), De La Rosa (2014), Faro (2014) e Ballarin (2016) utilizaram o software ABAQUS, Abagnara (2009) e Abreu (2014) utilizaram o software LPILE e Santos, Sales e Lima (2016) utilizaram o software DIANA.

Sanomia (2016) descreve na Figura 9, a seguir, o procedimento para determinação das curvas p-y pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) a partir de um ajuste polinomial da curva do momento fletor ao longo da estaca.

Figura 9 - Procedimento para determinação da curva p-y pelo MEF



Fonte: Sonomia (2016).

Conforme a Figura 9, a obtenção da curva p-y pelo MEF ocorre primeiramente com a obtenção da curva do momento fletor da estaca gerada a partir da aplicação de um carregamento horizontal. Após isso, faz-se um ajuste polinomial na curva do momento fletor seguido de dupla diferenciação dessa curva de ajuste para a obtenção da curva da resistência do solo (p) ao longo da profundidade. Cada ponto de interesse do valor de p com o deslocamento horizontal (y) resulta em um ponto da curva p-y. Assim, sucessivas cargas aplicadas na estaca geram uma combinação de pontos p e y , que juntos formam a curva p-y.

Contudo, apesar desse ser um procedimento bastante usado, ele pode resultar em erros significativos, conforme visto em Yang e Liang (2007). Estes autores concluíram que erros significativos podem ocorrer principalmente na determinação imprecisa do perfil do momento fletor que, por consequência, influenciarão nos resultados das curvas p-y.

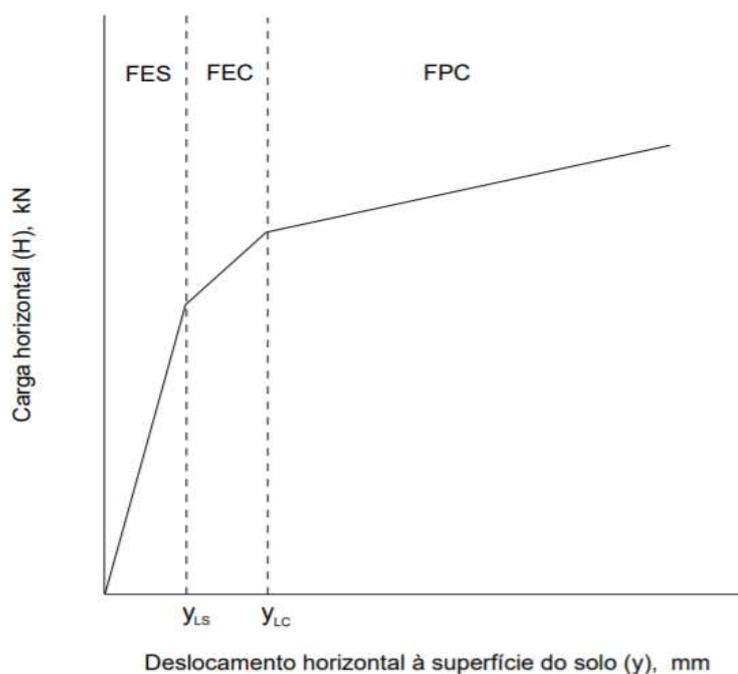
2.4 Estudos recentes relacionados ao carregamento lateral em estacas

Correia e Santos (1994) desenvolveram um modelo no qual a estaca e o solo foram divididos em séries de elementos finitos tridimensionais, sendo a solução do problema obtida por um processo iterativo. O solo foi admitido com comportamento elástico e o material da estaca com comportamento não-linear. Os resultados obtidos a partir da comparação entre as

previsões numéricas e os dados experimentais de campo mostraram que em projetos de estacas de concreto carregadas horizontalmente a não-linearidade do material da estaca deve ser levada em consideração, principalmente na previsão de deslocamentos horizontais.

Viana (1999) desenvolveu em seu trabalho um modelo de análise não-linear, formado por elementos finitos tridimensionais do solo. Apesar de ter sido utilizado o programa computacional SAP90 que só permite análises lineares e elásticas, a consideração da não-linearidade foi feita através de um processo incremental, executado com uma superposição de soluções lineares. O modelo foi validado a partir da retroanálise de quatro provas de carga de autores diversos. O autor concluiu, dentre outros resultados obtidos, que é possível estudar o problema de uma estaca carregada lateralmente, sendo ele um problema não-linear e não-elástico, a partir da utilização de um programa de análise linear e elástica. Contudo, para que isso ocorra, é necessário considerar as faixas de variação do módulo de elasticidade da camada principal de solo e do módulo de elasticidade do concreto, sendo essas variáveis as principais para realização do processo iterativo para a obtenção das curvas “carga (H) x deslocamento horizontal (y)”. Tais curvas foram obtidas a partir da consideração de três faixas, são elas: faixa elástica do solo (FES), faixa elástica do concreto (FEC), faixa de plastificação do concreto (FPC), conforme ilustra a Figura 10 a seguir.

Figura 10 - Representação de uma curva H x y construída a partir do modelo



Fonte: Viana (1999).

A partir de resultados das retroanálises e análises de equações empíricas, o autor propôs Equações 35 a 37 para obter os pontos (y_{LS}) e (y_{LC}) da Figura 10.

$$y_{LC} = y_{LS} + \delta_{hc} \quad (35)$$

$$y_{LS} = \frac{N^{2,72}}{250973,4.D} \quad (36)$$

$$\delta_{hc} = 1405,79.D^{4,31} \cdot \left(\frac{z_p^3}{EI}\right) \quad (37)$$

Onde N é o valor do N_{SPT} do solo, D o diâmetro da estaca, EI a rigidez da seção transversal da estaca e z_p a profundidade da camada de solo principal (camada que exerce grande influência nos deslocamentos horizontais).

Alem e Benamar (2002) desenvolveram em seu trabalho uma solução analítica para prever o deslocamento horizontal de estacas imersas em solo argiloso, onde representaram o solo por meio de molas com comportamento elástico-perfeitamente-plástico. Para validar o método, os resultados obtidos foram comparados com resultados experimentais de quatro testes em estacas de características distintas relatados por Poulos (1980). As expressões desenvolvidas pelos autores para o momento máximo ($M_{m\acute{a}x}$) e para o deslocamento horizontal (y) são mostradas nas Equações 38 e 39.

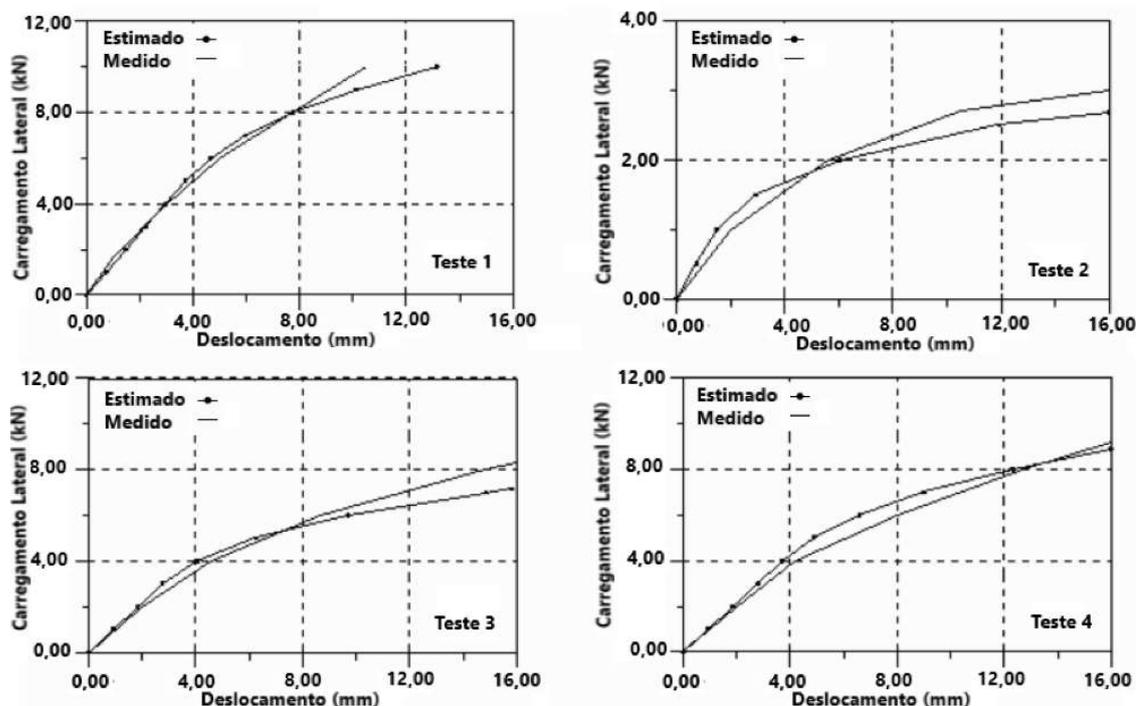
$$M_{m\acute{a}x} = H_o \left(\frac{H_o}{2P_u}\right) + L \quad (38)$$

$$y(L) = y(0) - w(0)L + \left(\frac{H_o L^3}{3EI}\right) \quad (39)$$

Onde p_u é a carga lateral última, L o comprimento da estaca, H_o a carga aplicada, EI a rigidez flexional da estaca e $y(0)$ e $w(0)$ a deflexão lateral e a rotação da estaca, respectivamente, na profundidade $z = 0$.

Os resultados estimados quando comparados com os experimentais obtidos por Poulos (1980) se mostraram concordantes. Contudo, os autores ressaltam que a abordagem analítica simplificada desenvolvida tem uma validade maior para altos níveis de carga lateral (H_o). A comparação dos resultados obtidos com os estimados pode ser vista na Figura 11 a seguir.

Figura 11 - Comparação entre os deslocamentos horizontais medidos e estimados por Alem e Benamar (2002)



Fonte: Alem e Benamar (2002).

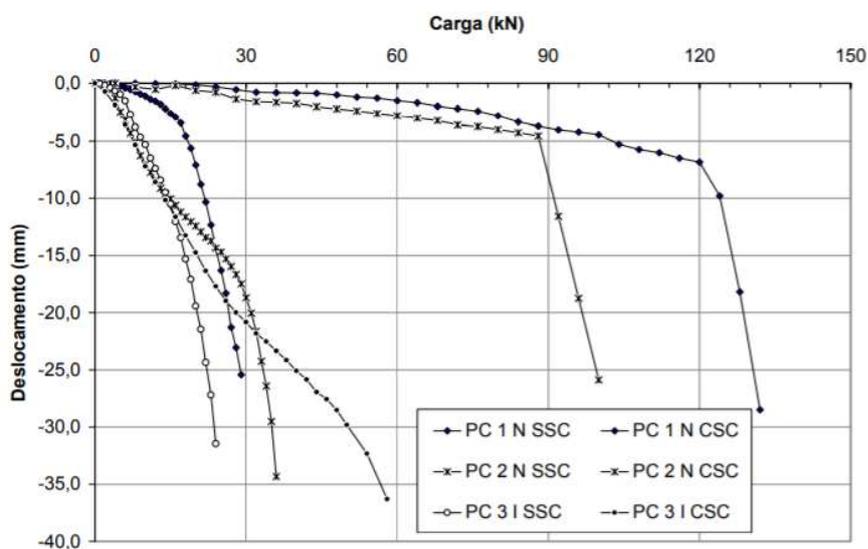
Del Pino Júnior (2003), a partir dos resultados obtidos nas provas de carga e utilizando o método de Matlock e Reese (1961), obteve a variação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) em função do deslocamento na superfície do terreno (y_o). As estacas estudadas foram do tipo escavadas, com 34 cm de diâmetro e 8,71 m de comprimento, executadas em solo arenoso. A partir de um intervalo de y_o entre 7 mm a 12 mm, o valor de n_h obtido foi de 8 MN/m³. O autor concluiu em seu trabalho que a influência da rigidez flexional (EI) no comportamento das estacas foi mais expressiva que a rigidez do solo, considerando a carga máxima utilizada nas provas de carga.

Kim *et al.* (2004) mostraram em seu trabalho os resultados de testes realizados em estacas executadas nas areias do rio Nak-Dong, na Coreia do Sul, e submetidas a carregamento lateral, onde foram estudadas, entre outras coisas, características como a resistência lateral das estacas e a condição de restrição da cabeça da estaca. As curvas p-y propostas foram comparadas com os modelos existentes e os resultados obtidos levaram a conclusão que as curvas propostas mostraram diferenças significativas em relação aos modelos existentes e que a razão entre a reação do sistema solo-estaca para a condição de topo fixo em relação a condição

de topo livre foi mais alta próximo da superfície do solo e diminui à medida que a profundidade aumenta.

Ferreira *et al.* (2006) estudaram o comportamento de seis estacas apiloadas de 0,25 m de diâmetro e 4 m de comprimento submetidas ao carregamento horizontal, a fim de quantificar o efeito do colapso do solo e a influência de reforço com solo-cimento, sendo três provas de cargas executadas em solo original (sendo os dois primeiros carregamentos com solo natural e um terceiro com pré-inundação do terreno por 48 horas), ou seja, sem solo-cimento (SSC) e outras três em solo com reforço de solo-cimento (CSC), com e sem inundação, todas no campo experimental da Unesp, campus de Bauru. Os resultados obtidos mostraram que o reforço do solo-cimento influi altamente tanto nos deslocamentos horizontais medidos nas provas de carga quanto na capacidade de carga do solo. A Figura 12 abaixo mostra uma visão global do efeito da melhoria do solo no comportamento das estacas ensaiadas em relação ao deslocamento.

Figura 12 - Curvas carga x deslocamento das provas de carga para as situações SSC e CSC



Fonte: Ferreira *et al.* (2006).

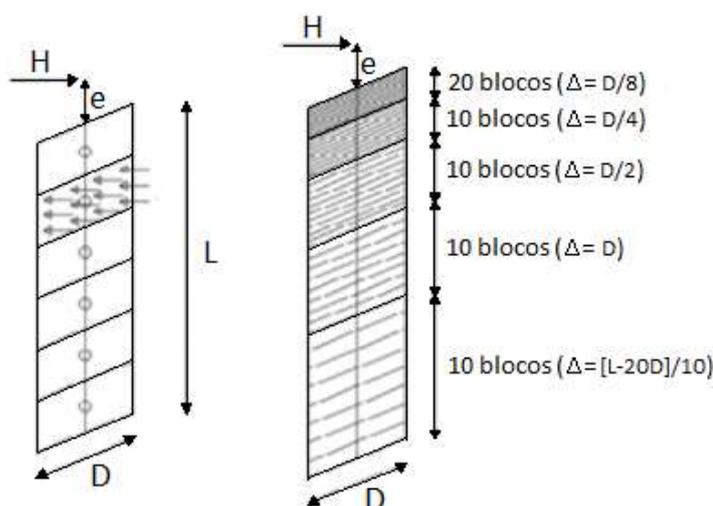
Já em relação a capacidade de carga do solo, houve um acréscimo de cerca de 350% na mesma, e que mesmo que o caráter colapsível tenha ficado evidente com a inundação do terreno, o reforço resultou em um acréscimo significativo na capacidade de suporte do solo.

Miranda Júnior (2006) realizou 21 provas de carga horizontais em 14 estacas do tipo hélice contínua, ômega, raiz e escavada, nas condições do solo com umidade natural, solo pré-inundado, solo melhorado com solo-cimento compactado e solo-cimento pré-inundado,

tendo como um dos objetivos fornecer valores do coeficiente de reação horizontal (n_h) dos solos em estudo e compará-los com solos presentes no interior do Estado de São Paulo e em outras regiões do Brasil. Foi obtido como resultado uma acentuada redução do valor de n_h com a pré-inundação do solo (valores em torno de 40 vezes menores) e com a pré-inundação do solo-cimento (valores em média 7 vezes menores), porém, com acentuado aumento do n_h com a melhora do solo através do solo-cimento compactado (valores em média 5 vezes maiores).

Stacul *et al.* (2017) desenvolveram em seu trabalho uma abordagem híbrida de curvas p-y com o Método dos Elementos de Contorno (MEC) para analisar a influência da sucção nas camadas mais superficiais de solo no comportamento de estacas submetidas a cargas horizontais, nas condições de topo livre e fixo e imersas em solo parcialmente saturado. O modelo desenvolvido foi validado comparando com resultados de provas de carga em 22 estacas com as características variáveis e imersas em solos diferentes. No método proposto, a estaca foi modelada geometricamente por um diâmetro D e comprimento L e discretizada em 60 blocos de comprimento e espessura variável, conforme ilustra a Figura 13 a seguir, sendo H a carga aplicada, e a distância de aplicação da carga para a superfície do terreno e Δ a espessura dos blocos.

Figura 13 - Discretização da estaca



Fonte: Stacul *et al.* (2017).

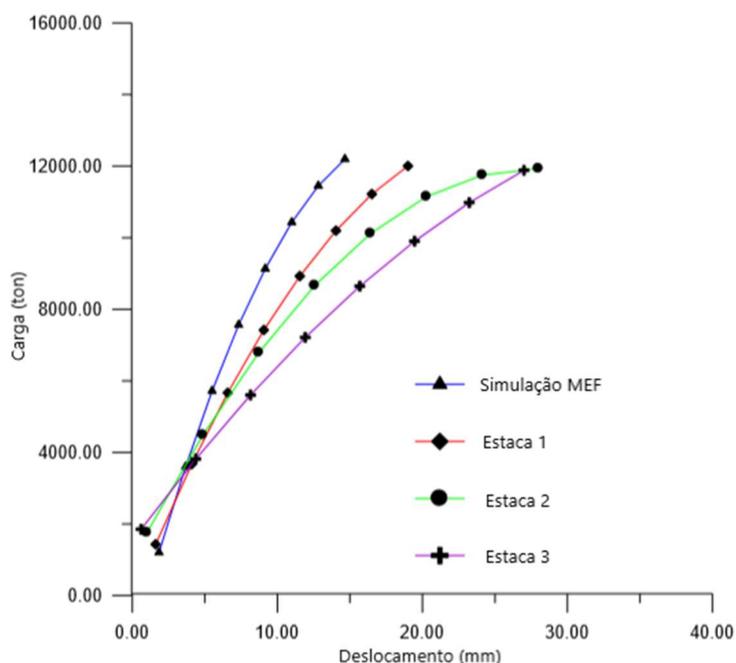
Para analisar a influência da sucção nas camadas mais superficiais do solo, foi utilizado o Modelo de Kovacs Modificado. Os resultados obtidos mostraram a possibilidade de fornecer boa previsão para os deslocamentos horizontais ocorridos, com erros de previsão em

sua maioria com valores inferiores a 20%. Segundo os autores, o método proposto apresentou-se vantajoso em relação a métodos mais sofisticados devido ao tempo de computação (geralmente inferior a um minuto) e da simplificação na determinação dos dados de entrada, que podem ser obtidos por ensaios de investigação do local de estudo.

Zammataro (2007) realizou ensaios de prova de carga horizontais e cíclicas em estacas hélice contínua e escavadas, imersas em solo arenoso, tendo como um dos objetivos calcular valores de coeficiente de reação horizontal (n_h), utilizando o método de Matlock e Reese (1961), a fim de verificar a possibilidade de exclusão da segunda parcela da expressão que leva em consideração a distância entre o ponto de aplicação da carga e o nível do terreno. Os resultados mostraram que a distância de 12 cm entre a aplicação da carga e o nível do terreno resultou em acréscimos nos valores de n_h de 10% para estacas hélice contínua e de 12% para estacas escavadas. Portanto, o autor conclui que considerar a segunda parcela da expressão de Matlock e Reese (1961) resulta em um acréscimo significativo no valor de n_h , não sendo conveniente desprezar essa parcela da expressão sem que haja uma análise prévia do problema.

Jasim *et al.* (2008) fizeram uma análise 3D usando elementos finitos (software PLAXIS 3D) sobre o comportamento de uma estaca submetida a carregamento lateral, considerando o efeito da forma circular e quadrada da seção da estaca e também a sua esbeltez (L/B). Para modelar as estacas foi usado um modelo elástico linear e para o solo foi usado o modelo de Mohr-Coulomb. A fim de validar o modelo desenvolvido, foram utilizados os resultados de três provas de carga em estacas de 1,2 m de diâmetro, imersas em solo argiloso-siltoso. A Figura 14, a seguir, mostra a comparação entre os deslocamentos estimados com os deslocamentos obtidos nas provas de carga.

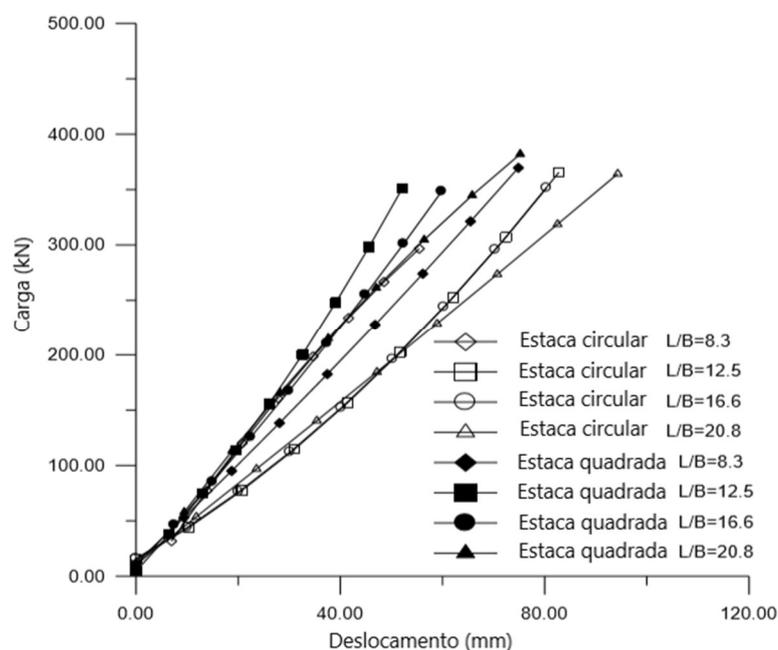
Figura 14 - Comparação entre os deslocamentos estimados pelo modelo MEF e os obtidos nas três provas de carga



Fonte: Jasim *et al.* (2008).

Para analisar a influência da forma da estaca foram consideradas estacas de 1,2 m de diâmetro para as circulares e de largura de 1,2 m para as quadradas. A influência da L/B foi analisada considerando o valor da razão de 8,3 pra estacas curtas e de 12,8 para estacas longas, imersas em solo arenoso. Os resultados mostraram que a resistência lateral da estaca é superior para seções quadradas e que, considerando um mesmo tipo de seção, uma taxa de esbeltez $L/B = 8,3$ gera deslocamentos laterais inferiores à estaca com taxa maior que 8,3. A Figura 15 mostra os deslocamentos de acordo com o tipo de forma da estaca e da esbeltez.

Figura 15 - Comparação, segundo Jasim *et al.* (2008), dos deslocamentos horizontais levando em consideração a forma e a esbeltez das estacas



Fonte: Jasim *et al.* (2008).

Basu *et al.* (2008) desenvolveram uma análise que consideraram uma evolução da análise feita por Sun (1994), por dois motivos: a suposição do campo de deslocamento é mais geral e mais realística e as soluções foram obtidas para um solo composto por multicamadas, diferente da solução de Sun (1994), que propôs uma solução válida para apenas uma única camada. Foi utilizado o princípio da energia potencial mínima para determinar as equações diferenciais unidimensionais para os deslocamentos nas camadas de solo, enquanto os deslocamentos nas estacas foram obtidos por meio de soluções analíticas. O método utilizado permite obter resultados comparáveis a análises tridimensionais de elementos finitos, mas com menor tempo de cálculo, além de poder estender sua análise levando em conta a não-linearidade do solo.

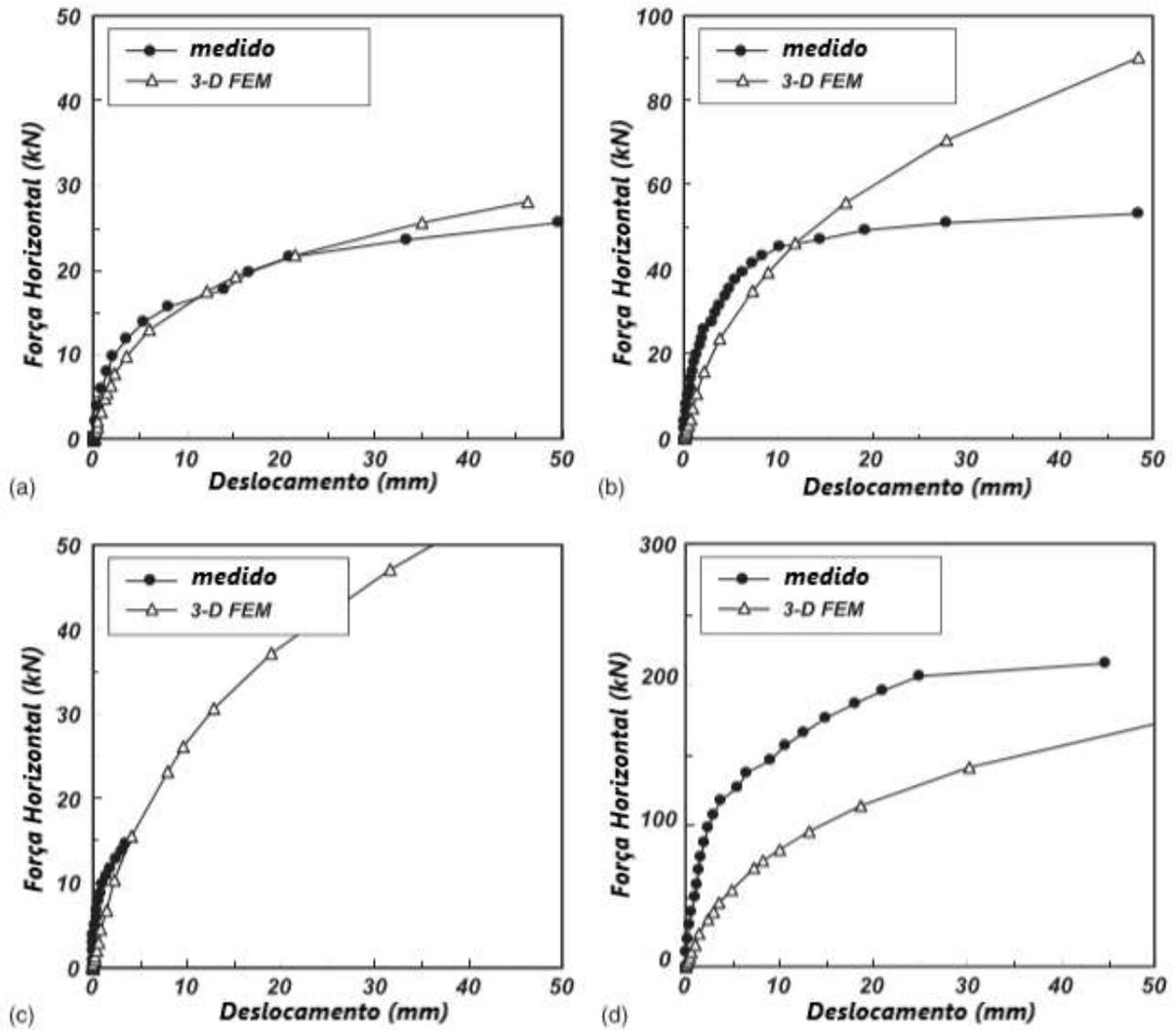
Guo e Lee (2011) desenvolveram um modelo para prever o comportamento de estacas submetidas ao carregamento lateral em meio elástico e homogêneo a partir de uma abordagem de transferência de carga. Foram desenvolvidas, ainda, expressões para o cálculo do comprimento crítico da estaca, momento fletor máximo e a profundidade na qual ocorre o momento máximo, que permitem uma comparação satisfatória com abordagens numéricas mais rigorosas. Dentre as análises realizadas, concluiu-se que, para estacas longas e flexíveis, a solução de Hetenyi é comparável a abordagens numéricas caso os parâmetros k e N do modelo

de Winkler sejam estimados usando o fator de transferência de carga descrito no trabalho. Ainda, para estacas rígidas, o momento máximo para estaca de topo livre pode ser dez vezes maior que para estacas de topo fixo.

Kassouf (2012) realizou provas de carga horizontal em tubulão de 0,8 m de diâmetro e 9,0 m de comprimento a fim de analisar os resultados tanto no topo quanto ao longo da fundação, em condição do solo com umidade natural e com inundação prévia, através da utilização de um inclinômetro, inserido no interior de um tubo guia instalado dentro do tubulão. Foi obtido como resultado um coeficiente de reação horizontal de 12 MN/m³, valor este considerado maior do que os presentes na literatura. Para atingir um deslocamento de 12 mm, as cargas encontradas com o solo pré-inundado foram em média três vezes menores do que a carga com o solo na umidade natural. O modelo do inclinômetro utilizado mostrou-se adequado e os medidores de deformação (strain gauges) implantados não registraram dados possíveis de serem analisados.

Ho-Young *et al.* (2013) realizaram um estudo na cidade de Iksan, na Coreia do Sul, da capacidade de carga horizontal de estacas submetidas a carregamentos transversais. Para tal, foram realizadas quatro provas de carga horizontais em estacas escavadas imersas em solo granítico temperizado. Na análise, foi utilizado o método elástico de Poulos (1971), os métodos teóricos de Hansen (1961) e Broms (1964), curvas p-y (a partir dos softwares LPILE e FAD) e elementos finitos 3D com o uso do software ABAQUS. Os resultados obtidos mostraram que a análise por elementos finitos 3D foi mais precisa, por este método considerar a mudança de coesão e do volume do solo devido ao atrito entre a estaca e o solo. A Figura 16, a seguir, mostra os gráficos “carga x deslocamento” para as quatro provas de carga comparando os resultados obtidos pelos ABAQUS (3D) e os medidos em campo.

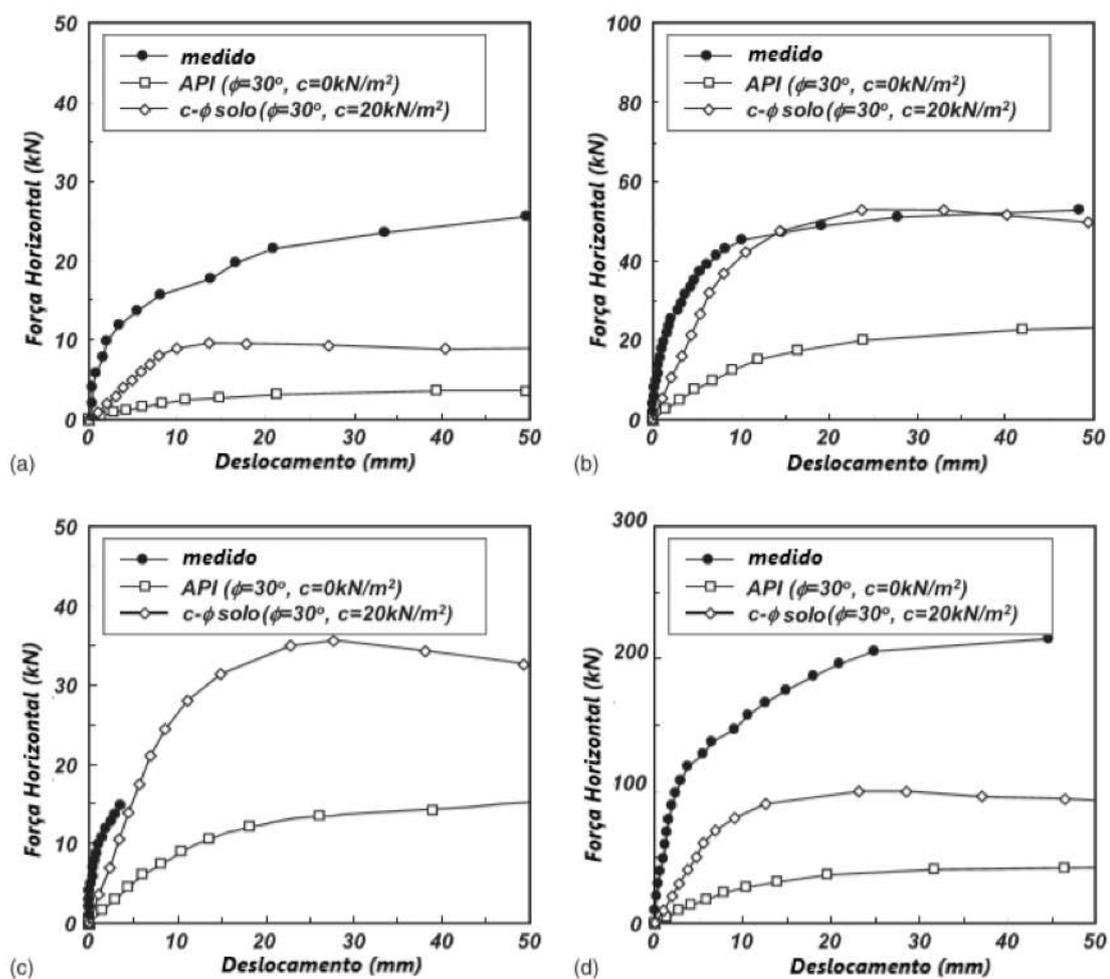
Figura 16- Comparação entre as estimativas de deslocamento pelo ABAQUS e os deslocamentos medidos nas provas de carga: a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3; d) Caso 4.



Fonte: Ho-Young *et al.* (2013).

Já os resultados obtidos pelas curvas p-y (mostrado aqui apenas os resultados obtidos pelo LPILE) mostraram-se conservadores, como mostrado na Figura 17 a seguir.

Figura 17 - Comparação entre as estimativas de deslocamento pelo LPILE e os deslocamentos medidos nas provas de carga: a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3; d) Caso 4.



Fonte: Ho-Young *et al.* (2013).

Por fim, os autores concluíram que os métodos de Broms (1964) e Poulos (1971) tendem a subestimar a capacidade de carga lateral da estaca, pois esses métodos consideram separadamente o solo como puramente arenoso ou puramente argiloso.

Ahmed (2014) utilizou o software PLAXIS 3D para realizar uma modelagem numérica a fim de obter a carga última de estacas submetidas a carregamento horizontal. As estacas metálicas foram feitas em modelos reduzidos com comprimento de 0,32 m para as mais curtas e 0,78 m para as mais longas. Os resultados obtidos mostraram valores semelhantes para a carga última, contudo, os valores experimentais foram superiores aos obtidos pela modelagem.

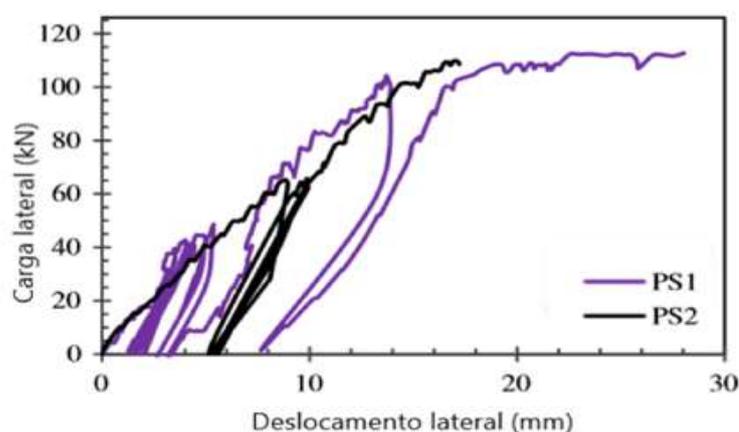
Estivalett (2016) estimou deflexões no topo de uma estaca, ensaiada por Souza (2006), utilizando os métodos de Miche (1930) e Matlock e Reese (1961), com o objetivo de

avaliar a influência dos coeficientes de reação horizontal para areais (n_h), sugeridos pela literatura, nos resultados finais. O autor concluiu que há pouca influência na deflexão quando considerados diferentes valores de n_h para um mesmo grau de compactidade. Contudo, para diferentes graus de compactidade, os valores de n_h podem gerar grandes diferenças, principalmente ao utilizar o método de Matlock e Reese (1961).

Marzola (2016) avaliou o comportamento de uma estaca escavada de 0,3 m de diâmetro e 5 m de comprimento quando submetida a carregamento lateral, em condição natural e inundada, em solo silto arenoso, colapsível e laterítico. Os resultados obtidos em campo com o uso de inclinômetros ao longo da profundidade da estaca foram comparados com análises numéricas feitas com o uso do software PLAXIS 3D e com as curvas p-y geradas. Dentre os resultados encontrados, as curvas numéricas obtidas mostraram-se próximas às experimentais, os coeficientes de reação horizontal (n_h) obtidos pela análise numérica foram próximos aos valores experimentais e as curvas p-y geradas com o uso dos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) apresentaram discrepâncias.

Li *et al.* (2017) realizaram um estudo em estacas instrumentadas de escala reduzida na cidade de Blessington Co, no município de Wicklow, na Irlanda, com diâmetro de 0,34 m, comprimento de 2,2 m e esbeltez de 6,5, proporção semelhante àquelas usadas em projetos de parque eólicos offshore, sendo todas imersas em solo de areia densa. As estacas (denominadas de PS1 e PS2) foram submetidas a ensaios de prova de carga lateral tendo seus resultados comparados com modelos de curvas p-y. Por fim, os autores recomendaram um modelo de curvas p-y a partir de modificações no modelo da API. A Figura 18 mostra os resultados obtidos nas provas de carga.

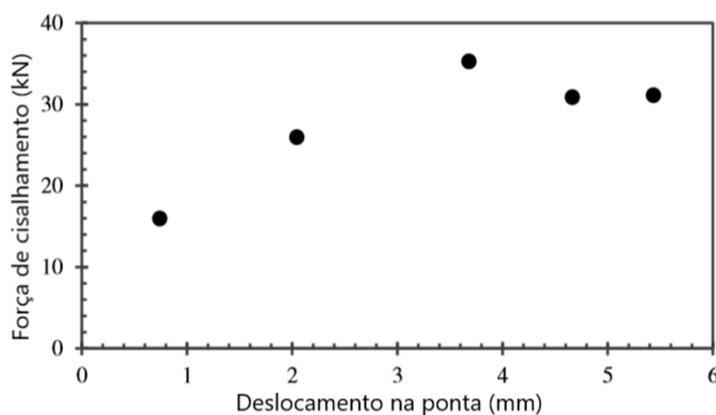
Figura 18 - Deslocamentos medidos na cabeça das estacas PS1 e PS2



Fonte: Li *et al.* (2017).

Os autores perceberam também que o cisalhamento na ponta da estaca não deve ser ignorado e que seu valor aumenta com o aumento do deslocamento na ponta, chegando a um valor máximo de aproximadamente 35 kN e diminuindo até atingir um valor constante (residual) de 32 kN, conforme ilustra a Figura 19.

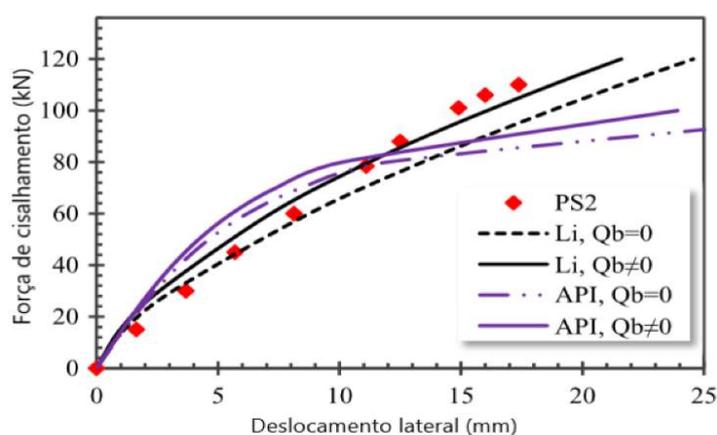
Figura 19 - Relação entre a força de cisalhamento com o deslocamento na ponta da estaca



Fonte: Li *et al.* (2017).

A fim de investigar o efeito do cisalhamento na ponta da estaca (Q_b), os autores usaram os modelos de curvas p-y propostos pela API (2005) e por Li *et al.* (2014) para verificar as respostas laterais da estaca PS2 considerando os cenários com e sem a força de cisalhamento. Foi verificado que presença da força de cisalhamento na ponta conduz a uma resposta mais rígida da estaca e fornece uma melhor previsão do seu comportamento e que o modelo proposto por de Li *et al.* (2014) resultou em valores mais convergentes quando comparados com os medidos em campo, conforme ilustrado na Figura 20.

Figura 20 - Comparação do efeito da força de cisalhamento na ponta da estaca



Fonte: Li *et al.* (2017)

Silva (2017) comparou em seu estudo estimativas do deslocamento horizontal utilizando os métodos de Miche (1930), Hetenyi (1946) e Matlock e Reese (1961) com os deslocamentos obtidos a partir de provas de carga realizadas em estacas escavadas de 100 mm de diâmetro e 1,5 metros de comprimento, sendo duas estacas isoladas com e sem bloco de coroamento e duas estacas em grupo com bloco de coroamento, mas com distância variável entre as estacas. Foi concluído que o método de Hetenyi (1946) foi mais concordante que as previsões realizadas pelos métodos de Miche (1930) e Matlock e Reese (1961). Vale mencionar que para o caso investigado o N_{SPT} do solo mais superficial é praticamente constante. Os valores de n_h determinados variaram de 693 MN/m³ a 16460 MN/m³ na estaca isolada, com bloco de coroamento e camada de regularização, e de 12 MN/m³ a 115872 MN/m³ na estaca isolada e sem bloco de coroamento.

Almeida (2018) utilizou em sua pesquisa os métodos de Gabr e Borden (1989) e Robertson et al. (1989) com o intuito de verificar a concordância das curvas p-y geradas. Para tal, foi estudado o comportamento de nove estacas Strauss a partir da realização de provas de carga em condições não saturadas e com pré-inundação. As estacas ensaiadas possuem diâmetro de 32 cm e 12 m de comprimento, executadas em solo residual de basalto, com camada residual de solo argilo-siltoso porosa e colapsível. O autor verificou, dentre outros resultados, que o método de Gabr e Borden (1989) apresentou boa concordância com os resultados obtidos e que o método de Robertson et al. (1989) somente apresentou bons resultados após a alteração do fator de correção (F_s) descrito no trabalho.

3 ENSAIOS DE CAMPO

Este capítulo mostra os resultados dos ensaios de campo que foram utilizados para o desenvolvimento da presente pesquisa. Para tal, foram utilizados os resultados de dez provas de carga horizontais (PCHs) e dez ensaios de sondagem à percussão, os quais são descritos a seguir.

3.1 Localização

O local objeto do presente estudo situa-se no município de Paulo Neves, no estado do Maranhão, conforme indicado na Figura 21.

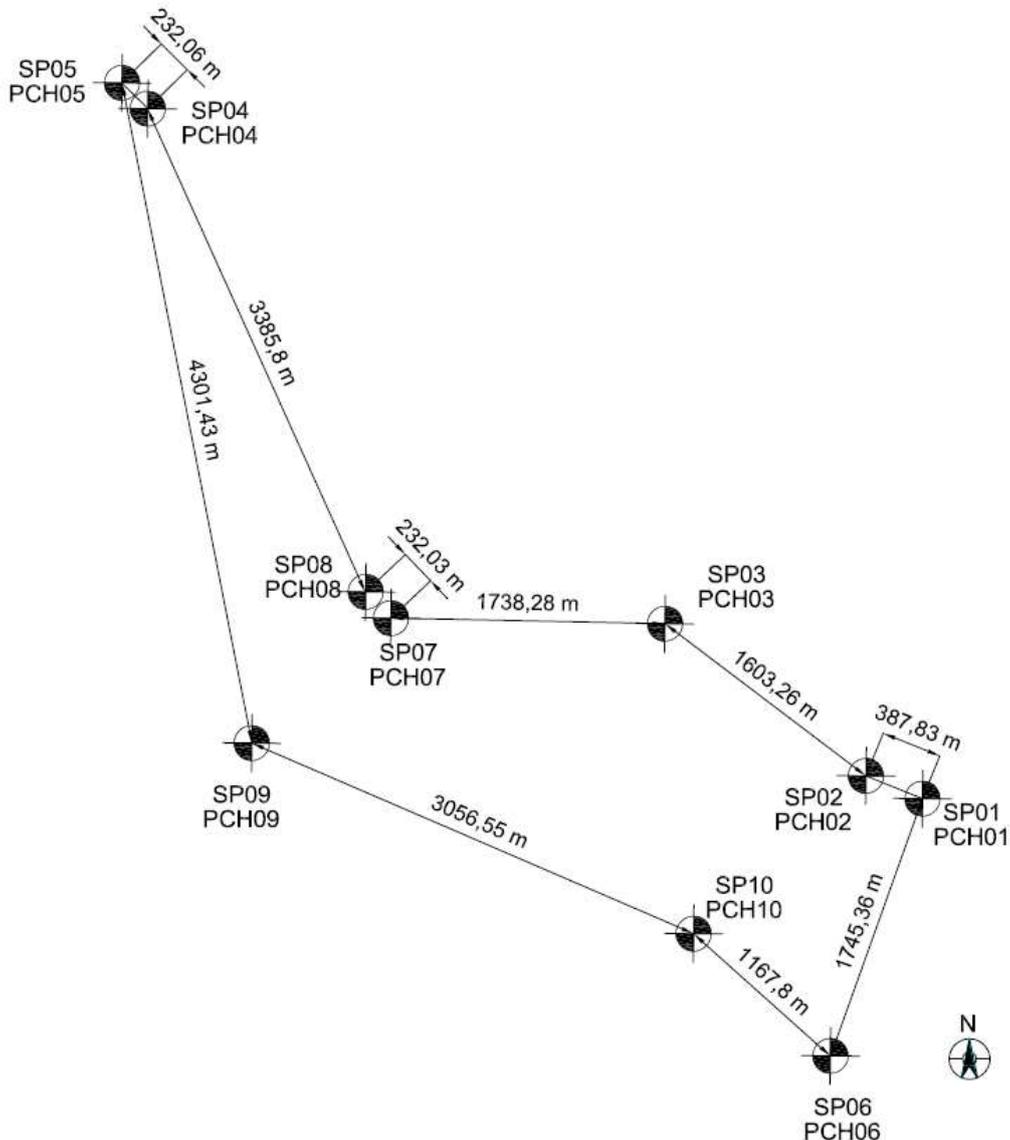
Figura 21 - Localização de Paulino Neves, Maranhão



Fonte: Google Earth (2020).

A Figura 22 mostra o local do parque eólico onde foram instalados dez aerogeradores (AEG). Na posição de cada um desses, foram realizadas uma sondagem à percussão (SP) e uma prova de carga horizontal (PCH) e que, conforme já relatado, foram utilizados como dados para o desenvolvimento da presente pesquisa.

Figura 22 - Disposição das sondagens e provas de carga em Paulino Neves



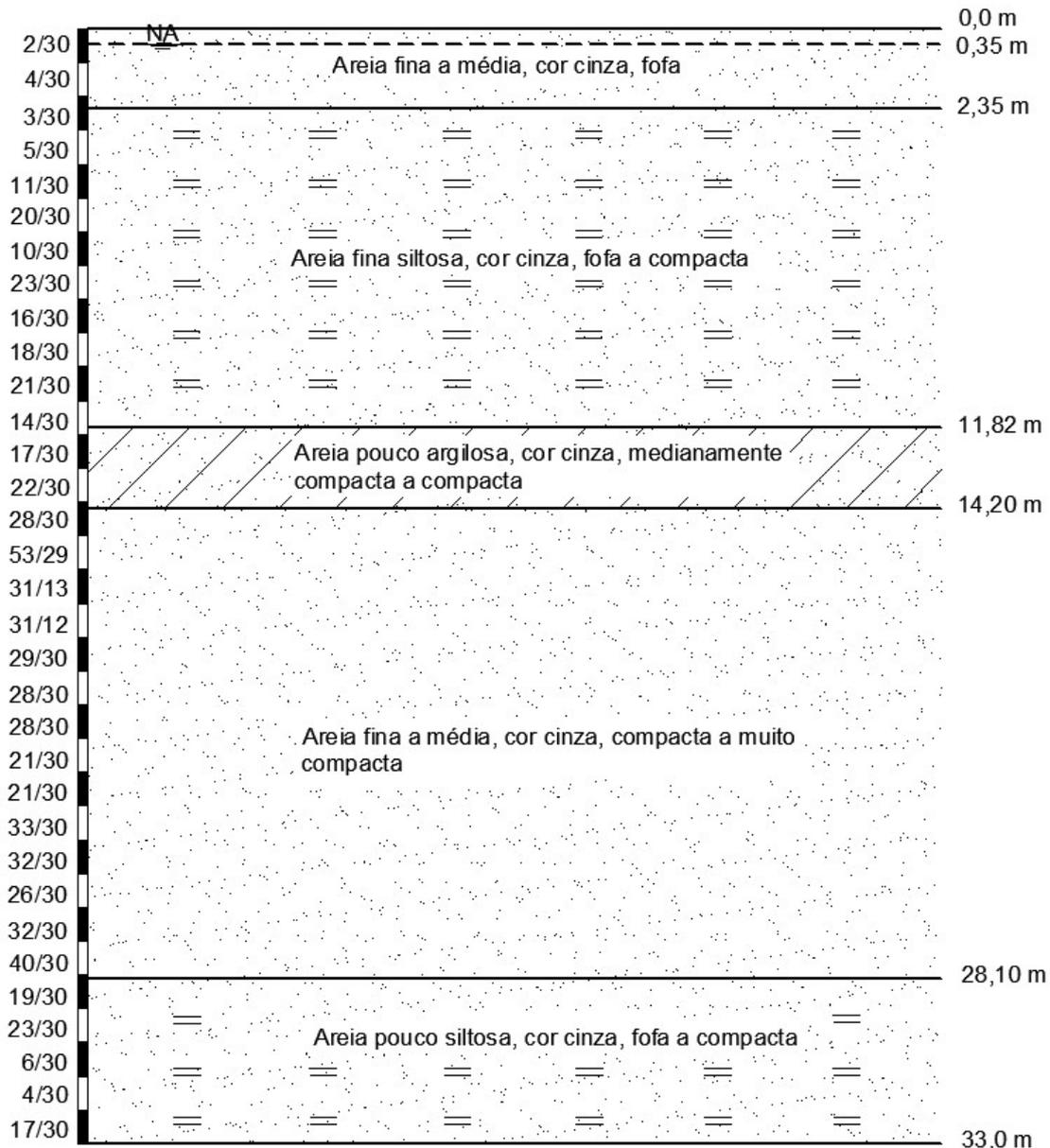
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.2 Sondagens à percussão

Na Figura 23, a seguir, é apresentado o perfil estratigráfico da sondagem 2, com os valores de N_{SPT} ao longo da profundidade, a fim de ilustrar as camadas de solo presente no

local. Já na Figura 24, tem-se um gráfico resumo com os valores de N_{SPT} variando com a profundidade para todas sondagens realizadas. Todas as demais sondagens podem ser vistas integralmente no ANEXO A.

Figura 23 - Perfil estratigráfico da sondagem SP 02

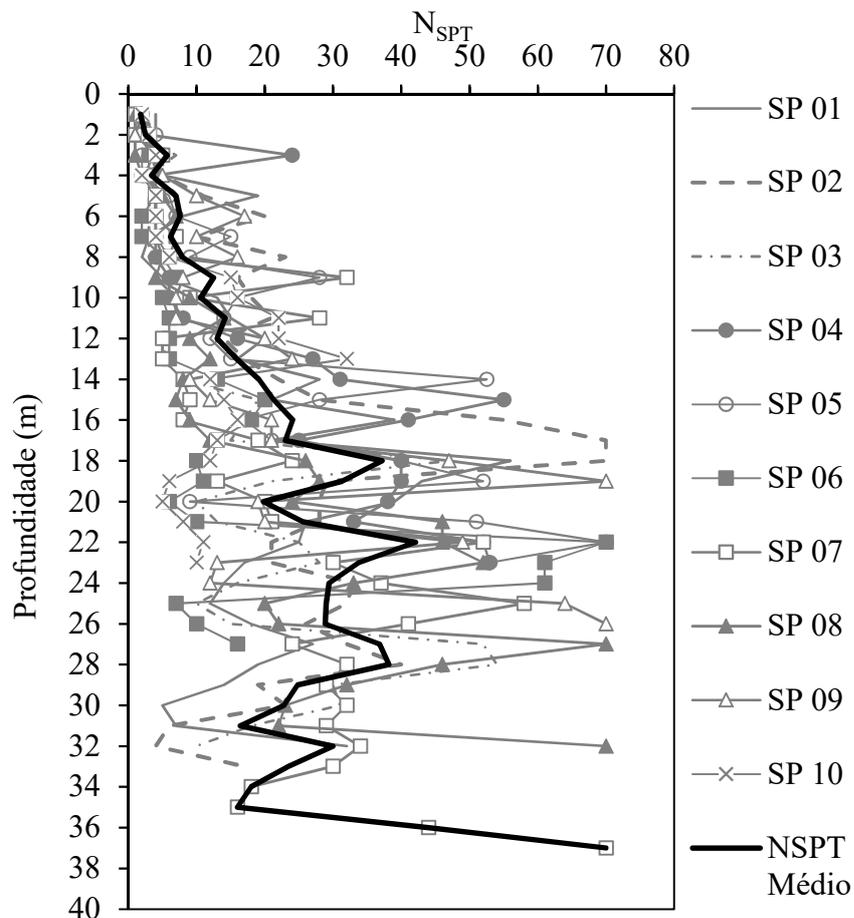


Fonte: Rocha Brasil (2015), com modificações.

O perfil estratigráfico da Figura 23 mostra uma primeira camada composta por areia fina a média, cor cinza, fofa, de 2,35 m de espessura, com N_{SPT} médio igual a 3 e com o nível d'água na profundidade igual a 0,35 m. A segunda camada é composta por areia fina siltosa, cor cinza, fofa a compacta, indo até 11,82 m de profundidade e com N_{SPT} médio igual a 14,

seguida de uma terceira camada de areia pouco argilosa, cor cinza, medianamente compacta a compacta, variando entre 11,82 e 14,20 m e com N_{SPT} médio igual a 19. A quarta camada é composta por areia fina a média, cor cinza, compacta a muito compacta, variando entre 14,20 e 28,10 m de profundidade e com N_{SPT} médio igual a 36. Por fim, a última camada é composta por areia pouco siltosa, cor cinza, fofa a compacta, variando até 33,0 m de profundidade e com N_{SPT} médio igual a 14.

Figura 24 - N_{SPT} com a profundidade das sondagens SP 01 a SP 10



Fonte: Tecnord (2016), com modificações.

Conforme mostra a Figura 24, até a profundidade de 4 m o N_{SPT} varia com valores que vão de 1 a 7, com a predominância de areia fofa, com exceção da sondagem SP 04 que apresentou um valor de 24 para 3 m de profundidade. Entre 5 e 13 m de profundidade, o N_{SPT} chegou a variar até o valor de 32, com a média igual a 11, e, de 14 m até a profundidade máxima o N_{SPT} variou entre 8 e 70, atingido camadas de solo de maior resistência. Vale ressaltar que todas sondagens são disponibilizadas integralmente no ANEXO A.

3.3 Prova de carga horizontal

3.3.1 Caracterização das estacas ensaiadas

As características das estacas ensaiadas são descritas na Tabela 7 a seguir.

Tabela 7 - Características das estacas ensaiadas

Estaca	Tipo	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Carga de Trabalho (kN)
1	Hélice Contínua	600	19,04	30
2	Hélice Contínua	600	16,96	30
3	Hélice Contínua	600	28,08	30
4	Hélice Contínua	600	19,12	30
5	Hélice Contínua	600	21,12	30
6	Hélice Contínua	600	27,04	30
7	Hélice Contínua	600	25,12	30
8	Hélice Contínua	600	27,04	30
9	Hélice Contínua	600	22,08	30
10	Hélice Contínua	600	26,08	30

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Pela Tabela 7, observa-se que todas as estacas são do tipo hélice contínua, de 600 mm de diâmetro, dimensionadas para uma carga de trabalho de 30 kN e com o comprimento variando de 16,96 a 28,08 m.

O fck das estacas é de 20 MPa, o módulo de elasticidade (E) de 21.287 MPa e a relação EI igual a 135.000 kN.m², sendo I o momento de inércia da seção transversal da estaca.

As alturas representadas pela distância do ponto de aplicação da carga horizontal à superfície do terreno, alturas estas sendo a mesma da instalação dos extensômetros, podem ser vistas na Tabela 8 a seguir.

Tabela 8 - Altura de aplicação das cargas em cm

PCH nº									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
24	28	17	17	17	15	20	25	12	17

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

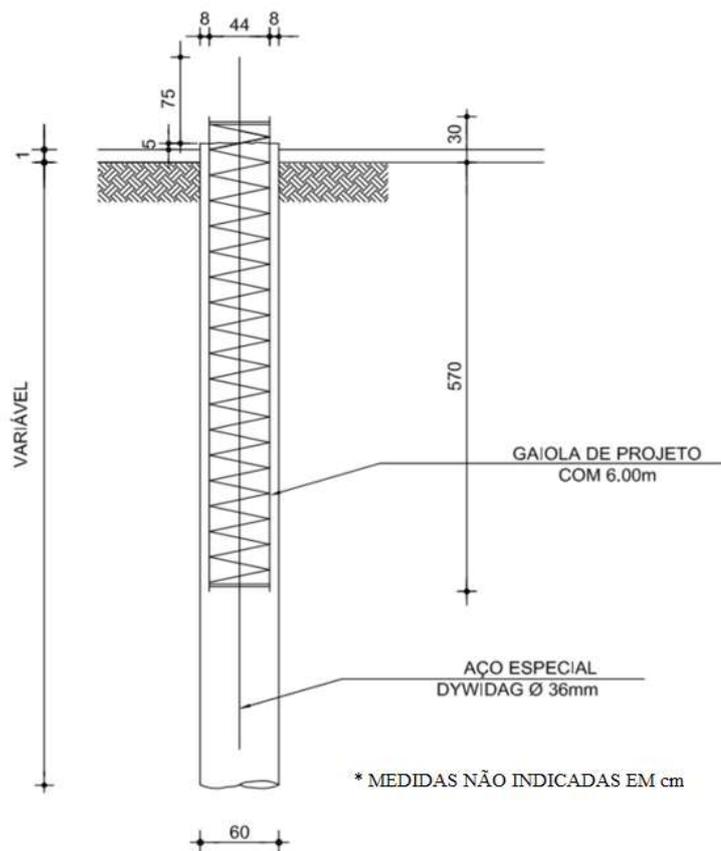
3.3.1.1 Armadura das estacas

A armadura das estacas é composta por um sistema de gaiola, com 6 m de comprimento, adicionado de uma monobarra central de aço especial (para combate aos esforços de tração), com a seguinte composição:

- Barras longitudinais CA-50 5 Ø 25 mm com comprimento 6 m;
- Estribos CA-50 com diâmetro de 6,3 mm a cada 20 cm, até 6 m;
- Recobrimento mínimo de 8 cm;
- Monobarra de aço Dywidag de diâmetro de 36 mm.

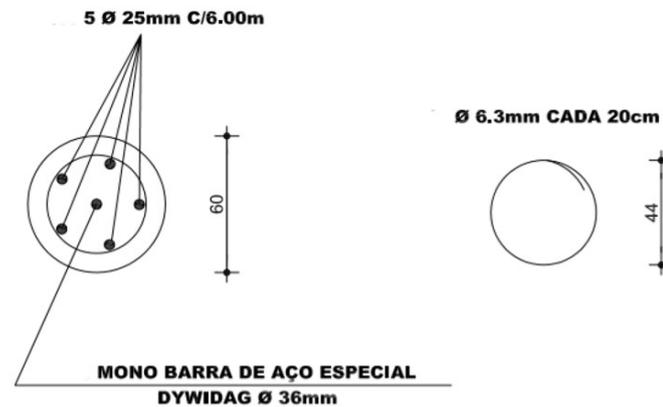
A Figura 25 e a Figura 26 mostram um esquema transversal da estaca com o detalhamento das armaduras utilizadas.

Figura 25 – Seção transversal da estaca



Fonte: Tecnord (2016).

Figura 26 - Detalhe das armaduras

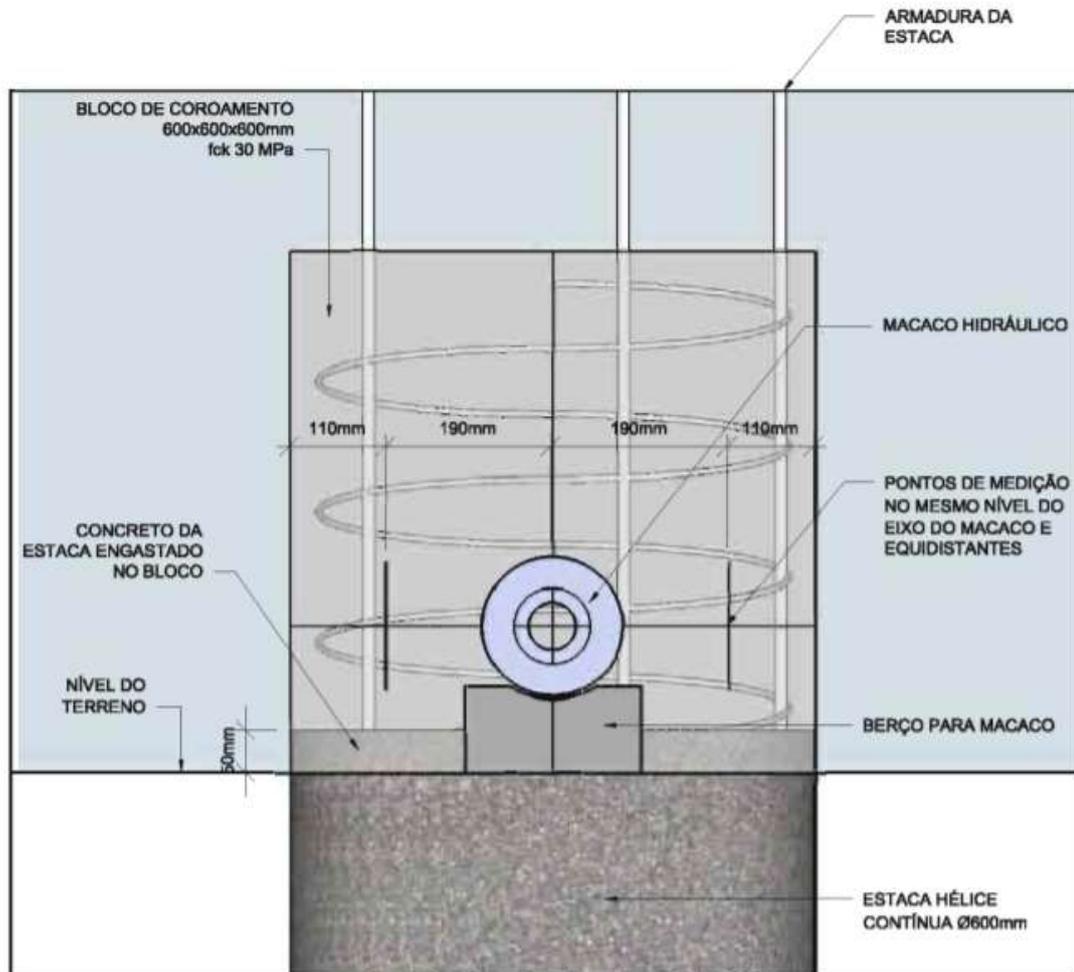


Fonte: Tecnord (2016).

3.3.2 *Bloco de coroamento das estacas*

Conforme será detalhado posteriormente, todas as estacas mencionadas na Tabela 7 foram submetidas a ensaios de prova de carga. Para que os ensaios pudessem ser realizados, foram confeccionados blocos de coroamento na parte superior de cada estaca, com f_{ck} de 30 MPa e dimensões 60x60x60 cm, com a incorporação de 5 cm do concreto da estaca na base do bloco e da armadura exposta na parte superior da estaca, conforme ilustra a Figura 27 a seguir.

Figura 27 - Ilustração do topo da estaca incorporada no bloco de coroamento



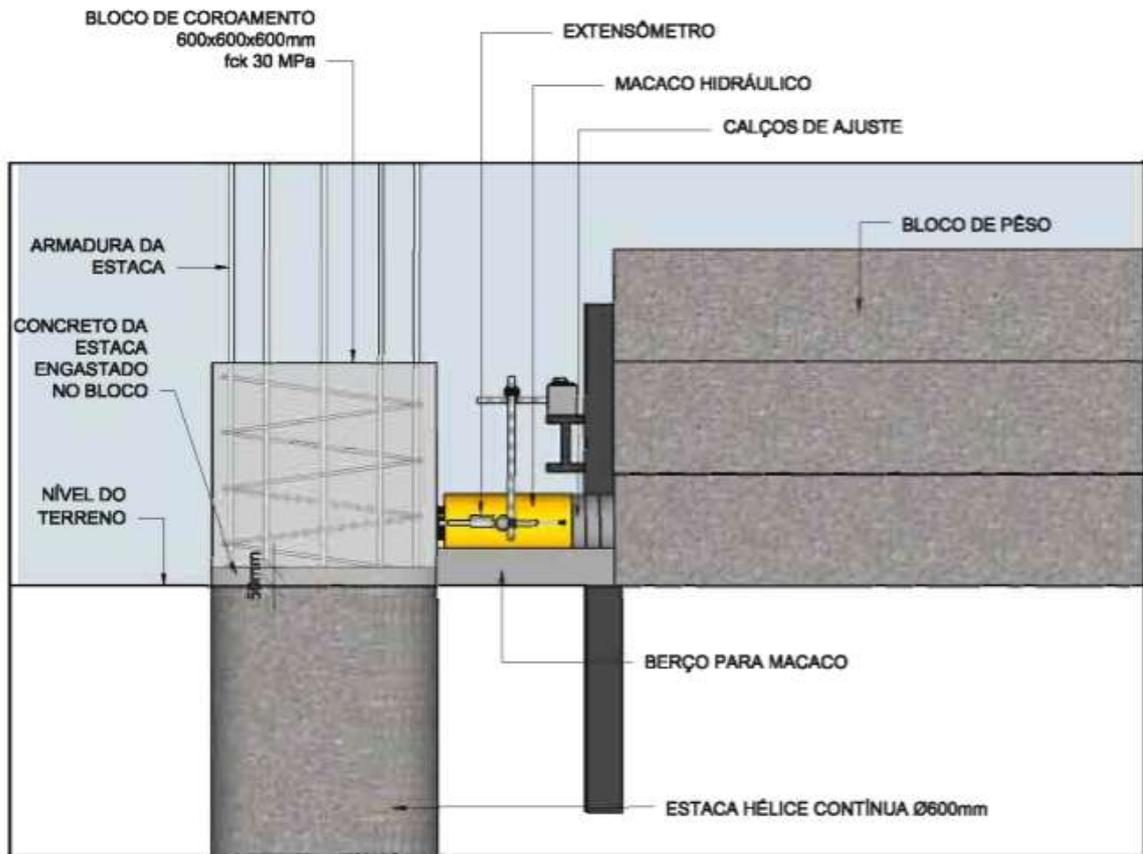
Fonte: Tecnord (2016).

3.3.3 Sistema de reação

O sistema de reação utilizado nas provas de carga foi composto por blocos de concreto apoiados diretamente no terreno, com peso mínimo de 6 toneladas, atuando contra a aplicação da carga feita por intermédio do conjunto bomba-macaco hidráulico, com capacidade de 600 kN. Para contribuir ainda mais para que o sistema de reação se mantivesse estável e não se deslocasse com a aplicação das cargas, foi adicionado outro bloco de concreto em sua base.

O macaco hidráulico foi posicionado horizontalmente entre a estaca a ser ensaiada e os blocos de concreto, devidamente centralizado e nivelado e apoiado sobre um berço de madeira de forma a impossibilitar sua movimentação. A Figura 28 ilustra o sistema de reação e a Figura 29 mostra o sistema montado in loco.

Figura 28 - Esquema do sistema de reação



Fonte: Tecnord (2016).

Figura 29 - Sistema de reação montado in loco



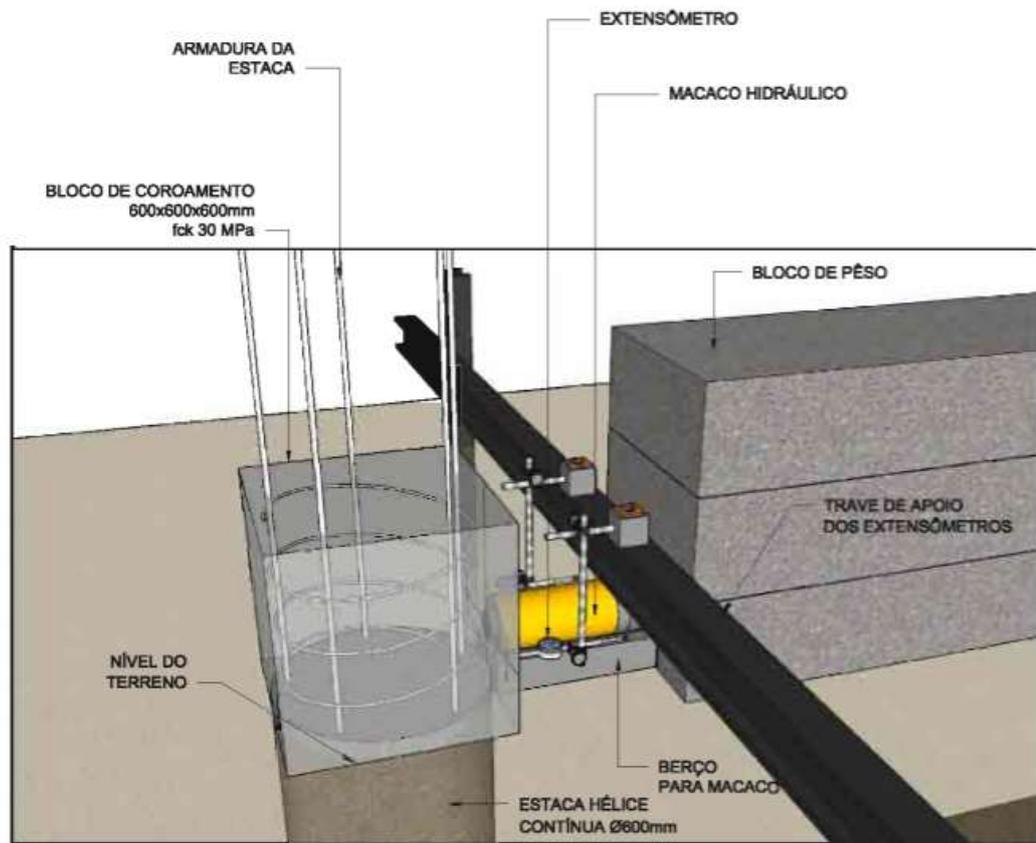
Fonte: Tecnord (2016).

Vale ressaltar que o sistema de reação constituído por blocos de concreto foi monitorado a fim de verificar se o mesmo movimentaria com a aplicação de cargas durante o ensaio. Para tal, foram utilizados dois extensômetros, conforme detalhado no item 3.3.4 a seguir.

3.3.4 *Sistema de medição utilizado nas provas de carga horizontais*

O sistema de medição utilizado nas PCHs foi constituído por dois extensômetros analógicos com curso de 5 cm e precisão de 0,01 mm, que foram instalados de forma equidistantes ao eixo perpendicular do carregamento e no mesmo nível de aplicação das cargas. Foram adicionados, ainda, dois extensômetros a fim de verificar se o sistema de reação estava estável o suficiente a ponto de não se deslocar com a aplicação das cargas. A fixação dos extensômetros foi feita em uma viga de referência com 6 m de comprimento que foi apoiada em peças cravadas no solo a uma distância de 3 m para cada lado, em relação ao eixo da estaca. A Figura 30 ilustra os extensômetros posicionados e instalados na viga de referência e a Figura 31 mostra o sistema *in loco*, onde é possível verificar os extensômetros instalados para medir os deslocamentos na estaca ensaiada e para verificar a estabilidade do sistema de reação.

Figura 30 - Esquema do sistema de medição



Fonte: Tecnord (2016).

Figura 31 - Sistema de medição montado in loco



Fonte: Tecnord (2016).

3.3.5 *Procedimento adotado nas provas de carga horizontais*

As provas de carga horizontais foram realizadas atendendo as recomendações da NBR 12131 (2006) para o ensaio do tipo rápido. O carregamento foi executado em 16 estágios correspondente cada um a 10% da carga de trabalho horizontal da estaca. Em cada estágio, a carga foi mantida por 10 min, independente da estabilização dos deslocamentos, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Atingida a carga máxima de ensaio (48 kN), foram feitas leituras com 10 min, 30 min, 60 min, 90 min e 120 min neste último estágio. Em seguida, procedeu-se o descarregamento, que foi feito em 5 estágios, cada um mantido por 10 min, também com as leituras dos deslocamentos. No último estágio de descarregamento, além dos 10 min, foram feitas mais duas leituras adicionais de 30 min e 60 min. Na Tabela 9, a seguir, tem-se o plano de carga utilizado nos ensaios.

Tabela 9 - Plano de carga utilizado nos ensaios

CARREGAMENTO			
Estágio	Carga (kN)	Estágio	Carga (kN)
1°	3,0	9°	27,0
2°	6,0	10°	30,0
3°	9,0	11°	33,0
4°	12,0	12°	36,0
5°	15,0	13°	39,0
6°	18,0	14°	42,0
7°	21,0	15°	45,0
8°	24,0	16°	48,0

DESCARREGAMENTO	
Estágio	Carga (kN)
1°	38,4
2°	28,8
3°	19,2
4°	9,6
5°	0,0

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.4 **Resultados obtidos nas provas de carga**

Os deslocamentos medidos nas dez provas de carga podem ser visualizados na Tabela 10, a seguir, e as curvas “carga x deslocamento” podem ser vistas na Figura 33.

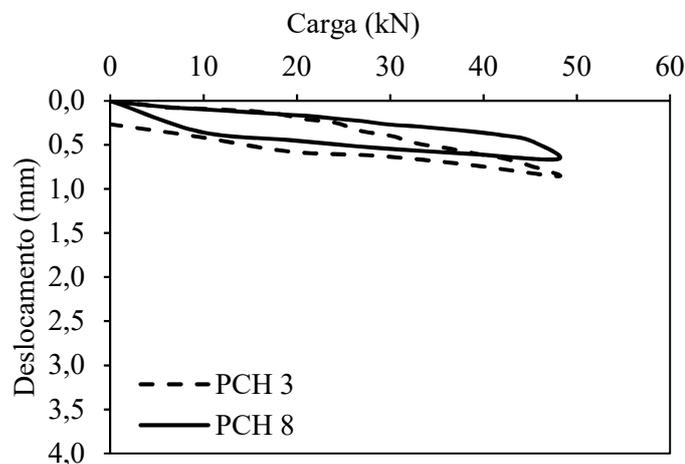
Tabela 10 - Deslocamentos medidos nas provas de carga horizontais (PCH)

Carga (kN)	Deslocamentos (mm)									
	PCH nº									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,02	0,01	0,03	0,05	0,12	0,04	0,04	0,05	0,02	0,01
6	0,02	0,02	0,07	0,24	0,13	0,07	0,07	0,07	0,03	0,02
9	0,03	0,05	0,09	0,27	0,14	0,12	0,09	0,10	0,06	0,03
12	0,03	0,09	0,10	0,29	0,16	0,15	0,11	0,13	0,07	0,05
15	0,04	0,16	0,11	0,32	0,18	0,18	0,13	0,20	0,10	0,06
18	0,07	0,20	0,15	0,33	0,29	0,20	0,15	0,23	0,12	0,15
21	0,14	0,22	0,21	0,37	0,36	0,25	0,17	0,29	0,16	0,18
24	0,17	0,29	0,24	0,42	0,45	0,27	0,20	0,39	0,21	0,21
27	0,25	0,33	0,34	0,47	0,46	0,29	0,23	0,43	0,26	0,23
30	0,32	0,36	0,39	0,48	0,47	0,33	0,27	0,47	0,28	0,24
33	0,41	0,42	0,48	0,57	0,65	0,40	0,29	0,56	0,32	0,28
36	0,48	0,47	0,53	0,69	0,78	0,43	0,32	0,61	0,37	0,31
39	0,56	0,50	0,59	0,79	0,85	0,49	0,35	0,67	0,41	0,33
42	0,60	0,56	0,65	0,90	0,95	0,55	0,39	0,74	0,48	0,38
45	0,67	0,61	0,73	1,01	1,20	0,61	0,45	0,79	0,56	0,47
48	0,91	0,64	0,86	1,21	1,53	0,71	0,66	1,00	0,67	0,59

Fonte: Tecnod (2016), modificado pelo autor (2020).

A Figura 32, a seguir, mostra as curvas carga x deslocamento de duas PCHs com o carregamento e descarregamento, sendo a estaca PCH 8 a que registrou o menor deslocamento residual, valor este igual a zero, e a PCH 3 a que registrou o maior deslocamento residual, com o valor igual a 0,26 mm. As demais estacas tiveram seus deslocamentos residuais situados entre 0,0 e 0,26 mm.

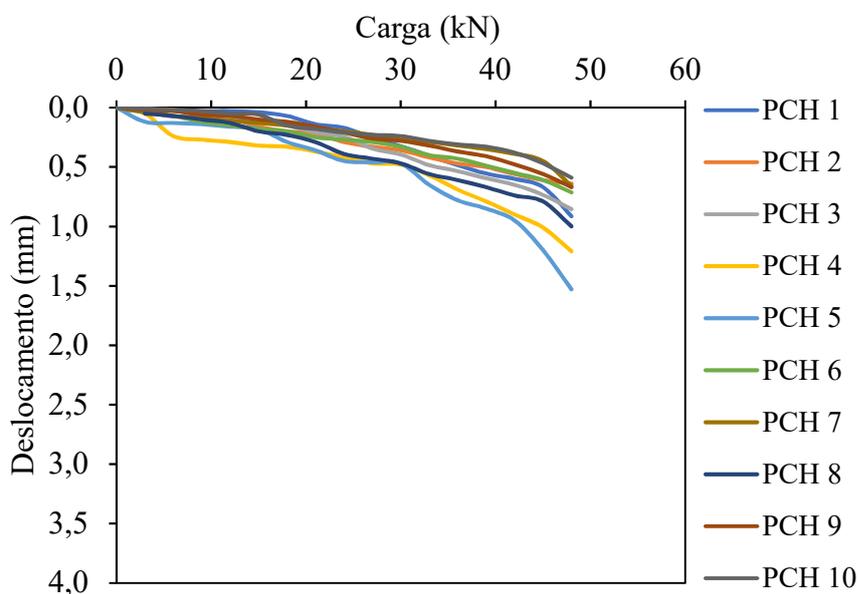
Figura 32 - Curvas “carga x deslocamento” da PCH 3 e PCH 8



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 33, a seguir, mostra as curvas carga x deslocamento para etapa do carregamento das dez PCHs, cujos valores foram mostrados na Tabela 10.

Figura 33 - Curvas “carga x deslocamento” das provas de carga



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.5 Conclusões parciais

A partir dos resultados mostrados no presente capítulo, verifica-se que os deslocamentos, para a carga de trabalho das estacas (30 kN), foram bastante reduzidos e variaram entre 0,24 e 0,48 mm, sendo que o maior valor ocorreu na PCH 4. Já na carga máxima de ensaio (48 kN), os deslocamentos variaram entre 0,59 e 1,53 mm, sendo o maior valor verificado na PCH 5. Já em relação aos deslocamentos residuais, o menor valor registrado foi na PCH 3 e o maior na PCH 8, valores estes iguais a 0,0 mm e 0,26 mm, respectivamente. Vale ressaltar que o deslocamento residual da PCH 8 correspondeu a 30% do seu deslocamento na carga máxima.

O deslocamento médio das estacas em relação ao seu diâmetro correspondeu a uma ordem de 0,06% na carga de trabalho e a 0,15% para a carga máxima de ensaio. Assim, devido aos baixos níveis de deslocamento e por as curvas “carga x deslocamento” apresentarem um comportamento linear para o carregamento aplicado, pode-se afirmar que nenhuma estaca rompeu e que todas elas estão trabalhando no regime elástico.

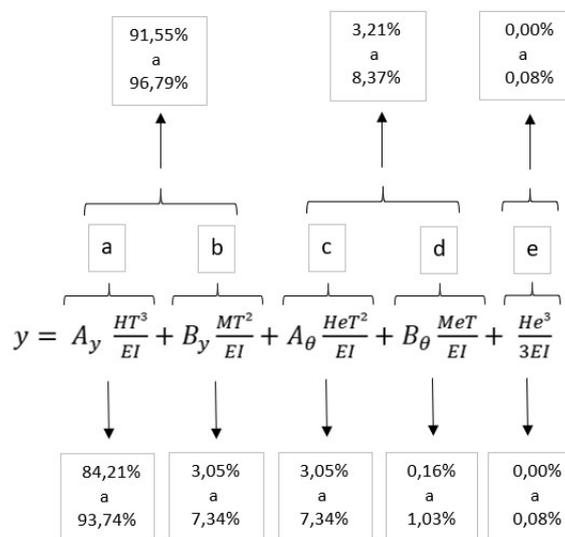
4 PREVISÕES DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E PROPOSTAS DE PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO

Nesse capítulo são mostradas previsões de deslocamentos realizadas a partir da modificação da equação de Matlock e Reese (1961), da modificação dos parâmetros de rigidez relativa estaca-solo (T) e do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h). Por fim, as previsões dos deslocamentos são comparadas com os deslocamentos experimentais para validar as propostas apresentadas.

4.1 Estudos iniciais

A fim de verificar a importância de cada parcela nas previsões dos deslocamentos horizontais para as estacas em estudo, inicialmente, fez-se uma análise da equação proposta por Cintra (1982). Optou-se por analisar a equação proposta por Cintra (1982) por ser uma equação mais abrangente para estimar deslocamentos horizontais com a carga a uma determinada altura da superfície do solo. Tendo como base a mencionada equação, a Figura 34, a seguir, mostra a porcentagem do deslocamento total (y) estimado por cada parcela levando em consideração todas as dez estacas deste trabalho, sendo os valores de cada parcela mostrados na Figura 35. Vale ressaltar que os coeficientes A_y , B_y , A_θ , B_θ utilizados foram os propostos por Matlock e Reese (1961) para a superfície do terreno.

Figura 34 - Análise da influência de cada parcela da proposta de Cintra (1982) para as estacas em estudo



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 35 - Porcentagens de deslocamento para cada parcela da equação de Cintra (1982)

PCH 1	y ₀		y ₁		y ₂		PCH 6	y ₀		y ₁		y ₂	
	a	b	c	d	e	a		b	c	d	e		
	92,31%		7,64%		0,06%		95,76%		4,23%		0,01%		
	85,54%	6,77%	6,77%	0,87%	0,06%		91,81%	3,95%	3,95%	0,28%	0,01%		
PCH 2	y ₀		y ₁		y ₂		PCH 7	y ₀		y ₁		y ₂	
	a	b	c	d	e	a		b	c	d	e		
	91,55%		8,37%		0,08%		94,81%		5,17%		0,02%		
	84,21%	7,34%	7,34%	1,03%	0,08%		90,04%	4,77%	4,77%	0,41%	0,02%		
PCH 3	y ₀		y ₁		y ₂		PCH 8	y ₀		y ₁		y ₂	
	a	b	c	d	e	a		b	c	d	e		
	95,47%		4,52%		0,01%		94,20%		5,77%		0,03%		
	91,27%	4,20%	4,20%	0,31%	0,01%		88,94%	5,27%	5,27%	0,50%	0,03%		
PCH 4	y ₀		y ₁		y ₂		PCH 9	y ₀		y ₁		y ₂	
	a	b	c	d	e	a		b	c	d	e		
	94,99%		4,99%		0,02%		93,89%		6,08%		0,03%		
	90,38%	4,61%	4,61%	0,38%	0,02%		88,37%	5,52%	5,52%	0,56%	0,03%		
PCH 5	y ₀		y ₁		y ₂		PCH 10	y ₀		y ₁		y ₂	
	a	b	c	d	e	a		b	c	d	e		
	94,93%		5,06%		0,02%		96,79%		3,21%		0,00%		
	90,26%	4,67%	4,67%	0,39%	0,02%		93,74%	3,05%	3,05%	0,16%	0,00%		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme ilustrado na Figura 35, a parcela “y₀” é responsável por, no mínimo, 91,55% dos deslocamentos totais previstos pela equação completa, sendo apenas a parcela “a” responsável por até 93,74% dos deslocamentos horizontais. Tendo em vista os baixos momentos aplicados e que os deslocamentos máximos medidos nas 10 provas de carga realizadas foram, em média, da ordem de apenas 0,15% do diâmetro das estacas, a influência das parcelas “y₁” e “y₂” nos deslocamentos totais estimados podem ser desconsideradas a fim de que haja uma redução de variáveis e, portanto, uma simplificação na equação original. Dessa forma, nessa pesquisa foi considerada apenas a parcela “y₀” para a realização de previsões de deslocamentos horizontais e partindo-se da utilização da proposta de Matlock e Reese (1961).

4.2 Modificações na proposta de Matlock e Reese (1961)

Conforme pode ser observado na Equação 21, a equação proposta por Matlock e Reese (1961) para estimar os deslocamentos depende das seguintes variáveis indicadas na Tabela 11 a seguir.

Tabela 11 - Variáveis do modelo proposto por Matlock e Reese (1961)

Parâmetro	Relação
A_y, B_y	Coefficientes
H, M	Procedimento da prova de carga horizontal
E, I	Características da estaca
T	$\sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Foi proposto na presente pesquisa um ajuste nos coeficientes A_y, B_y , sendo estes passíveis de ajustes, e também nos parâmetros T e n_h , já que, geralmente, os valores de n_h são tabelados por autores de forma generalizada, baseados apenas no tipo de solo, não considerando, portanto, as especificidades de cada situação.

Na sequência, foi utilizado o Método dos Mínimos Quadrados (MMQ), que será detalhado a seguir, para a determinação das variáveis da Tabela 11.

4.2.1 *Método dos Mínimos Quadrados (MMQ)*

O método dos mínimos quadrados consiste no ajuste de um conjunto de dados estimados com relação aos valores de referência minimizando a soma dos quadrados dos resíduos, ou seja, é um ajuste de forma a minimizar a soma do quadrado das diferenças entre os valores estimados e os valores de referência. Para tal, foi utilizado o suplemento “solver” incrementado no Excel com o algoritmo Gradiente Reduzido Generalizado (GRG) para a obtenção das soluções.

O GRG, proposto por Lasdon *et al.* (1978), é um tipo de algoritmo heurístico utilizado para problemas de otimização não lineares que, segundo Ignízio e Cavalier (1994), oferecem soluções aceitáveis para problemas complexos com baixo custo computacional. Dado que a equação que será considerada nesta pesquisa para a realização de previsões de deslocamentos horizontais é do tipo não linear, optou-se, portanto, pela utilização do algoritmo GRG.

O MMQ foi utilizado nesta pesquisa para a obtenção dos coeficientes A_y e B_y e dos parâmetros T e n_h que resultasse em estimativas de deslocamentos mais convergentes em relação aos deslocamentos obtidos nas provas de carga. Para isso, foram utilizadas as PCHs 1

a 9 para realizar as estimativas e apenas a estaca PCH 10 foi utilizada, exclusivamente, para validar os novos coeficientes e parâmetros obtidos.

4.2.2 *Coeficientes A_y e B_y*

Inicialmente, optou-se por aplicar o MMQ nos deslocamentos medidos de cada uma das nove PCHs separadamente a fim de obter os coeficientes A_y e B_y para cada uma delas individualmente, verificando-se, dessa forma, a convergência nas previsões realizadas. Em seguida, optou-se por aplicar o MMQ conjuntamente nos resultados das nove PCHs de forma a obter valores únicos A_y e B_y que representasse todo o conjunto de dados utilizados. É importante ressaltar que esses coeficientes foram obtidos por Matlock e Resse (1961) para a relação z/T , sendo z a profundidade, variável ao longo da profundidade e, no presente trabalho, esses coeficientes foram estimados a uma profundidade equivalente à superfície de terreno ($z=0$).

4.2.2.1 *Determinação dos coeficientes A_y e B_y individualmente para cada PCH – Modificado I*

O MMQ foi utilizado, inicialmente, para a obtenção dos coeficientes que minimizassem o somatório das diferenças ao quadrado entre as previsões efetuadas e os deslocamentos experimentais para cada estaca avaliada. A Tabela 12 mostra, a partir do procedimento mencionado, os coeficientes obtidos para cada prova de carga.

Tabela 12 - Valores de A_y e B_y obtidos para cada PCH

PCH	A_y	B_y	R^2
PCH 1	0,057	1,341	0,95
PCH 2	0,000	1,335	1,00
PCH 3	0,027	1,549	0,98
PCH 4	0,145	1,448	0,95
PCH 5	0,173	1,545	0,94
PCH 6	0,043	1,468	0,98
PCH 7	0,000	1,316	0,97
PCH 8	0,000	1,311	0,95
PCH 9	0,022	1,571	0,99

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O coeficiente A_y variou de 0 a 0,173, sendo que para as PCHs 2, 7 e 8 os valores obtidos para A_y foram nulos. Já os valores de B_y variaram de 1,311 a 1,571. Os coeficientes de determinação R^2 foram sempre elevados e superiores a 0,94.

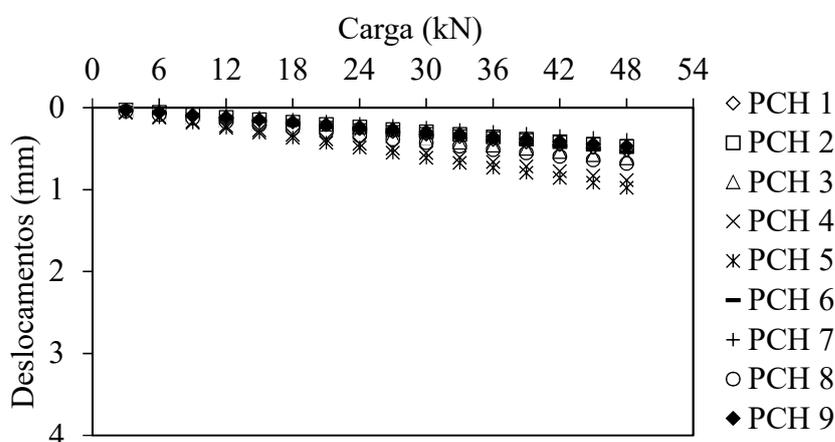
Os deslocamentos previstos, obtidos a partir da utilização dos valores de A_y e B_y mostrados na Tabela 12, podem ser observados na Tabela 13 e na Figura 36 a seguir.

Tabela 13 - Deslocamentos estimados das PCHs 1 a 9 com base nos valores de A_y e B_y obtidos individualmente

CARGA (kN)	PCH								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0,04	0,04	0,04	0,06	0,07	0,04	0,03	0,05	0,03
6	0,08	0,08	0,09	0,12	0,14	0,08	0,06	0,10	0,07
9	0,12	0,11	0,13	0,19	0,21	0,11	0,09	0,16	0,10
12	0,16	0,15	0,18	0,25	0,27	0,15	0,12	0,21	0,13
15	0,20	0,19	0,22	0,31	0,34	0,19	0,15	0,26	0,16
18	0,24	0,23	0,27	0,37	0,41	0,23	0,18	0,31	0,20
21	0,28	0,27	0,31	0,44	0,48	0,27	0,21	0,36	0,23
24	0,32	0,30	0,35	0,50	0,55	0,31	0,24	0,41	0,26
27	0,36	0,34	0,40	0,56	0,62	0,34	0,27	0,47	0,29
30	0,40	0,38	0,44	0,62	0,68	0,38	0,30	0,52	0,33
33	0,44	0,42	0,49	0,68	0,75	0,42	0,33	0,57	0,36
36	0,48	0,46	0,53	0,75	0,82	0,46	0,36	0,62	0,39
39	0,52	0,50	0,57	0,81	0,89	0,50	0,39	0,67	0,42
42	0,56	0,53	0,62	0,87	0,96	0,54	0,42	0,73	0,46
45	0,60	0,57	0,66	0,93	1,03	0,57	0,44	0,78	0,49
48	0,63	0,61	0,71	0,99	1,09	0,61	0,47	0,83	0,52

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

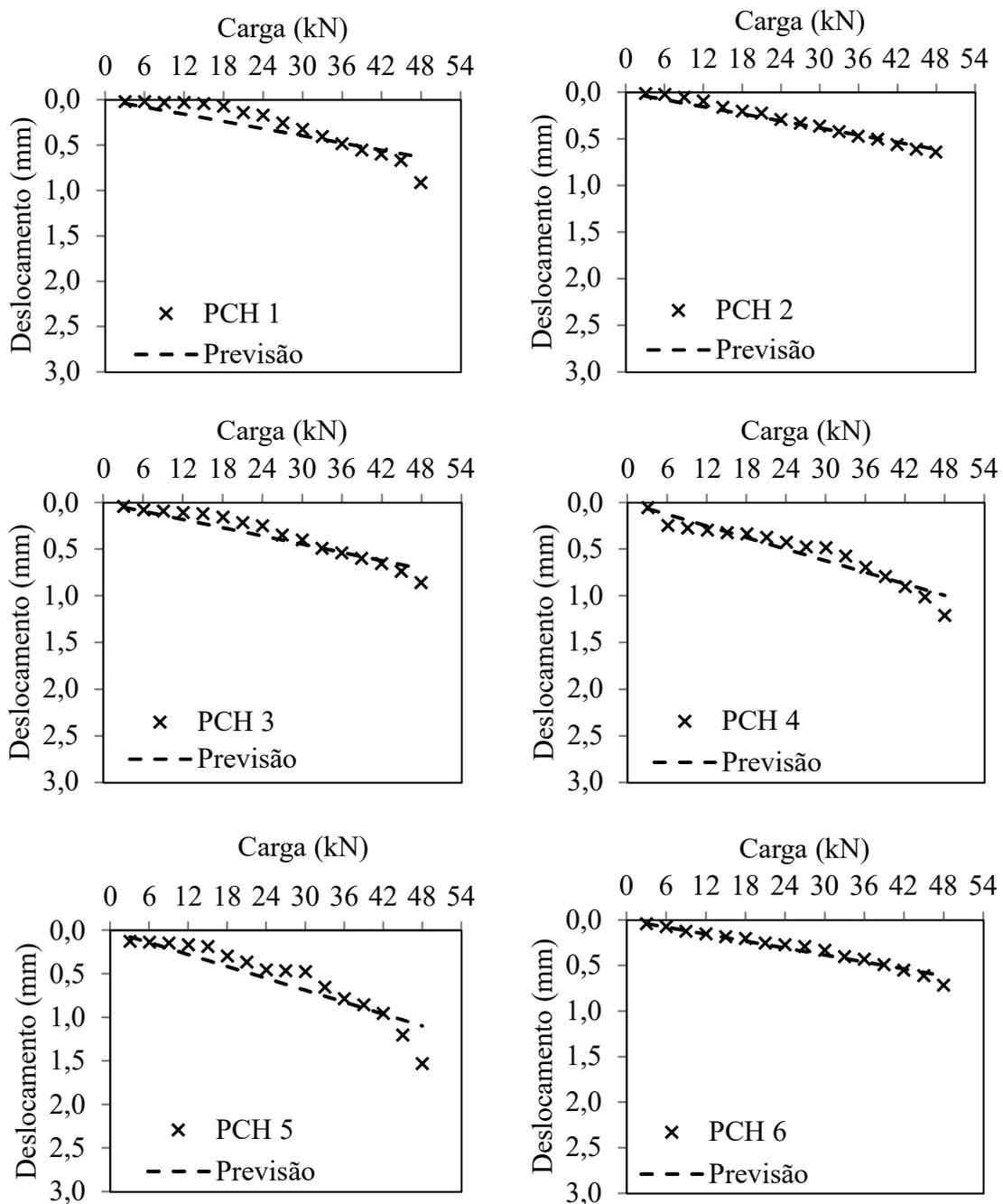
Figura 36 - Deslocamentos estimados para cada PCH com base nos valores de A_y e B_y obtidos individualmente



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

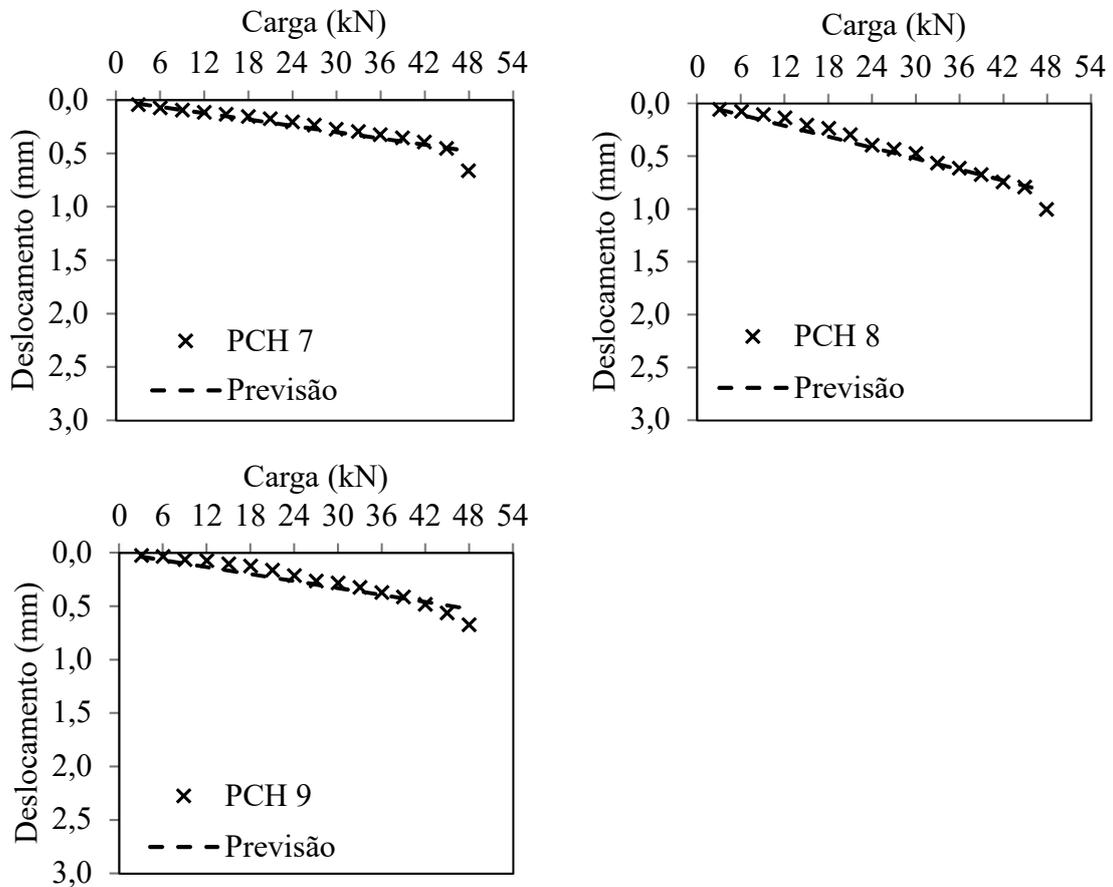
Para uma avaliação preliminar de previsões efetuadas a partir dos valores de A_y e B_y obtidos, aqui denominado de “modificado I”, na Figura 37 e Figura 38 são comparadas as previsões da relação carga horizontal x deslocamento horizontal, para as estacas 1 a 9, com as curvas experimentais das PCHs.

Figura 37 - Comparação entre os deslocamentos estimados (modificado I) e os medidos experimentalmente – PCHs 1 a 6



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 38 - Comparação entre os deslocamentos estimados (modificado I) e os medidos experimentalmente – PCH 7 a 9



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A fim de avaliar as estimativas de deslocamentos horizontais efetuadas (modificado I), adotou-se como referência os deslocamentos para a carga de trabalho de cada uma das estacas, ou seja 30 kN, dessa forma, verificou-se a variação percentual entre as previsões e os deslocamentos medidos para todas as provas de carga. A Tabela 14 mostra essa variação percentual utilizando-se tanto a equação completa de Cintra (1982) quanto a modificação realizada nos coeficientes A_y e B_y da equação de Matlock e Reese (1961), indicado por “modificado I”. É importante ressaltar que valores positivos na Tabela 14 indicam que as previsões resultaram em valores superiores ao medidos nas provas de carga.

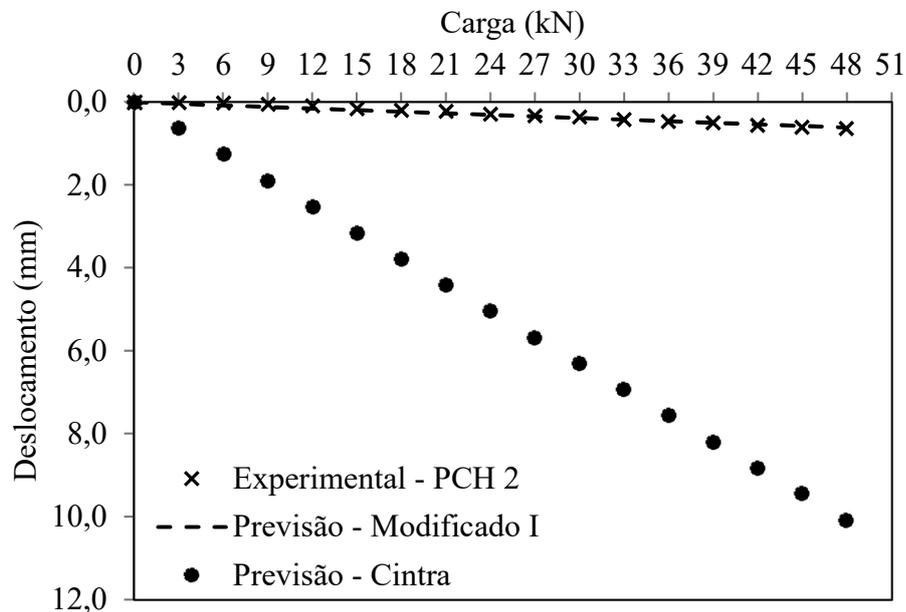
Tabela 14 - Variação percentual (%) dos deslocamentos horizontais previstos pelos métodos de Cintra (1982) e modificado I em relação aos medidos experimentalmente nas provas de carga para a carga de trabalho (30 kN)

MÉTODO	PCH								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Cintra	1507	1651	2133	1266	1244	2136	2471	2372	2967
Modificado I	22	6	12	29	46	16	10	10	17

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

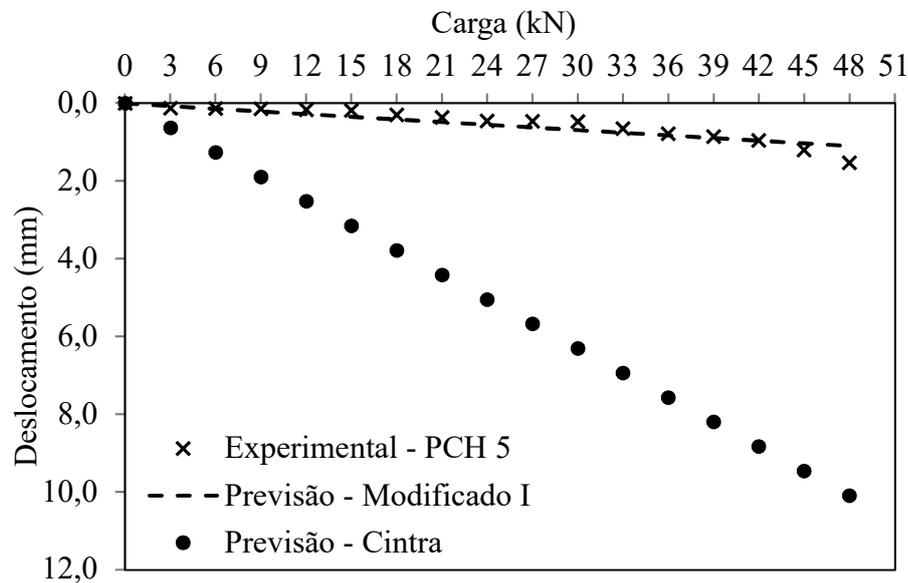
Conforme mostrado na Tabela 14, houve uma redução considerável nos valores de deslocamento horizontal previstos com a modificação dos parâmetros A_y e B_y . A fim de visualizar a convergência das previsões com a modificação efetuada, a Figura 39 e a Figura 40 mostram, respectivamente, os gráficos “carga x deslocamento” para a PCH 2, estaca de menor variação percentual, e para a PCH 5, estaca que apresentou a maior variação percentual.

Figura 39 – Comparação entre as curvas “carga x deslocamento” previstas e experimental para a PCH 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 40 - Comparação entre as curvas “carga x deslocamento” previstas e experimental para a PCH 5



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Pela Figura 39 e Figura 40 observa-se, para ambas PCHs, que as previsões de Cintra (1982) foram bastante divergentes quando comparadas com as previsões efetuadas para o método “modificado I”.

4.2.2.2 Determinação dos coeficientes A_y e B_y considerando todas as PCHs – Modificado II

Nesse caso, foi aplicado o mesmo procedimento no item anterior, porém, aplicando o método MMQ com os dados de todas as estacas conjuntamente, de forma a encontrar apenas um par de coeficientes A_y e B_y que representem todas as PCHs, ou seja, procedendo-se dessa forma realizou-se uma regressão não linear para a obtenção de A_y e B_y . Assim, a Tabela 15 mostra os valores obtidos para os coeficientes A_y e B_y .

Tabela 15 - Valor de A_y e B_y obtidos para todas as PCHs a partir de regressão não linear

PCH	A_y	B_y	R^2
Todas	0,100	0,650	0,78

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

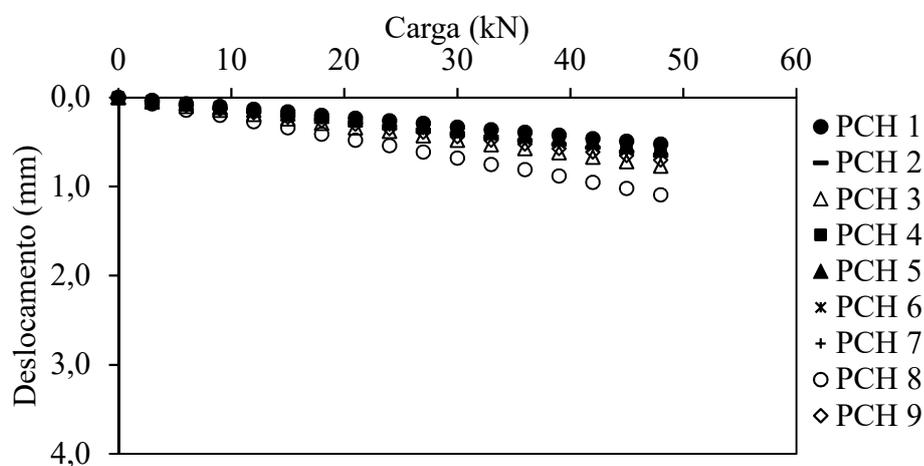
Utilizando-se os coeficientes A_y e B_y da Tabela 15 estimou-se, para o método de Matlock e Reese (1961), os deslocamentos, em função das cargas horizontais, para as estacas PCH 1 a 9. Os deslocamentos previstos com os valores de A_y e B_y mostrados na Tabela 15 são mostrados na Tabela 16 e na Figura 41 a seguir.

Tabela 16 - Deslocamentos previstos para cada PCH com base nos valores de A_y e B_y obtidos por regressão não linear

CARGA (kN)	PCH								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0,03	0,04	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,07	0,04
6	0,07	0,08	0,10	0,07	0,07	0,08	0,08	0,14	0,09
9	0,10	0,12	0,14	0,11	0,11	0,12	0,12	0,20	0,13
12	0,13	0,16	0,19	0,15	0,14	0,16	0,16	0,27	0,17
15	0,16	0,20	0,24	0,18	0,18	0,20	0,20	0,34	0,22
18	0,20	0,24	0,29	0,22	0,21	0,24	0,24	0,41	0,26
21	0,23	0,28	0,34	0,26	0,25	0,28	0,28	0,48	0,30
24	0,26	0,32	0,38	0,29	0,28	0,32	0,32	0,54	0,35
27	0,29	0,36	0,43	0,33	0,32	0,36	0,36	0,61	0,39
30	0,33	0,40	0,48	0,36	0,35	0,40	0,40	0,68	0,44
33	0,36	0,44	0,53	0,40	0,39	0,43	0,44	0,75	0,48
36	0,39	0,48	0,57	0,44	0,42	0,47	0,48	0,81	0,52
39	0,42	0,52	0,62	0,47	0,46	0,51	0,52	0,88	0,57
42	0,46	0,56	0,67	0,51	0,49	0,55	0,56	0,95	0,61
45	0,49	0,61	0,72	0,55	0,53	0,59	0,60	1,02	0,65
48	0,52	0,65	0,77	0,58	0,56	0,63	0,64	1,09	0,70

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

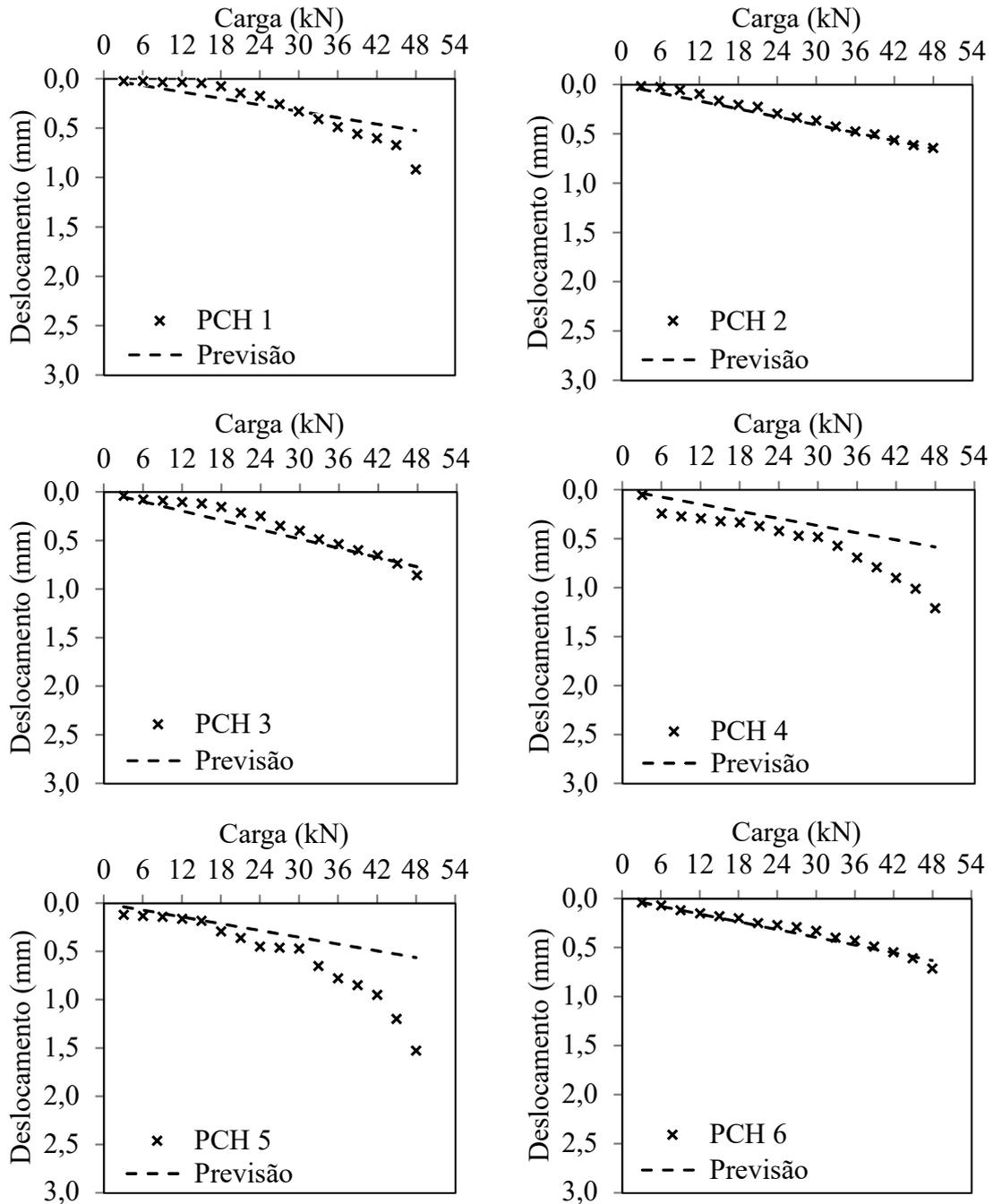
Figura 41 – Deslocamentos previstos para cada PCH com base nos valores de A_y e B_y obtidos por regressão não linear



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

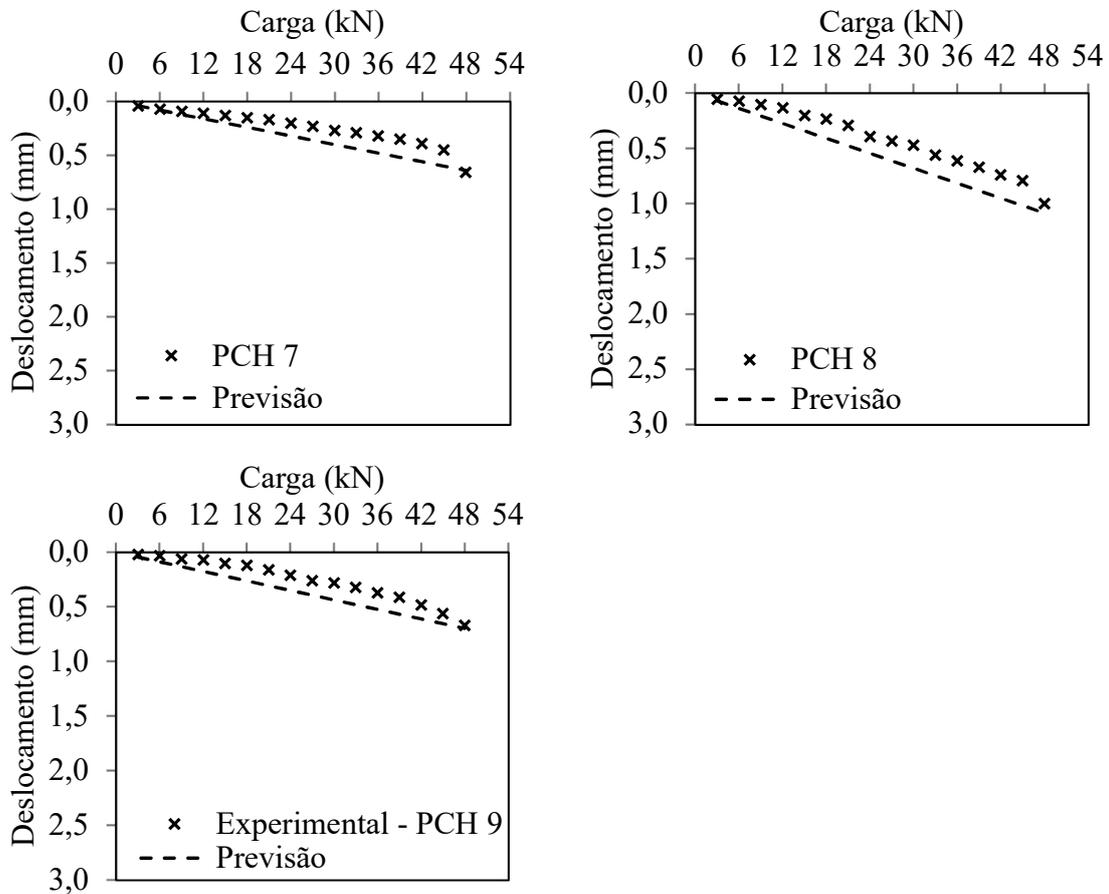
A Figura 42 e a Figura 43 mostram a comparação entre os deslocamentos previstos (Figura 41), aqui denominados de “modificado II”, e os medidos experimentalmente nas provas de carga horizontais (Figura 33).

Figura 42 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelo procedimento modificado II e os medidos nas provas de carga – PCH 1 a PCH 6



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 43 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelo procedimento modificado II e os medidos nas provas de carga – PCH 7 a 9



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Tabela 17 mostra a variação percentual de previsões efetuadas pela equação de Cintra (1982), assim como de previsões realizadas pela modificação nos coeficientes A_y e B_y da equação de Matlock e Reese (1961), utilizando-se o procedimento modificado II e considerando-se a carga de projeto de 30 kN.

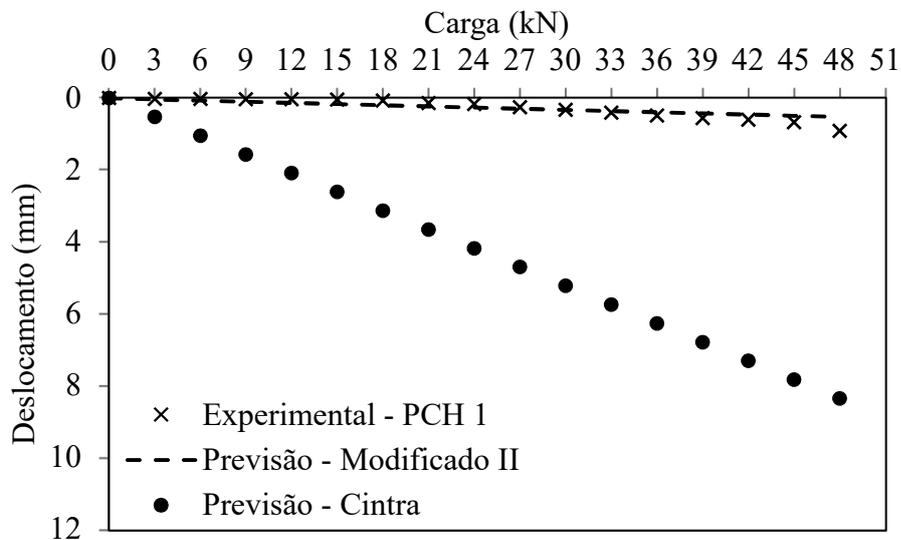
Tabela 17 - Variação percentual (%) dos deslocamentos horizontais previstos pelos métodos de Cintra (1982) e modificado II em relação aos medidos experimentalmente nas provas de carga para a carga de trabalho (30 kN)

MÉTODO	PCH								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Cintra	1507	1651	2133	1266	1244	2136	2471	2372	2967
Modificado II	0	12	22	-24	-25	20	49	45	56

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

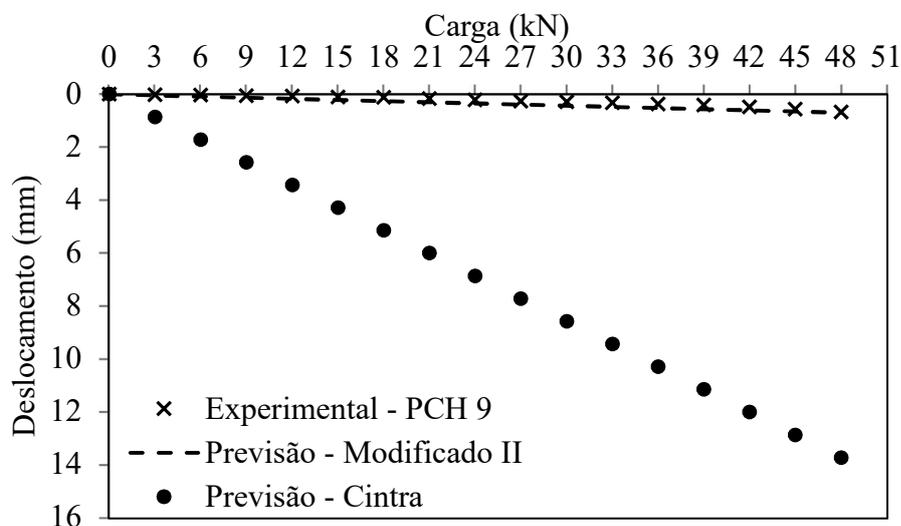
Vale ressaltar que os valores negativos da Tabela 17 acima mostram que os deslocamentos previstos, para a carga de 30 kN, foram inferiores aos deslocamentos medidos nas provas de carga. A PCH 1 registrou diferença nula e a maior diferença percentual foi verificada na PCH 9. Os gráficos “curva x deslocamento” para ambas as estacas são mostrados na Figura 44 e na Figura 45 a seguir.

Figura 44 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 45 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 9



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme observado na Figura 44 e na Figura 45, as previsões efetuadas por Cintra (1982) foram discordantes em relação aos dados experimentais de ambas PCHs. No entanto, as previsões realizadas com base no procedimento modificado II foram convergentes.

4.2.3 *Determinação da rigidez relativa estaca-solo (T)*

Tal como para os parâmetros A_y e B_y , aplicou-se o MMQ em cada uma das nove estacas a fim de obter o parâmetro de rigidez relativa estaca-solo T para cada uma delas e verificar se haveria convergência nas previsões realizadas. Em seguida, aplicou-se o MMQ conjuntamente nas nove estacas de forma a obter um valor único de T que representassem todas elas, tornando a modificação da equação de Matlock e Reese (1961) aplicável de forma genérica. É importante ressaltar que nesse item os coeficientes de A_y e B_y foram mantidos com os seus valores originais, conforme visto na Equação 23.

4.2.3.1 *Determinação da rigidez relativa estaca-solo (T) individualmente para cada estaca*

A Tabela 18 mostra os valores de T obtidos individualmente para cada prova de carga.

Tabela 18 - Valores de T obtidos para cada PCH

PCH	T	R ²
PCH 1	0,85	0,95
PCH 2	0,83	1,00
PCH 3	0,90	0,98
PCH 4	1,01	0,95
PCH 5	1,04	0,94
PCH 6	0,86	0,98
PCH 7	0,78	0,95
PCH 8	0,93	0,99
PCH 9	0,82	0,98

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O valor de T variou de 0,78 a 1,04, com os coeficientes de determinação R^2 sempre elevados e superiores a 0,94.

4.2.3.2 Determinação de um valor único da rigidez relativa estaca-solo (T) para todas as estacas

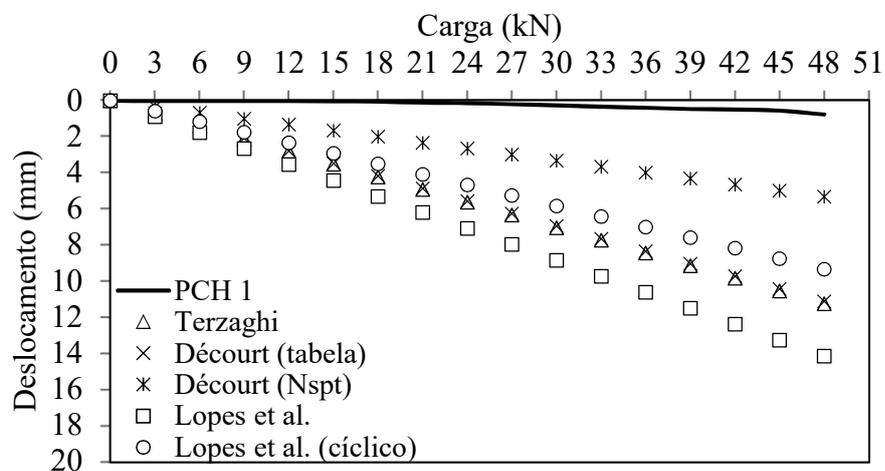
Neste caso, foi aplicado novamente o método MMQ utilizando conjuntamente os dados de todas as estacas dessa parte da pesquisa (PCH 1 a PCH 9). Procedendo-se dessa forma, obteve-se um único valor de T para todas as PCHs. O valor obtido para o parâmetro T foi de 0,90 e o coeficiente de determinação obtido foi de 0,86.

O valor de T único foi determinado para saber se, neste caso, pode-se generalizá-lo para determinar os deslocamentos horizontais. Caso os deslocamentos estimados com o valor único de T sejam convergentes com os valores experimentais, poder-se-á, portanto, aplicá-lo em outras situações.

4.2.4 Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h)

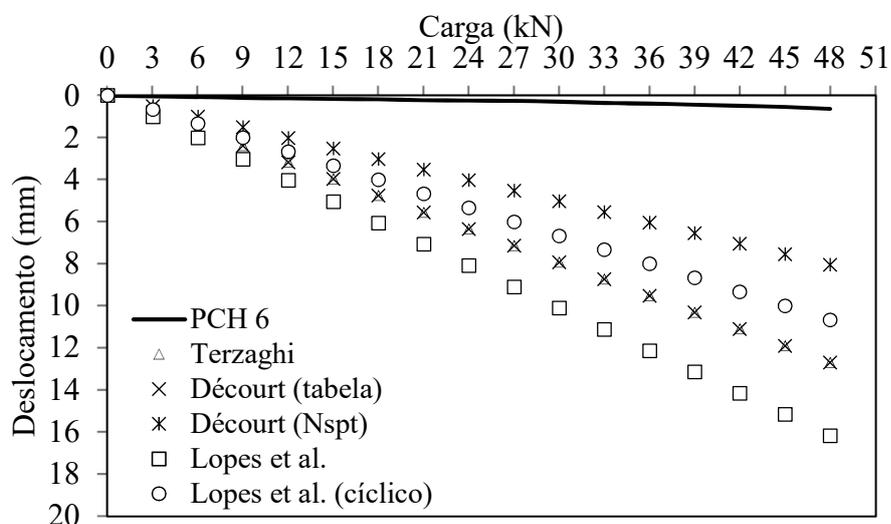
Para avaliar, preliminarmente, as metodologias mais adequadas para determinar o n_h , utilizou-se as propostas de Terzaghi (1955), Décourt (1991) tanto para valores tabelados quanto para a correlação baseada no N_{SPT} , e de Lopes *et al.* (1994 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010) tanto para carregamentos de baixa mobilização (cíclicos) quanto para de elevada mobilização de resistência na previsão dos deslocamentos horizontais das estacas PCH 1 a PCH 9. A Figura 46 e a Figura 47 ilustram o confronto das previsões juntamente com as medidas experimentais obtidas para a estaca PCH 1 e PCH 6.

Figura 46 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 1 usando diversas formas de obtenção de n_h



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 47 - Comparação das curvas carga x deslocamento previstas e experimental para a PCH 6 usando diversas formas de obtenção de n_h



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

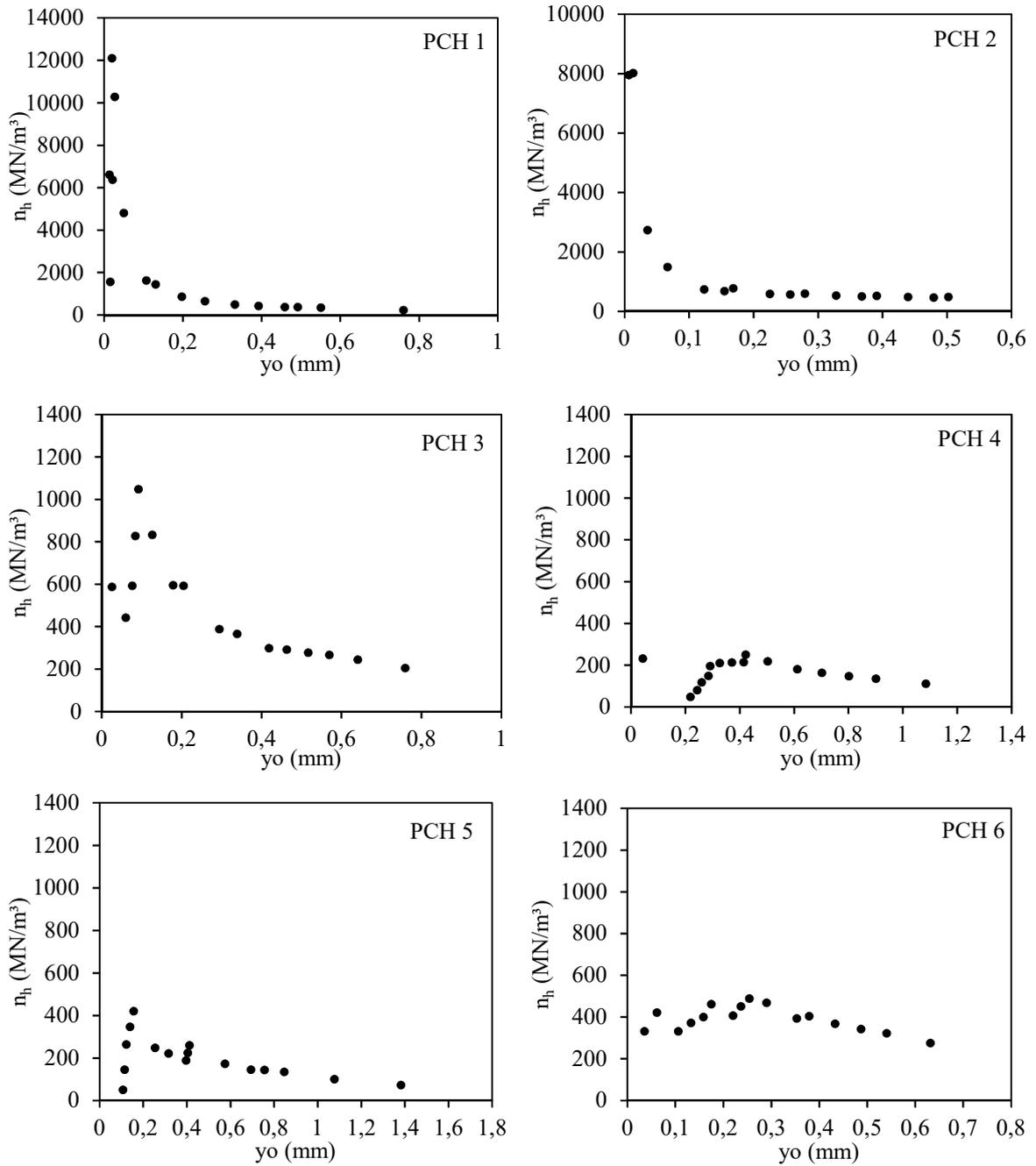
Dessa forma, foi verificado que as correlações de Décourt (1991), apresentadas nas Equações 7 e 8, para obtenção dos valores de n_h proporcionaram resultados mais próximos dentre as previsões de deslocamentos horizontais realizadas e os deslocamentos obtidos nas provas de carga. Contudo, apesar de ter proporcionado melhores concordâncias, ainda sim, resultaram em valores de deslocamentos cerca de 20 vezes superiores aos medidos em campo, considerando a carga de trabalho da estaca de 30 kN.

Em função disso, buscou-se, então, retroanalisar o coeficiente de reação horizontal das estacas na presente pesquisa, propondo, em seguida, modificações nas correlações de Décourt (1991) para obtenção dos valores de n_h a partir do N_{SPT} do solo que resultassem em previsões de deslocamentos mais concordantes com os medidos em campo.

4.2.4.1 Retroanálise dos valores de n_h para cada estaca

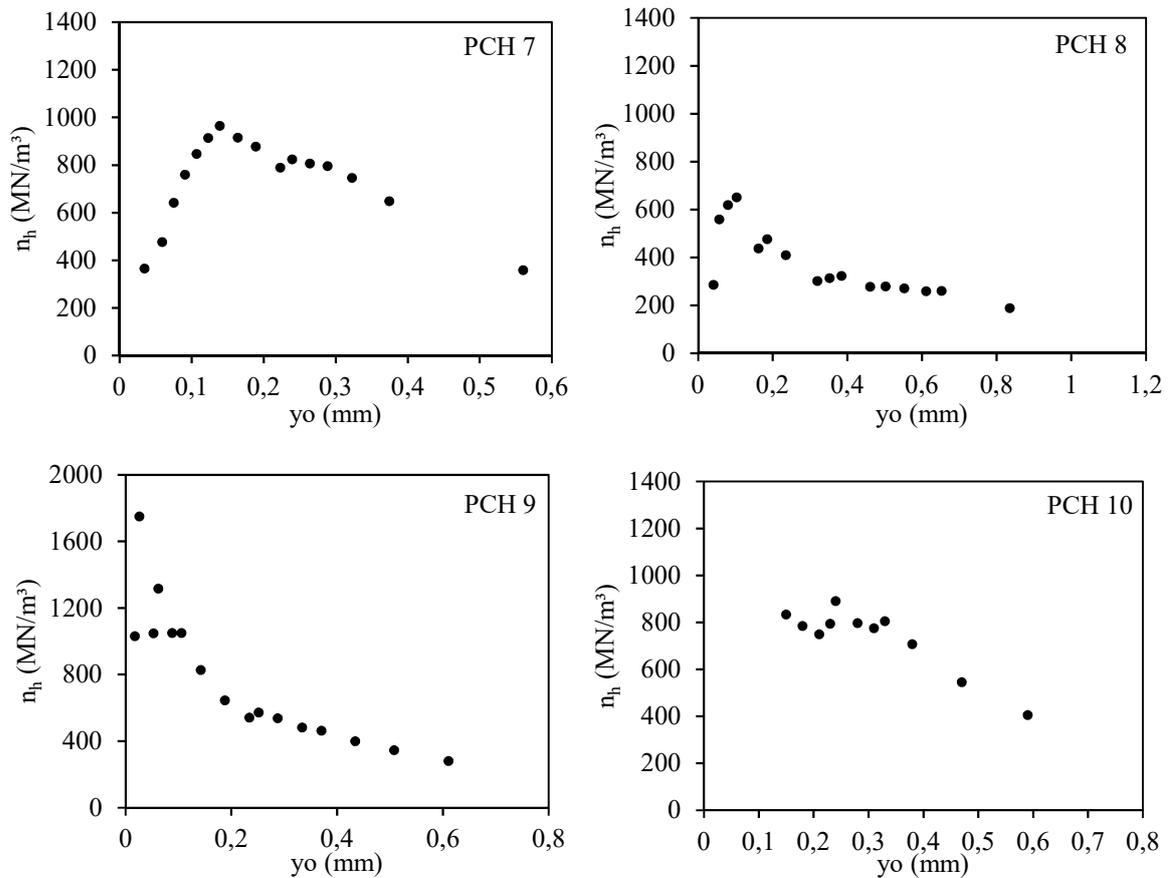
Para realizar a retroanálise dos valores de n_h do solo mobilizado foi utilizado a proposta de Cintra (1981), citada no Capítulo 2 do presente trabalho. Para isso, substituiu-se os pares de valores carga-deslocamento horizontal obtidos experimentalmente nas PCHs na Equação 27 e, por retroanálise, determinou-se os valores de n_h correspondentes. A Figura 48 e a Figura 49, a seguir, mostram os gráficos de n_h retroanalizados em função dos deslocamentos horizontais.

Figura 48 - Retroanálise dos coeficientes de reação horizontal n_h – PCH 1 a PCH 6



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 49 - Retroanálise dos coeficientes de reação horizontal n_h – PCH 7 e PCH 10



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O maior valor de n_h obtido para as estacas analisadas foi para a PCH 1, valor este igual a 12096,31 MN/m^3 , o que representa cerca de até 1000 vezes superior aos sugeridos pelas diversas propostas de n_h . Para a carga de trabalho das estacas de 30 kN, o n_h médio obtido foi igual a 515,25 MN/m^3 , com os deslocamentos variando entre 0,24 e 0,48 mm. Os elevados valores de n_h obtidos podem estar relacionados ao fato do coeficiente de reação horizontal do solo ser muito sensível aos deslocamentos sofridos pela estaca, principalmente para baixos deslocamentos.

Diversos outros estudos registrados na literatura obtiveram valores de n_h muito inferiores aos registrados na presente pesquisa e com deslocamentos muito superiores. Zammataro (2007), por exemplo, obteve valor médio de n_h igual a 12,5 MN/m^3 no intervalo de deslocamento horizontal adotado de 6 a 12 mm, para estaca hélice contínua de 400 mm de diâmetro e 12 m de comprimento. Já Alonso (1998) obteve valores de n_h variando de 10 MN/m^2 a 13 MN/m^2 considerando deslocamentos admissíveis no intervalo de 10 a 15 mm, para estaca hélice contínua de 0,5 mm de diâmetro e 17 m de comprimento.

4.2.4.2 *Propostas de correlação para obtenção dos valores de n_h*

A fim de obter resultados mais convergentes nas previsões de deslocamentos horizontais em relação aos deslocamentos medidos em campo, buscou-se propor neste trabalho correlações para a obtenção do n_h a partir do N_{SPT} do solo.

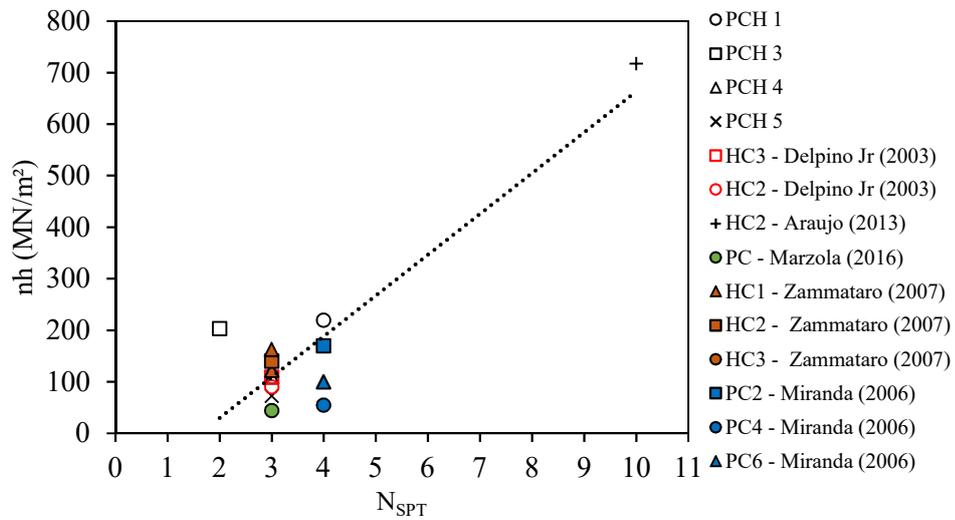
A partir dos valores de n_h retroanalizados foi considerado uma faixa de deslocamento de referência relativa aos maiores deslocamentos obtidos em cada prova de carga, sendo ela de 0,59 a 1,53 mm. Obteve-se o N_{SPT} médio considerando as camadas de solo mais superficiais, onde, geralmente, são registrados os maiores deslocamentos horizontais, sendo considerado, portanto, uma camada de 2 m para a obtenção do N_{SPT} .

Inicialmente, buscou-se propor uma correlação utilizando todas as estacas do banco de dados deste trabalho. Contudo, não foi possível obter uma correlação satisfatória. Buscou-se, então, na literatura dados de estacas de outros autores que pudessem ser combinadas com as estacas do banco de dados a fim de obter valores de n_h que resultassem em estimativas de deslocamento horizontal concordantes com os valores experimentais. Vale mencionar que as estacas do presente trabalho utilizadas nas propostas foram aquelas que, ao serem combinadas, proporcionaram uma melhor correlação.

Para a primeira proposta, obteve-se uma correlação onde foram utilizados dados de 14 PCHs de diversos autores, sendo quatro delas obtidas do presente trabalho, uma de Marzola (2016), uma de Araújo (2013), três de Zammataro (2007), três de Miranda Júnior (2006) e duas de Del Pino Júnior (2003). Esta primeira proposta leva em conta estacas executadas em solos de variados tipos. Já na segunda proposta, utilizou-se estacas de autores onde as PCHs foram executadas apenas em solo arenoso, onde foram utilizadas nove estacas para a correlação, sendo cinco delas obtidas do presente trabalho, uma de Marzola (2016), uma de Araújo (2013) e duas de Del Pino Júnior (2003). Vale mencionar que as estacas do banco de dados do presente trabalho utilizadas nas propostas foram aquelas que resultavam no maior valor do coeficiente de determinação R^2 e, portanto, na melhor correlação.

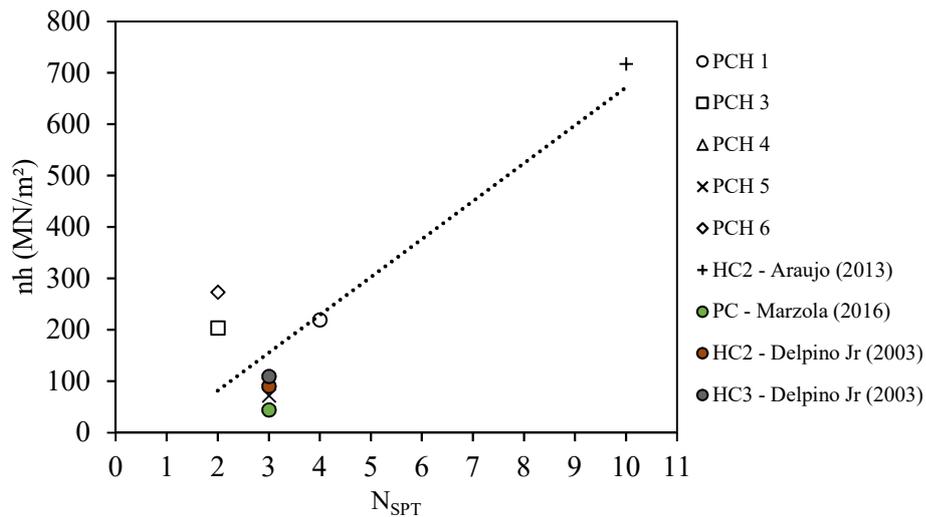
A Figura 50 e a Figura 51 mostram, respectivamente, os dados utilizados na proposta 1 e na proposta 2, sendo o ajuste utilizado na curva do tipo linear.

Figura 50 - Proposta 1 - Correlação n_h x N_{SPT} para variados tipos de solo



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 51 - Proposta 2 - Correlação n_h x N_{SPT} para solos arenosos



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os coeficientes de determinação R^2 obtidos para as propostas 1 e 2 foram, respectivamente, iguais a 0,81 e 0,76 e as correlações encontradas estão expressas, respectivamente, nas equações 40 e 41 a seguir.

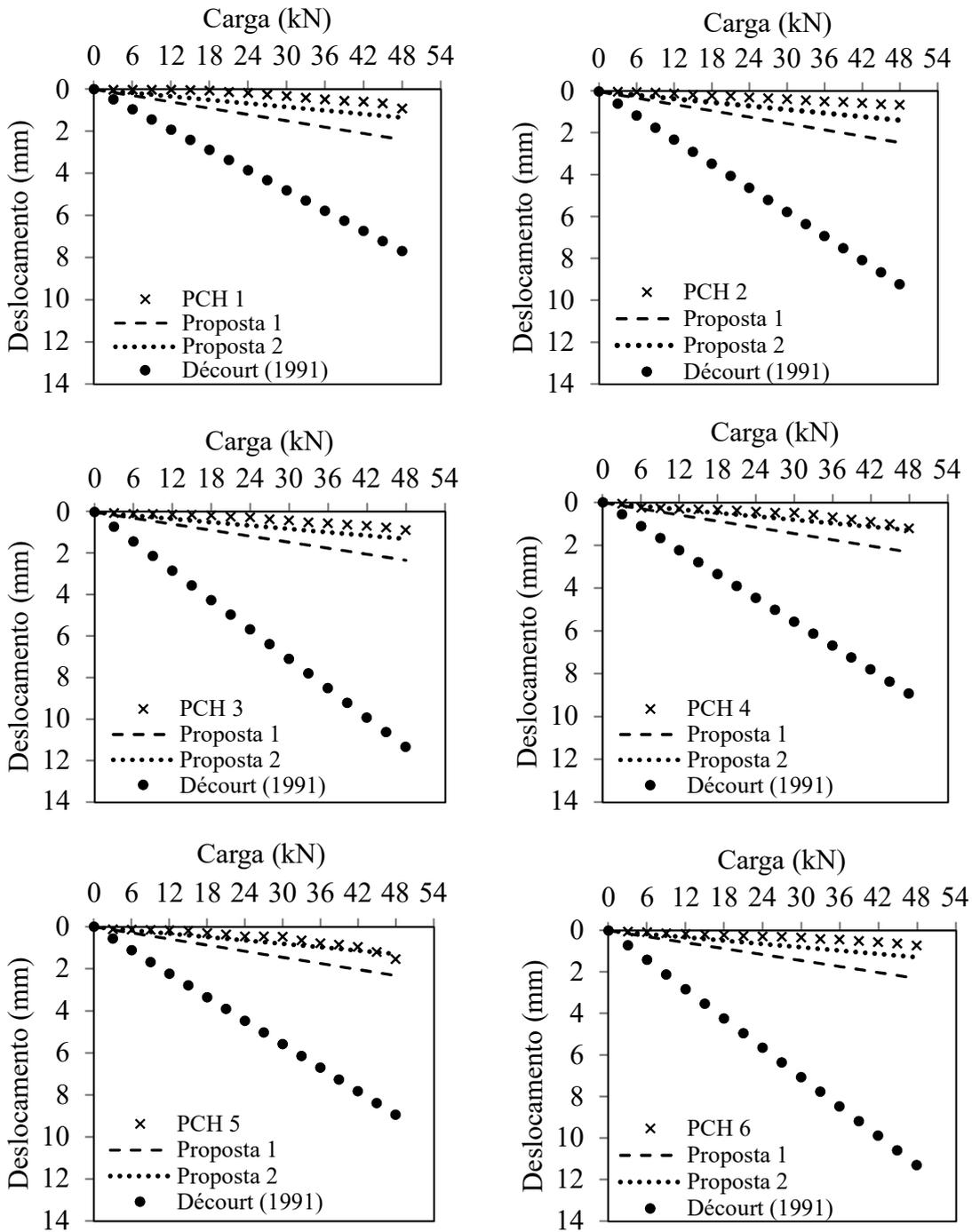
$$n_h = 79,175.N_{SPT} - 128,56 \quad (40)$$

$$n_h = 73,744.N_{SPT} - 65,906 \quad (41)$$

4.2.4.3 *Utilização das propostas de n_h para diversos estágios de carga e deslocamento*

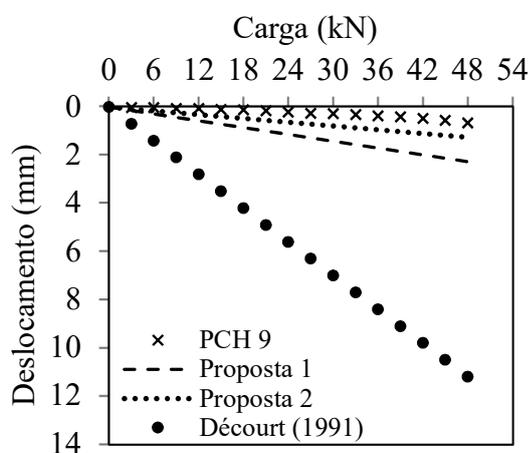
Com vistas a avaliar se as correlações obtidas seriam capazes de proporcionar previsões de deslocamento horizontal para valores diferentes do considerado no estabelecimento da correlação proposta, a mesma foi utilizada para prever a relação carga x deslocamento horizontal de todas as estacas utilizadas na presente pesquisa. A Figura 52 e a Figura 53 mostram graficamente a comparação entre os deslocamentos previstos para ambas propostas de correlação, os deslocamentos previstos pela Equação 7 de Décourt (1991) e os medidos nas provas de carga, sendo as previsões realizadas com a utilização da metodologia de Matlock e Reese (1961). Vale ressaltar que os valores de n_h estimados pela equação de Decourt (1991) foram convertidos em valor de T, utilizando a Equação 14, e, em seguida, inseridos na Equação 21 de Matlock e Reese (1961).

Figura 52 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelas propostas 1 e 2 e os medidos nas provas de carga – PCHs 1 a 6



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 53 - Comparação entre os deslocamentos previstos pelas propostas 1 e 2 e os medidos na prova de carga – PCH 9



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Comparando as previsões feitas com a proposta de Décourt (1991) e pelas equações 40 e 41, relativas as propostas 1 e 2, respectivamente, observa-se que Décourt (1991) proporcionou previsões muito discordantes, quando comparadas com as obtidas pelas equações da proposta 1 e 2, em todos estágios de carga das PCHs analisadas. Considerando a carga de trabalho da estaca de 30 kN, a menor diferença percentual entre os deslocamentos previstos pelas propostas e os deslocamentos medidos nas PCHs foi para a PCH 4, utilizando a proposta 2, com diferença percentual de 68% contra 1065% pela proposta de Décourt (1991). A diferença percentual registrada para a PCH 4 corresponde a uma diferença absoluta de apenas 0,33 mm, contra uma diferença absoluta de 5,11 mm pela proposta de Décourt (1991).

Para as estacas PCH 7 e 8 não foi possível a obtenção dos deslocamentos horizontais pela proposta 1, pois o N_{SPT} médio igual a 1 resultou em valores de n_h negativos e, conseqüentemente, em deslocamentos também negativos. Portanto, essa proposta mostrou-se válida apenas para valores de N_{SPT} superiores a 1.

4.3 Validação das propostas da pesquisa

A validação dos coeficientes A_y e B_y propostos na Tabela 15, do parâmetro T único sugerido e das correlações encontradas para o cálculo do coeficiente de reação horizontal foi feita em duas etapas. Inicialmente, foi utilizada a estaca PCH 10 do banco de dados exclusivamente para a validação, já que esta não foi utilizada em nenhum momento anterior da presente pesquisa. Posteriormente, a partir de uma coleta de dados disponíveis na literatura,

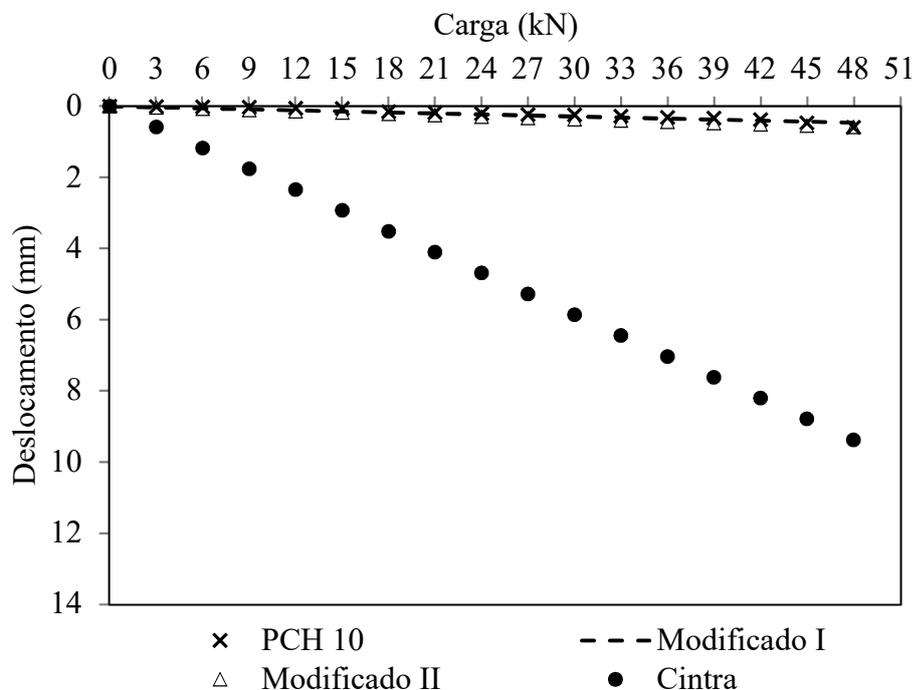
foram utilizadas estacas de outras pesquisas, executadas em perfil de solo granular e caracterizadas como estacas longas segundo o critério de Broms (1965) e Davisson (1970). Vale mencionar que, por esses autores, uma estaca é considerada longa quando a razão entre seu comprimento e o fator de rigidez (L/T) é maior que 4.

4.3.1 Validação das propostas utilizando a estaca PCH 10

4.3.1.1 Validação das propostas “modificado I e II”

Foram obtidos na proposta denominada modificado II valores de A_y e B_y a partir da utilização do MMQ e da metodologia de Matlock e Reese (1961) e utilizando os dados das PCHs 1 a 9 conjuntamente. A validação, para essa proposta, foi efetuada comparando-se previsões de deslocamento horizontal, utilizando-se os valores dos coeficientes $A_y = 0,10$ e $B_y = 0,65$ propostos, com as previsões a partir da Equação 24 do método de Cintra (1982), com os coeficientes A_y e B_y originais de Matlock e Reese (1961), e os valores medidos experimentalmente na referida prova de carga, conforme mostrado na Figura 54 a seguir.

Figura 54 - Validação dos coeficientes A_y e B_y pelo método modificado II – Estaca PCH 10



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

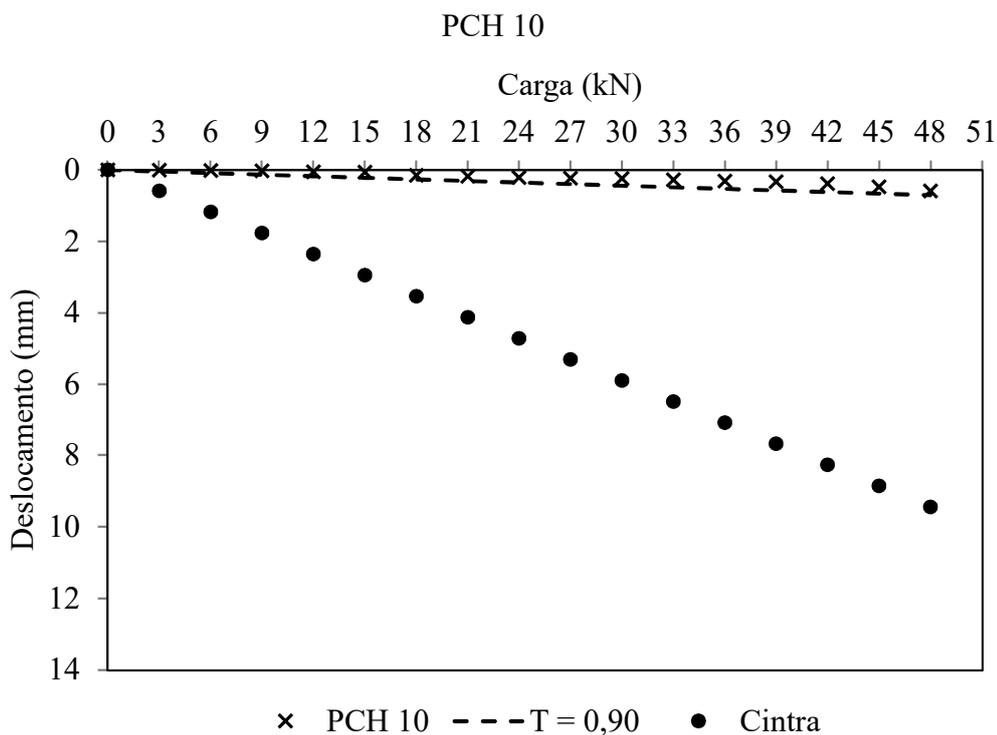
Conforme observa-se na Figura 54 acima, a utilização dos coeficientes A_y e B_y propostos no método modificado II proporcionaram excelente concordância nas previsões dos deslocamentos horizontais para todos os estágios de cargas utilizados. Para a carga de trabalho da estaca de 30 kN a equação original de Cintra (1982) registrou uma diferença percentual de 2357% em relação ao deslocamento medido na prova de carga, enquanto que a utilização da equação simplificada com os coeficientes propostos implicou em uma diferença de 38%, correspondente a uma diferença absoluta de apenas 0,09 mm.

Nesta mesma Figura 54, previsões efetuadas para deslocamentos horizontais da estaca PCH 10 com base no método denominado modificado I, utilizando-se os coeficientes A_y e B_y obtidos para a estaca PCH 7, foram também avaliadas com base nas medidas experimentais. Novamente, foi observada concordância entre previsões e medidas de deslocamentos. Neste caso, para a carga de 30 kN a diferença percentual foi de 20% e de 0,05 mm em valor absoluto. Vale mencionar que foi utilizado os coeficientes da PCH 7 para as previsões da estaca PCH 10 pela maior semelhança entre as características do subsolo.

4.3.1.2 *Validação da proposta de sugestão de um parâmetro T*

Em seguida, foi efetuada a validação da proposta de sugestão de um valor para o parâmetro T. Novamente, previsões do deslocamento horizontal foram realizadas, agora utilizando-se o valor do parâmetro T sugerido de 0,90. A Figura 55, a seguir, mostra a comparação entre as previsões dos deslocamentos horizontais utilizando o parâmetro T de 0,90 m proposto, previsões para o método de Cintra (1982), utilizando-se o parâmetro T de 2,14 m, calculado a partir do n_h da Equação 7 de Décourt (1991), e os deslocamentos medidos na prova de carga PCH 10.

Figura 55 - Validação das previsões efetuadas com o parâmetro T de 0,90 m sugerido – Estaca

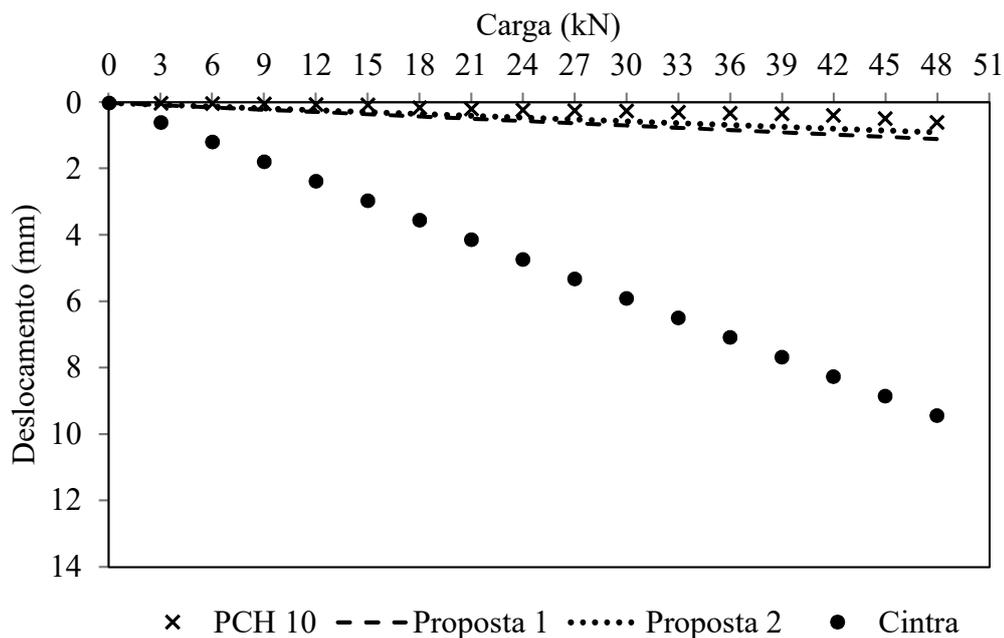


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A aplicação do parâmetro T sugerido resultou em uma diferença percentual de 84% entre o deslocamento estimado e o medido na prova de carga, considerando a carga de trabalho da estaca, contra uma diferença percentual de 2357% pela utilização da equação de Cintra (1982). Vale mencionar que, apesar de 84% ser uma diferença percentual razoável, ela representa um valor absoluto de apenas 0,20 mm, contra uma diferença absoluta de 5,66 mm para a equação de Cintra (1982).

4.3.1.3 Equações propostas para o cálculo do n_h

Utilizando-se as correlações propostas nas equações 37 e 38 e um N_{SPT} médio de 3 golpes para uma profundidade de até 2 m efetuaram-se, pelo método de Matlock e Reese (1961), previsões da relação carga x deslocamento horizontal da PCH 10. Na Figura 56 compara-se a curva carga x deslocamento horizontal da PCH 10 com valores experimentais obtidos na prova de carga e com previsões realizadas utilizando as propostas 1 e 2 e pela equação de Cintra (1982).

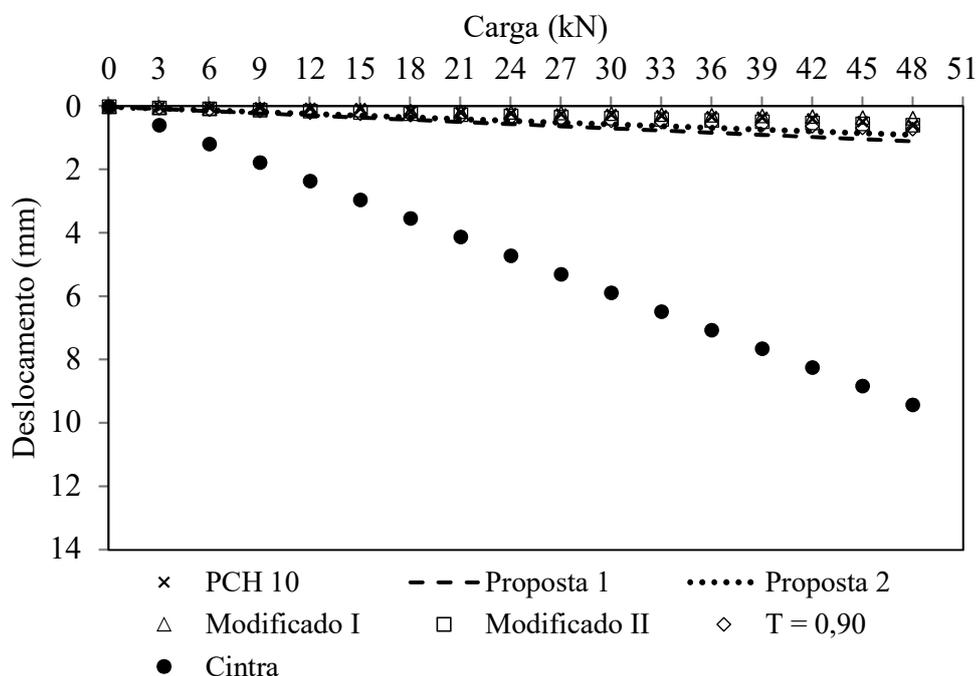
Figura 56 - Validação da equação para o n_h – Estaca PCH 10

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A aplicação das correlações propostas nas equações 37 e 38 resultaram em concordâncias nos deslocamentos muito melhores que os previstos pela equação original de Cintra (1982). A proposta 1 e 2 resultaram em uma diferença absoluta de 0,44 e 0,32 mm, respectivamente, contra uma diferença absoluta de 5,66 mm obtida pela utilização da equação original de Cintra (1982).

A Figura 57, a seguir, mostra a comparação de todas as previsões propostas nesta pesquisa para a estaca PCH 10. Nesta mesma figura mostra-se, também, a curva experimental da referida estaca.

Figura 57 - Comparação entre os deslocamentos estimados por todas as propostas de previsão para a PCH 10



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Pela Figura 57, observa-se que, dentre as propostas da presente pesquisa, as previsões efetuadas pelo método modificado I foi a que proporcionou a melhor concordância, com uma diferença percentual de 5% e absoluta de 0,01 mm, considerando a carga de trabalho da estaca. Por outro lado, vale salientar que para a estaca PCH 10 todas as propostas da pesquisa apresentaram resultados concordantes também.

4.3.2 Validação com dados de outras pesquisas

Para validar as propostas da presente pesquisa utilizou-se, também, estacas executadas em locais diferentes das estacas PCH 1 a PCH 10. Dessa forma, foi coletado na literatura resultados de PCHs em estacas executadas em subsolos com características geotécnicas semelhantes às utilizadas no desenvolvimento das propostas do presente trabalho. Assim, as estacas coletadas foram executadas em perfil de solo predominantemente granular e são classificadas como estaca longa, segundo o critério de Broms (1965) e Davisson (1970). Na Tabela 27 a seguir, listam-se as estacas utilizadas nesta parte da validação.

Tabela 27 – Lista dos dados coletados para a validação das propostas com base em outras pesquisas

Caso	Referência	Prova de Carga	Tipo	Características
1	Araújo (2013)	HC1-A	Hélice Contínua	Ø 600 mm e = 200 mm L = 10 m
2	Del Pino Jr (2017)	PC1-DP PC4-DP	Estaca broca escavada com trado mecânico	Ø 320 mm e = 158 mm L = 8,71 m

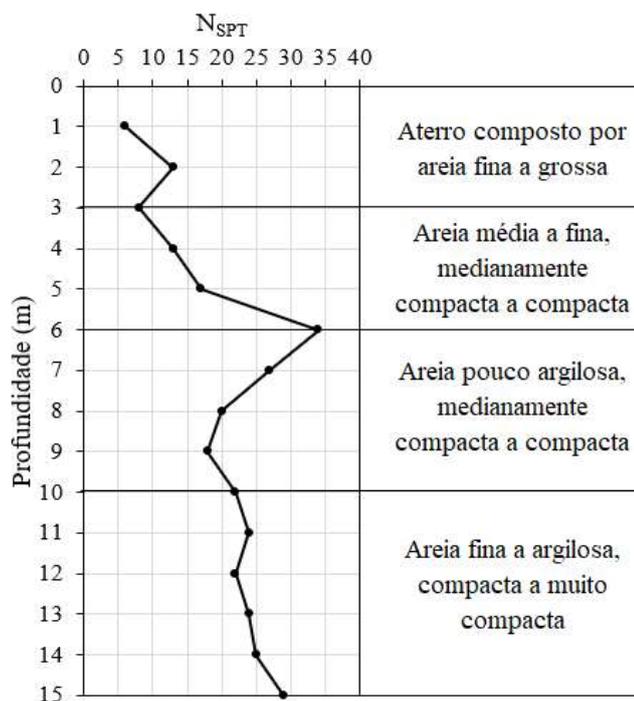
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Nota: “e” o ponto de aplicação das cargas e “L” o comprimento das estacas.

4.3.2.1 Caso 1 – PCH de Araújo (2013)

Foram executadas na Região A, assim denominada pelo autor, duas PCHs (HC1-A e HC2-A) em estaca do tipo hélice contínua e quatro sondagens. A Figura 58, a seguir, mostra o perfil de sondagem do subsolo da Região A, com valores médios das sondagens executadas.

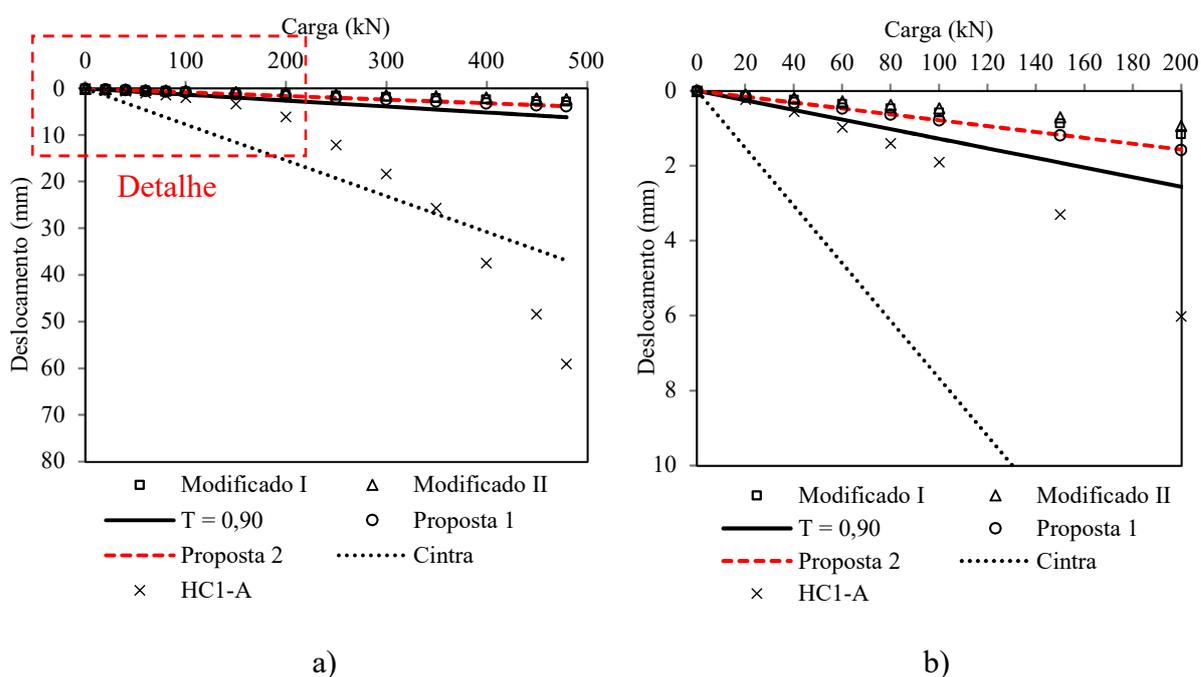
Figura 58 - Perfil de sondagem do subsolo da Região A – Araújo (2013)



Fonte: Araújo (2013), com modificações.

Com base no exposto, como a porção superficial de solo é predominantemente granular e a estaca é classificada como longa, segundo o critério de Broms (1965) e Davisson (1970), além de ser do tipo hélice contínua. Considera-se, portanto, que as propostas desta pesquisa são, por hipótese, aplicáveis. Dessa forma, foram realizadas previsões da curva carga x deslocamento horizontal para a estaca HC1-A. Para isso, foram utilizados os coeficientes A_y e B_y propostos (modificado I e II), o parâmetro T proposto de 0,90 e utilizou-se, ainda, as propostas para obtenção do n_h , equações 40 e 41. Vale ressaltar que para a proposta “modificado I” foram utilizados os coeficientes A_y e B_y obtidos para a estaca PCH 1 pela maior semelhança entre as características do subsolo para níveis mais superficiais, principalmente para o valor médio do N_{SPT} . A Figura 59, a seguir, mostra as previsões efetuadas juntamente com o resultado experimental obtido na prova de carga HC1-A.

Figura 59 - Caso 1 – Validação para estaca HC1-A – a) curva carga-deslocamento completa, b) detalhe da curva em vermelho



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

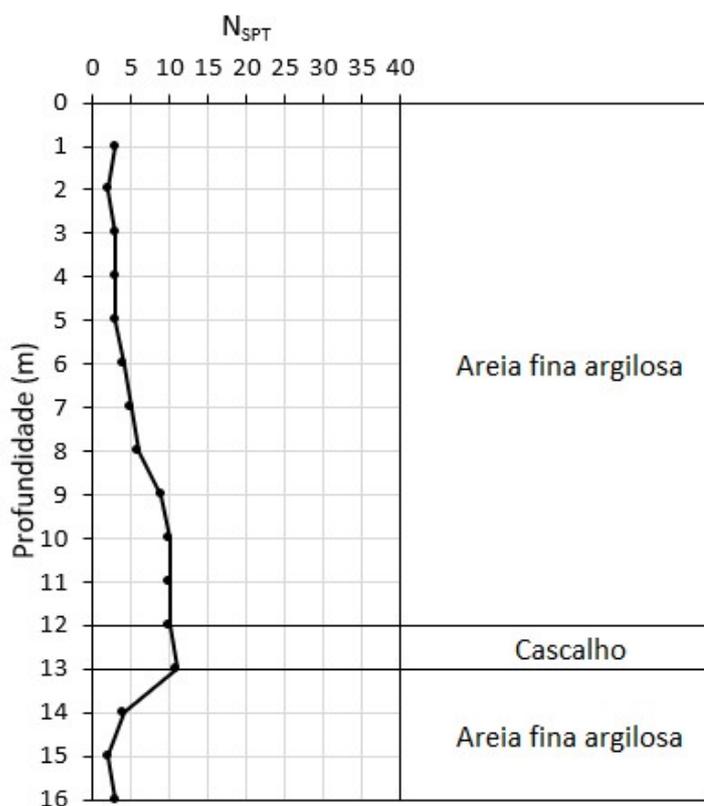
Pela Figura 59, observa-se que, entre as propostas da presente pesquisa, as previsões efetuadas com o valor do parâmetro T de 0,90 foi a que proporcionou a melhor concordância, apresentando uma diferença percentual de 33% e absoluta de 0,63 mm, em relação ao valor experimental da estaca HC1-A, considerando a carga de 100 kN, carga está mais próxima da carga admissível da estaca de 126 kN, segundo o autor segundo critério da NBR 6122 (2010).

De forma geral, todas as propostas desta pesquisa foram concordantes para baixos níveis de deslocamento horizontais, correspondentes a carga de até, aproximadamente, 150 kN.

4.3.2.2 Caso 2 – PCHs de Del Pino Jr (2017)

Para o caso 2, foram realizadas no campo experimental da FEIS/Unesp cinco sondagens e quatro provas de carga horizontal em estacas escavadas a trado mecânico. A Figura 60, a seguir, mostra o perfil de solo com os valores de N_{SPT} médio considerando as duas sondagens (SPT-1 e SPT-5) mais próximas das PCHs realizadas.

Figura 60 - Perfil de sondagem do subsolo – Del Pino Jr (2017)

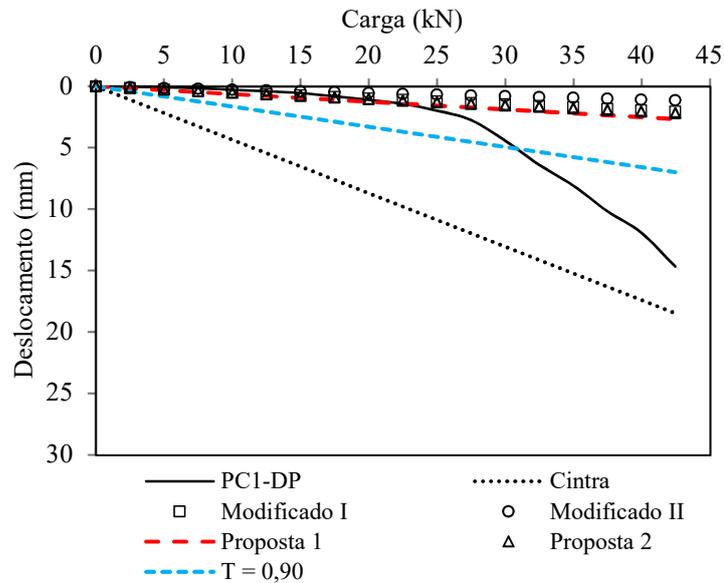


Fonte: Del Pino Jr (2017), com modificações.

Assim como no caso 1, realizou-se previsões da curva carga x deslocamento horizontal para as estacas PC1-DP e PC4-DP. Foram, também, utilizados os coeficientes A_y e B_y propostos (modificado I e II), o parâmetro T proposto de 0,90 e as propostas para obtenção do n_h , equações 40 e 41. Vale ressaltar que para a proposta “modificado I” foram utilizados os coeficientes A_y e B_y obtidos para a estaca PCH 4 pela maior semelhança entre as características

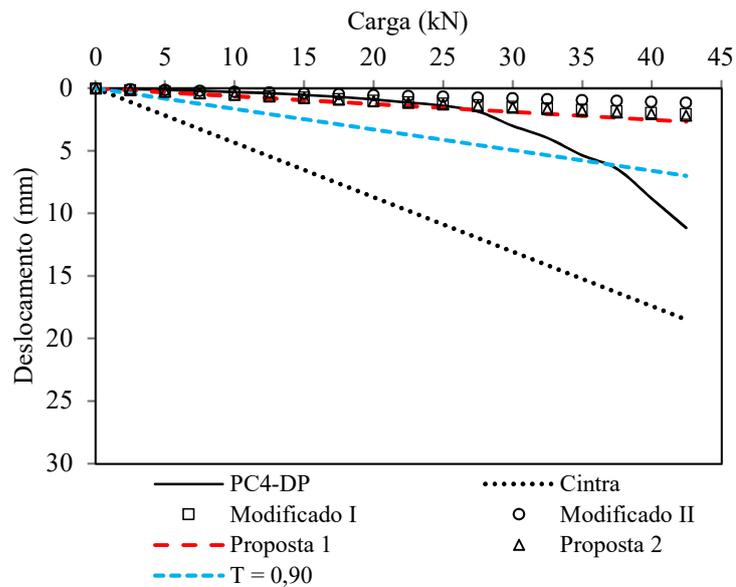
do subsolo para níveis mais superficiais e para o valor médio do N_{SPT} . A Figura 61 e Figura 62 mostram as previsões efetuadas juntamente com os resultados experimentais obtidos nas provas de carga PC1-DP e PC4-DP.

Figura 61 - Validação para estaca PC1-DP – Caso 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 62 - Validação para estaca PC4-DP – Caso 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme a Figura 59, observa-se que, entre as propostas da presente pesquisa, as previsões efetuadas com o valor do parâmetro T de 0,90 foi a que proporcionou a melhor concordância em relação ao valor experimental dos deslocamentos da estaca PC1-DP, apresentando uma diferença percentual de 12% e absoluta de 0,53 mm, considerando a carga de 30 kN, carga igual a carga de trabalho das estacas do presente trabalho. Já em relação ao valor experimental da estaca PC4-DP, a proposta que resultou na melhor concordância foi a proposta 1, com uma diferença percentual de 37% e absoluta de 0,96 mm. Assim como no caso 1, de forma geral, todas as propostas desta pesquisa foram concordantes para baixos níveis de deslocamentos horizontais, correspondentes a carga de até, aproximadamente, 30 kN, equivalente a 70% da carga de ensaio das estacas PC1-DP e PC4-DP.

4.4 Conclusões parciais

Neste capítulo foram apresentadas propostas para previsões de deslocamento horizontal por diferentes formas e a posterior comparação e validação dessas previsões, tendo como referência os deslocamentos obtidos experimentalmente em provas de carga. A seguir, apresentam-se as conclusões parciais dessa parte da pesquisa:

- Os coeficientes A_y de 0,10 e B_y de 0,65 obtidos utilizando-se as PCHs 1 a 9 proporcionaram previsões de deslocamentos horizontais convergentes para as nove estacas utilizadas no desenvolvimento da proposta.
- Comparando as previsões de deslocamentos horizontais feitas pela a proposta de Décourt (1991) e pelas propostas 1 e 2, observa-se que Décourt (1991) proporcionou previsões muito discordantes, quando comparadas com as obtidas pelas equações da proposta 1 e 2, em todos estágios de carga das PCHs realizadas no presente trabalho. Contudo, a proposta 1 apresentou-se inconsistente para previsões com N_{SPT} inferior a 2, sendo, portanto, válida apenas para valores de N_{SPT} superiores a 1.
- Para a estaca PCH 10 utilizada na validação, as previsões efetuadas pelo método modificado I foi a que proporcionou a melhor concordância, embora todas as outras propostas da pesquisa também tenham apresentado resultados concordantes.
- Para a estaca HC1-A relatada no caso 1, as previsões efetuadas com a proposta do parâmetro T de 0,90 foi a que proporcionou a melhor concordância. Esta e todas as outras propostas desta pesquisa foram concordantes para baixos níveis de

deslocamento horizontais, correspondentes a carga de até, aproximadamente, 150 kN.

- Para as estacas PC1-DP e PC4-DP relatadas no caso 2, as previsões de deslocamento horizontal efetuadas com o valor do parâmetro T de 0,90 também foram as que proporcionaram a melhor concordância em relação ao valor experimental da estaca PC1-DP. Já em relação ao valor experimental da estaca PC4-DP, a proposta que resultou na melhor concordância foi a proposta 1. Para ambas as estacas, todas as propostas desta pesquisa foram concordantes para baixos níveis de deslocamentos horizontais, correspondentes a carga de até 30 kN, aproximadamente.

5 PREVISÕES DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS A PARTIR DE CURVAS P-Y

Com o intuito de avaliar se previsões efetuadas com procedimentos mais “modernos” implicam, necessariamente, em previsões mais precisas, utilizou-se de curvas p-y para prever o comportamento de estacas sujeitas a cargas horizontais.

Assim, nesse capítulo é mostrado, inicialmente, a previsão das curvas carga-deslocamento (H-y) na superfície para quatro estacas usando o *software* RS Pile, da Rocscience, verificando-se, em seguida, a concordância em relação às curvas carga-deslocamento obtidas experimentalmente. Após tal verificação, utilizar-se-á o RS Pile, ainda, para realizar a previsão de curvas p-y ao longo da profundidade, usando os métodos da API (2000) e Reese *et al.* (1974). É utilizado, adicionalmente, o *software* PyPile em previsões de curvas p-y, cujos resultados são comparados com as previsões obtidas pelo RS Pile.

5.1 Definição dos modelos utilizados na previsão de deslocamentos

Na modelagem do solo para cada estaca em análise foram inseridas as propriedades do solo demandadas tanto pelo método da API (2000) quanto para o método de Reese *et al.* (1974). A Tabela 19 e a Tabela 20, a seguir, mostram as correlações utilizadas na obtenção dos parâmetros dos solos, sendo eles: γ (peso específico), ϕ (ângulo de atrito), n_h e k (módulo de reação horizontal para areia e argila, respectivamente), S_u (coesão não-drenada), $e_{50\%}$ (deformação correspondente a 50% da tensão desviadora do ensaio triaxial do tipo não-adensado e não-drenado, UU).

Tabela 19 - Correlações utilizadas para obtenção dos parâmetros para solos arenosos

Parâmetro	Correlação
γ	Godoy (1972 <i>apud</i> Cintra e Aoki, 2010)
ϕ	Godoy (1983)
n_h	$n_h = 73,744.N_{SPT} - 65,906$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela 20 - Correlações utilizadas para obtenção dos parâmetros para solos argilosos

Parâmetro	Correlação
γ	Godoy (1972 <i>apud</i> Cintra e Aoki, 2010)
S_u	Teixeira e Godoy (1996)
$e_{50\%}$	Sullivan (1977 <i>apud</i> Meyer e Reese, 1979)
k	Sullivan (1977 <i>apud</i> Meyer e Reese, 1979)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Vale mencionar que até, aproximadamente, 2 m de profundidade não há a presença de solos argilosos e que, no entanto, para modelar a estratigrafia do subsolo mais profundo, os parâmetros indicados na Tabela 20 foram considerados.

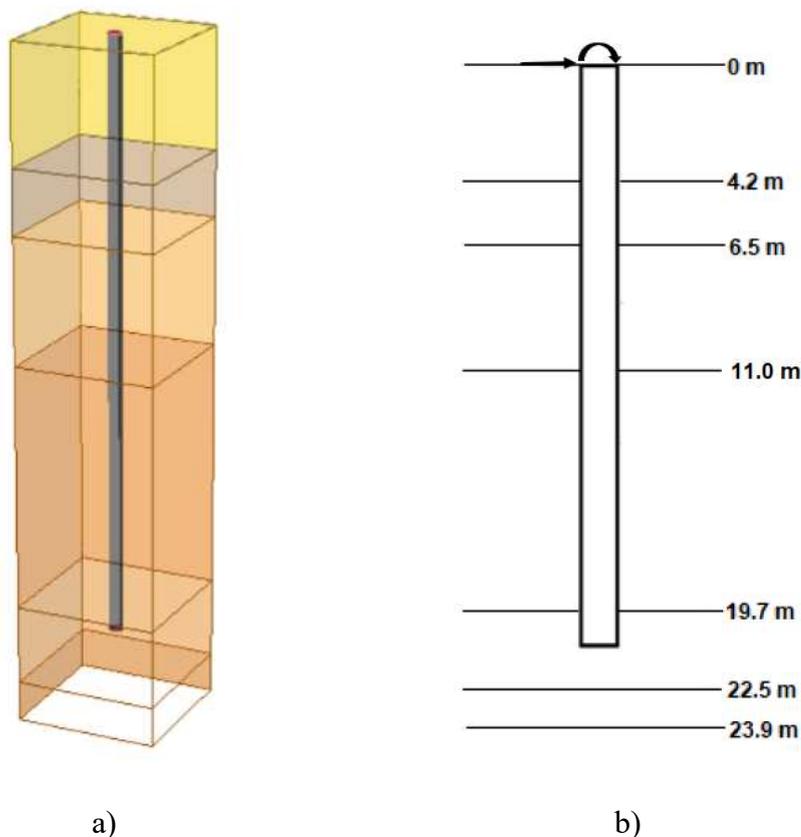
Assim, conforme recomenda Reese *et al.* (1974), foi considerado nesta pesquisa, para os valores de k e $e_{50\%}$ de solos argilosos, valores de k como sendo função de S_u para carregamentos estáticos ou cíclicos. Já Sullivan (1977 *apud* Meyer e Reese, 1979) recomenda valores de k como função apenas de S_u . Por outro lado, estudos apresentados no trabalho de Reese e Meyer (1979) indicam que variações no valor de k tem pouco efeito nos resultados, o que levou a relacionar k com S_u , independentemente do tipo de carregamento. É importante ressaltar que todos estes parâmetros foram estimados adicionalmente, também, por outras correlações disponíveis na literatura para averiguar a ordem de grandeza dos mesmos, sendo adotadas, por fim, as mencionadas correlações apresentadas na Tabela 19 e na Tabela 20.

No que se refere a modelagem da estaca, o comportamento do elemento estrutural foi considerado como elástico, com o módulo de elasticidade (E) igual a 21.287 MPa e a relação EI igual a 135.000 kN.m², sendo I o momento de inércia da seção transversal da estaca. As características geométricas das quatro estacas utilizadas nesse capítulo estão resumidas na Tabela 7.

O elemento da estaca foi dividido em 100 segmentos, a tolerância usada para convergência foi de 10^{-4} para o RS Pile e de 10^{-6} para o PyPile, valores estes padrões dos *softwares* utilizados.

A Figura 63, a seguir, mostra o modelo de uma estaca de fundação inserida no maciço de solo apresentado no RS Pile (3D) e no PyPile (2D).

Figura 63 - Modelo da estaca de fundação considerado nos softwares a) RS Pile e b) PyPile



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

5.2 Procedimento para obtenção de curvas p-y

As provas de carga utilizadas nesse estudo obtiveram a leitura dos deslocamentos apenas no topo da estaca, ou seja, elas não foram instrumentalizadas a fim de obter os deslocamentos ao longo do seu fuste. Dessa forma, para obter curvas p-y que pudessem representar o possível comportamento do sistema solo-estaca ao longo da profundidade optou-se, inicialmente, por realizar previsões de curvas carga-deslocamento no topo da estaca pelo *software* RS Pile. Os resultados obtidos foram utilizados a fim de verificar a concordância das curvas previstas com as obtidas experimentalmente. Para fins de análise desta pesquisa, havendo concordância entre os resultados no topo, será assumido que haverá uma tendência de concordância também ao longo da profundidade, possibilitando então a previsão de curvas p-y representativas.

Dessa forma, foram obtidas curvas no topo e ao longo da profundidade. No topo foi feito a previsão de curvas carga-deslocamento (H-y) pelo *software* RS Pile utilizando, na

modelagem do solo, os métodos da API (2000) e Reese *et al.* (1975). Para isso, foram estimados valores para o módulo de reação horizontal (n_h) tanto pela Equação 41, proposta no capítulo 4, quanto pela Equação 7, proposta por Décourt (1991).

Já ao longo da profundidade construiu-se curvas p-y pelo RS Pile e pelo *software* PyPile, para quatro profundidades específicas (0.5m, 1.0m, 1.5m, 2.0m), tanto para o método da API (2000) quanto para o de Reese *et al.* (1975). Para a construção das mencionadas curvas foi necessário inserir no RS Pile e no PyPile as cargas aplicadas no ensaio de prova de carga. Para todos os estágios de carga obteve-se, portanto, o perfil de reação do solo (p) e de deslocamento horizontal da estaca (y) ao longo da profundidade, possibilitando, assim, a construção das curvas p-y para as profundidades de interesse.

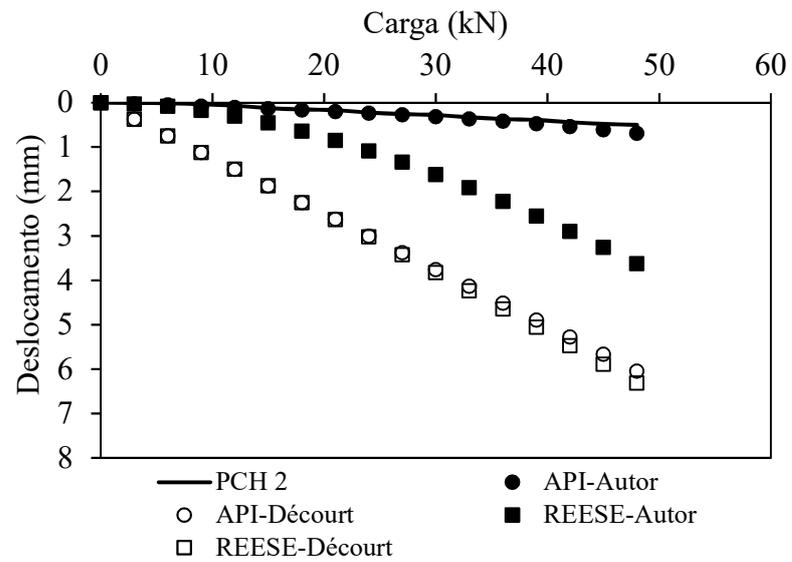
Ao longo da profundidade são geradas, também, curvas y-z (deslocamento da estaca ao longo da profundidade) a fim de verificar o comportamento solo-estaca durante três estágios de carga: 15 kN, 30 kN (carga de trabalho da estaca) e 48 kN (carga de ensaio).

A Figura 2, Figura 3 e Figura 4 mostram um fluxograma com os procedimentos adotados nas etapas descritas anteriormente.

5.3 Previsão de curvas carga-deslocamento horizontal obtidas pelo RS Pile

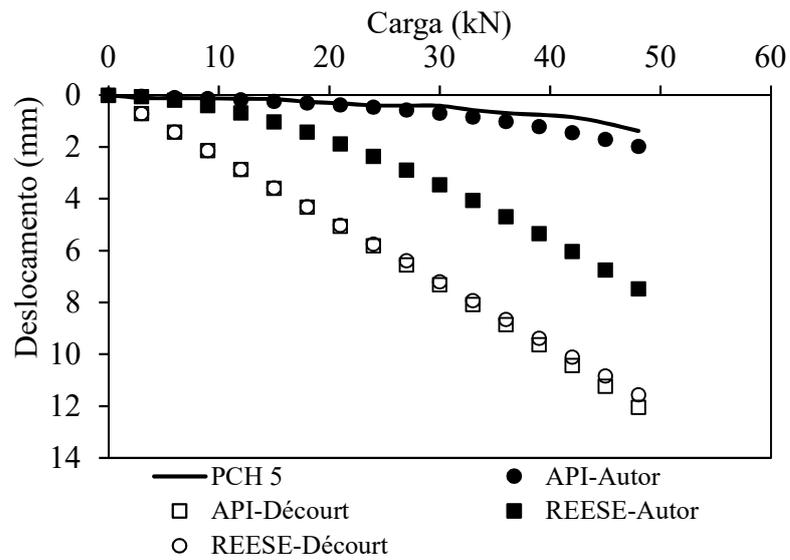
Conforme relatado, foram previstas curvas H-y utilizando-se, inicialmente, o software RS Pile. A Figura 64, Figura 65, Figura 66 e Figura 67, a seguir, mostram os resultados das curvas H-y obtidas para a PCH 2, PCH 5, PCH 6 e PCH 10, respectivamente. Nestes gráficos compara-se modelagens efetuadas a partir da utilização do método da API (2000) e Reese *et al.* (1975). Vale ressaltar que os deslocamentos comparados nos gráficos a seguir são os deslocamentos horizontais na superfície do solo.

Figura 64 – Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 2



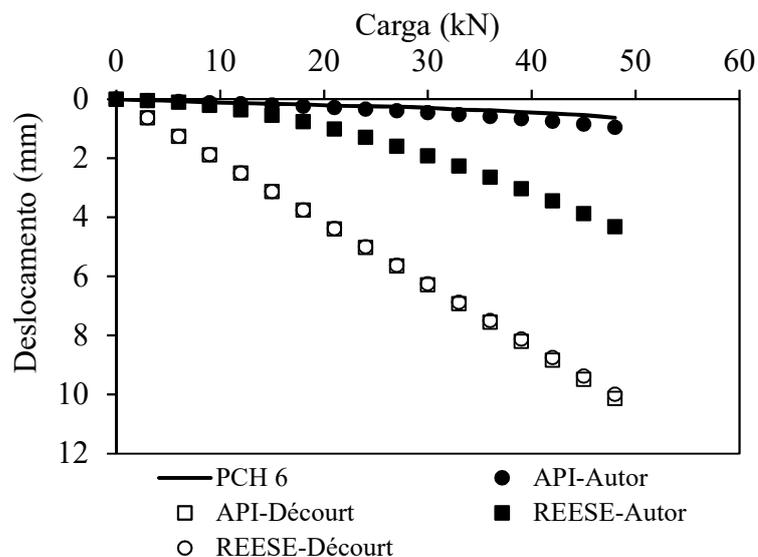
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 65 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 5



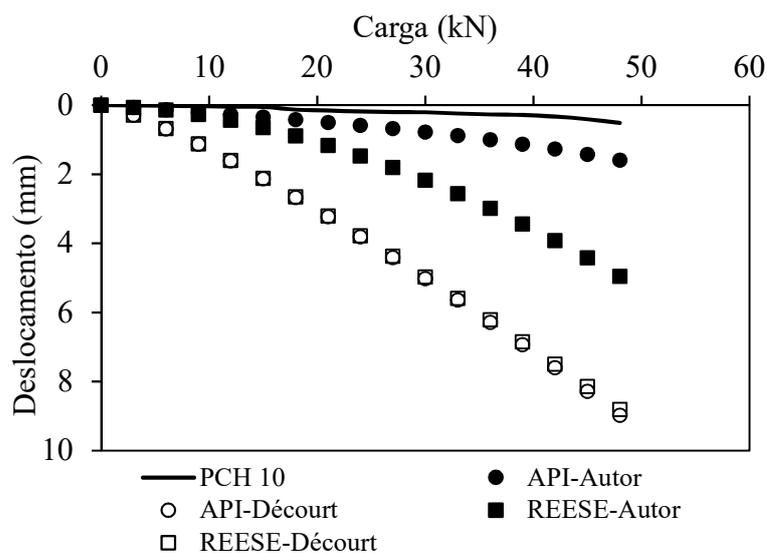
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 66 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 6



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 67 - Previsões da curva H-y pelo RS Pile para o nível da superfície - PCH 10



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Tabela 21, a seguir, expressa a diferença percentual entre os deslocamentos estimados pelo RS Pile com o uso dos métodos API-Autor, API-Décourt, REESE-Autor e REESE-Décourt em relação aos deslocamentos medidos experimentalmente, para as cargas de 30 kN (carga de trabalho das estacas) e 48 kN (carga de ensaio da prova de carga).

Tabela 21 - Diferença percentual entres os deslocamentos estimados pelos métodos e os medidos experimentalmente

		H = 30 kN	H = 48 kN
PCH 2	API-Autor	13%	37%
	REESE-Autor	477%	620%
	API-Décourt	1243%	1103%
	REESE-Décourt	1267%	1156%
PCH 5	API-Autor	67%	43%
	REESE-Autor	736%	440%
	API-Décourt	1670%	771%
	REESE-Décourt	1643%	736%
PCH 6	API-Autor	54%	50%
	REESE-Autor	559%	583%
	API-Décourt	2064%	1502%
	REESE-Décourt	2053%	1481%
PCH 10	API-Autor	283%	212%
	REESE-Autor	968%	868%
	API-Décourt	2368%	1654%
	REESE-Décourt	2347%	1622%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

De acordo com as curvas mostradas na Figura 64, Figura 65, Figura 66 e Figura 67 pode-se perceber que o método que resultou na maior convergência com as curvas experimentais utilizando o *software* RS Pile foi a do método da API-Autor, sendo a PCH 2 a que obteve o melhor resultado estimado, com uma diferença percentual de 13% para 30 kN e 37% para a carga de 48 kN. Para o método da API-Autor, a estaca que apresentou a maior diferença percentual foi a PCH 10, para a carga de 30 kN. Vale mencionar, ainda, que a PCH 10 foi a única dessas estacas que não foi utilizada para o desenvolvimento da equação proposta para o n_h nesta pesquisa e que, apesar da diferença percentual entre os deslocamentos previstos e os experimentais terem sido superiores em relação às outras estacas comparadas na Tabela 21, ainda assim, as previsões obtidas para esta estaca foram muito mais convergentes do que as previsões obtidas pela proposta de Décourt (1991).

Em relação às estimativas realizadas com o uso do n_h por Décourt (1991), tanto pelo método da API (2000) quanto pelo de Reese *et al.* (1975), já era esperado apresentar resultados muito discordantes quando comparado com os valores de referência, já que, utilizando a referida expressão, foram obtidos da mesma forma previsões de deslocamentos divergentes no capítulo 4.

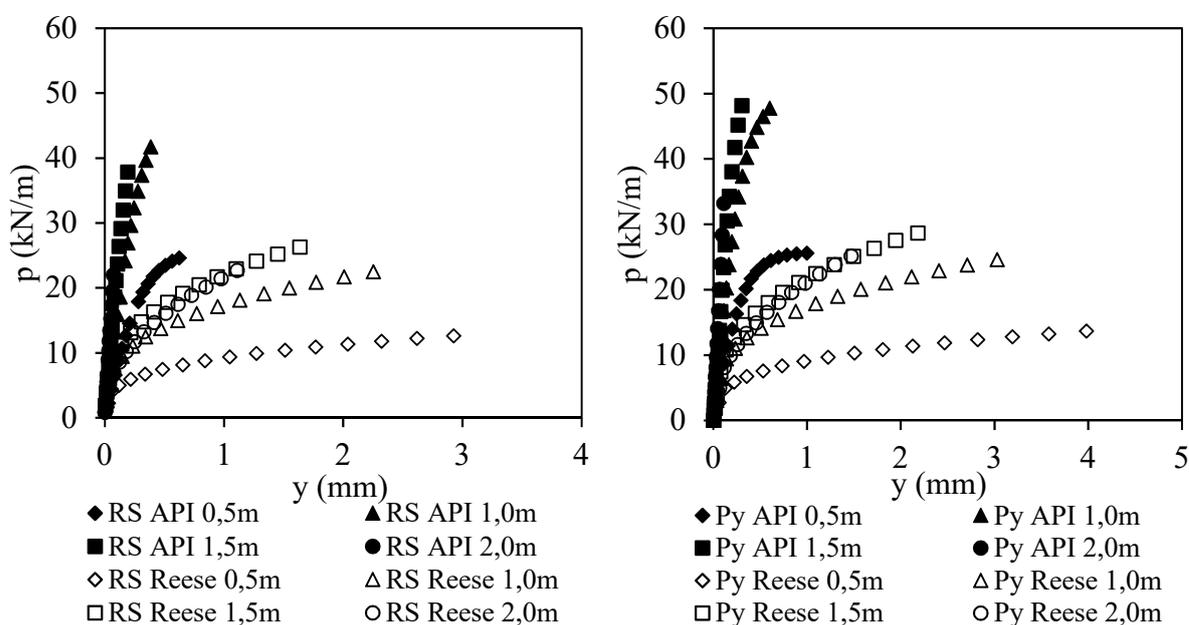
Quando se analisa a diferença das estimativas feitas entre API-Autor e REESE-Autor, percebe-se que o método da API (2000) proporciona resultados mais convergentes do que o método de Reese *et al.* (1975). Essa diferença pode ter sido ocasionada, possivelmente, pela alta rigidez do solo quando comparada com os baixos níveis de carga aplicadas para o método utilizado. Já as estimativas feitas pelo método da API-Décourt e de REESE-Décourt resultaram em deslocamentos equivalentes. Neste caso, os valores de n_h utilizados pela proposta de Décourt (1991) chegaram a ser da ordem de 100 vezes inferior aos valores utilizados na proposta de n_h apresentada nesta pesquisa, o que pode ter contribuído para que a diferença percentual entre os métodos não tenha sido significativa.

5.4 Previsões de curvas p-y pelos softwares RS Pile e PyPile

No presente estudo as estacas objeto de análise não foram monitoradas ao longo da profundidade, mas como para a superfície do solo as previsões obtidas na construção de curvas H-y pelo *software* RS Pile com o método da API (2000) convergiram com os valores de referência da prova de carga, será considerado que, ao longo da profundidade, previsões de deslocamentos horizontais também tendem a convergir. Dessa forma, curvas p-y estimadas pelo RS Pile com o método da API (2000), ao longo da profundidade, serão adotados como sendo valores de referência.

Portanto, foram estimadas curvas p-y em diferentes profundidades utilizando-se o RS Pile e o PyPile. A Figura 68, a seguir, mostra as curvas p-y geradas utilizando-se os mencionados *softwares*.

Figura 68 - Previsão de curvas p-y para a PCH 2 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile

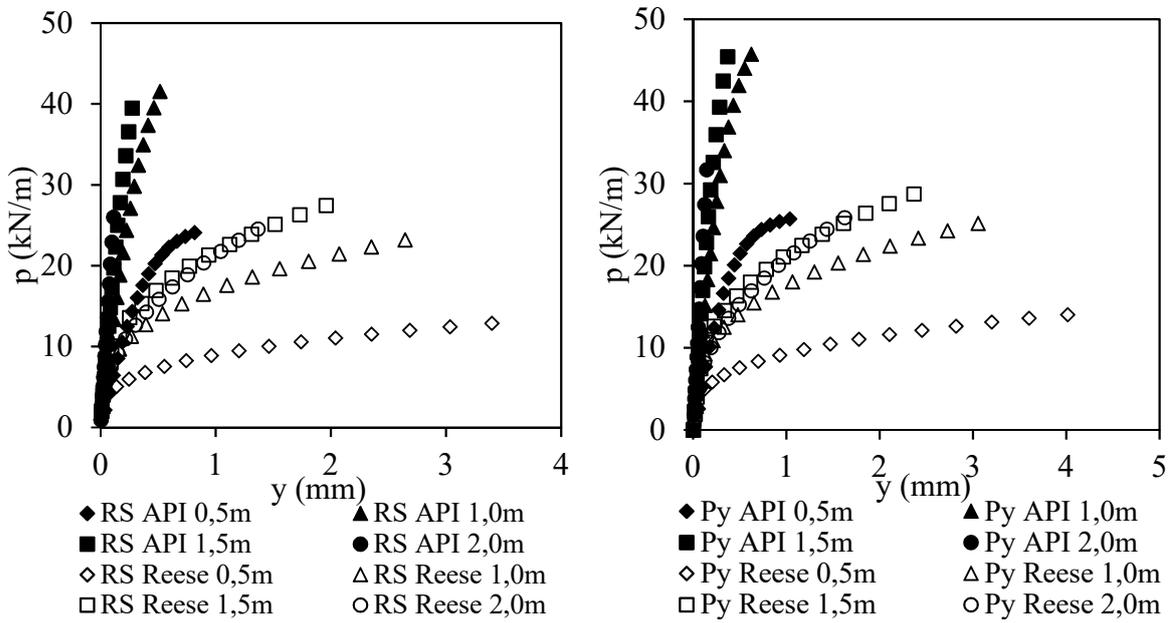


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme a Figura 68, observa-se que, para baixos níveis de carregamento, as curvas obtidas pelos *softwares* são praticamente coincidentes. Após o trecho inicial das curvas, a resistência lateral do solo (p) para o método da API (2000) apresentou valores superiores aos obtidos pelo método de Reese *et al.* (1975). Ainda, foi observado que quanto maior a profundidade da curva analisada, maior o valor da resistência do solo e, portanto, menor o deslocamento observado, como já era esperado. Vale ressaltar que não foi obtida a resistência última do solo, geralmente observada quando as curvas tendem a ficar constantes no seu trecho final, devido ao baixo nível das cargas aplicadas nas PCHs.

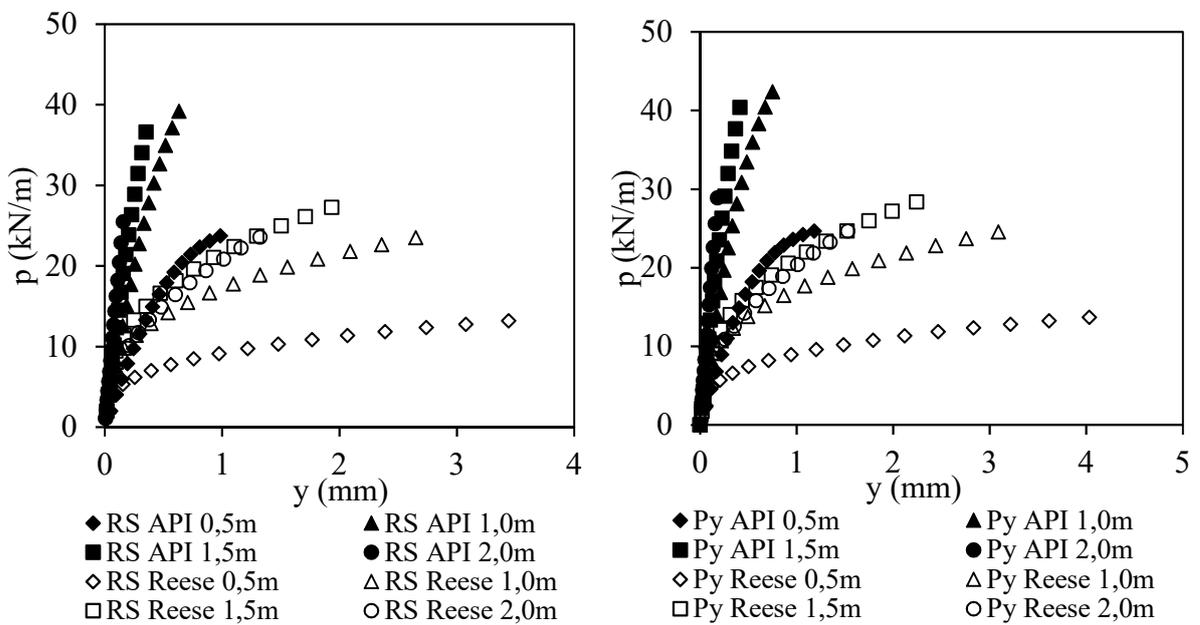
Na Figura 69, Figura 70 e Figura 71, tem-se as curvas p-y obtidas para as estacas PCH 5, PCH 6 e PCH 10, respectivamente.

Figura 69 - Previsão de curvas p-y para a PCH 5 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile



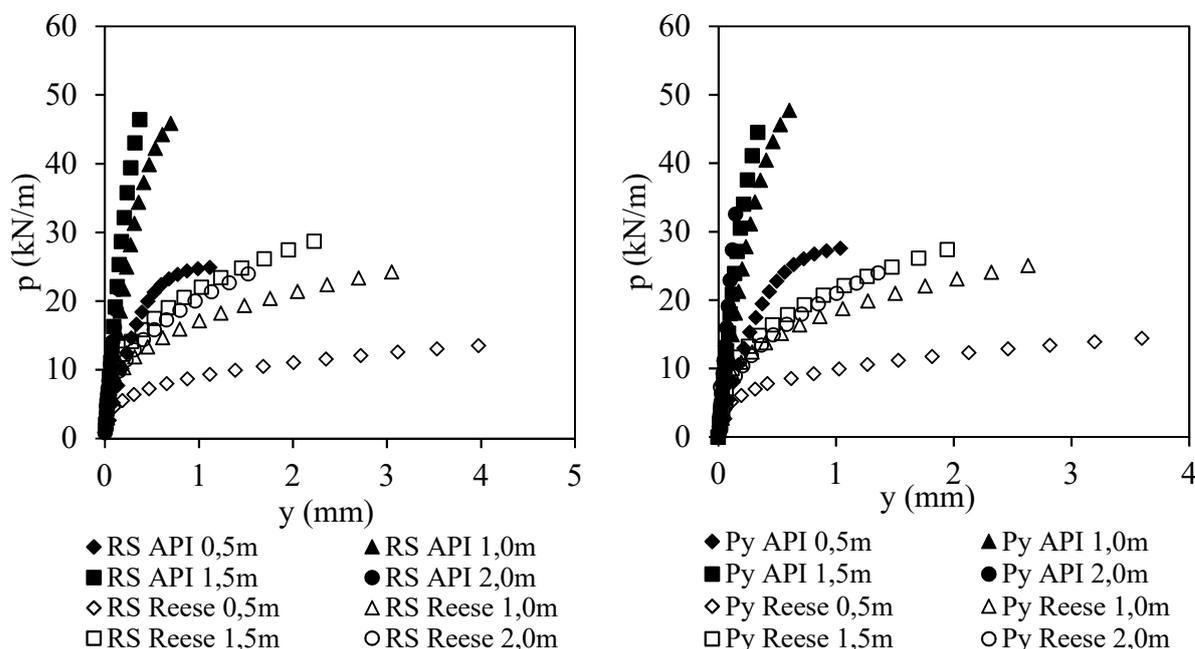
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 70 - Previsão de curvas p-y para a PCH 6 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 71 - Previsão de curvas p-y para a PCH 10 em diferentes profundidades utilizando o a) RS Pile e o b) PyPile



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme mostrado na Figura 69, Figura 70 e Figura 71, percebe-se que os resultados obtidos para as PCHs 5, 6 e 10 foram semelhantes aos obtidos para a PCH 2, onde as curvas são coincidentes para baixos níveis de carga e que, após o trecho inicial das curvas, a discrepância entre as previsões realizadas pelo método da API (2000) e pelo método de Reese *et al.* (1975) são maiores.

A Tabela 22, a seguir, mostra o intervalo das resistências máximas do solo obtidas a partir das curvas p-y das quatro PCHs, com o uso do software RS Pile, para ambos os métodos e para as quatro profundidades analisadas. Vale ressaltar que as resistências máximas obtidas são relativas ao nível do carregamento aplicado e que, portanto, não são as resistências laterais últimas.

Tabela 22 - Faixa de resistência lateral máxima do solo (kN/m) obtida a partir das curvas p-y geradas para as PCHs 2, 5, 6 e 10 nas profundidades analisadas

Método	Profundidade (m)			
	0,5	1,0	1,5	2,0
API	23,7 a 24,9	39,2 a 45,8	36,6 a 46,4	21,7 a 26,0
REESE	12,6 a 13,5	22,5 a 24,2	26,3 a 28,7	26,7 a 24,5

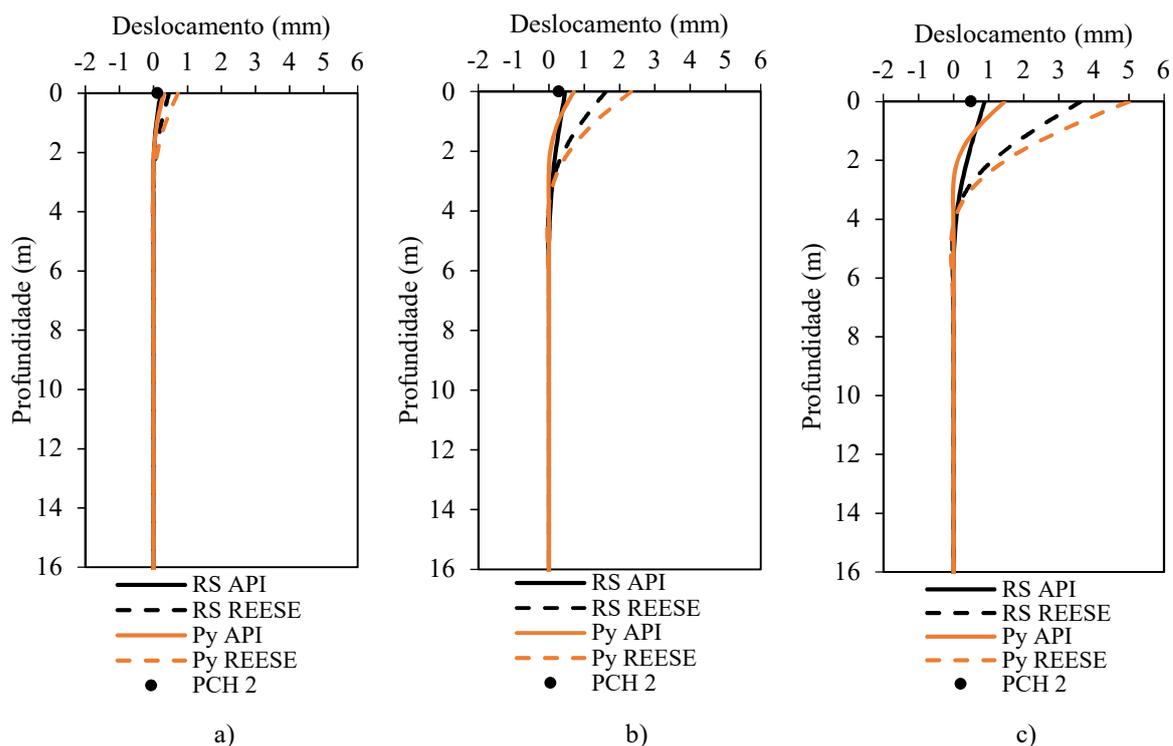
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Considerando valores médios de resistência máxima do solo nos intervalos mostrados na Tabela 22, tem-se que o método da API (2000) resultou em uma diferença percentual em relação ao método de Reese *et al.* (1975) de 87% para 0,5 m, 82% para 1,0 m, 51% para 1,5 m e de apenas 1% para 2,0 m.

5.5 Previsão de curvas y-z pelos softwares RS Pile e PyPile

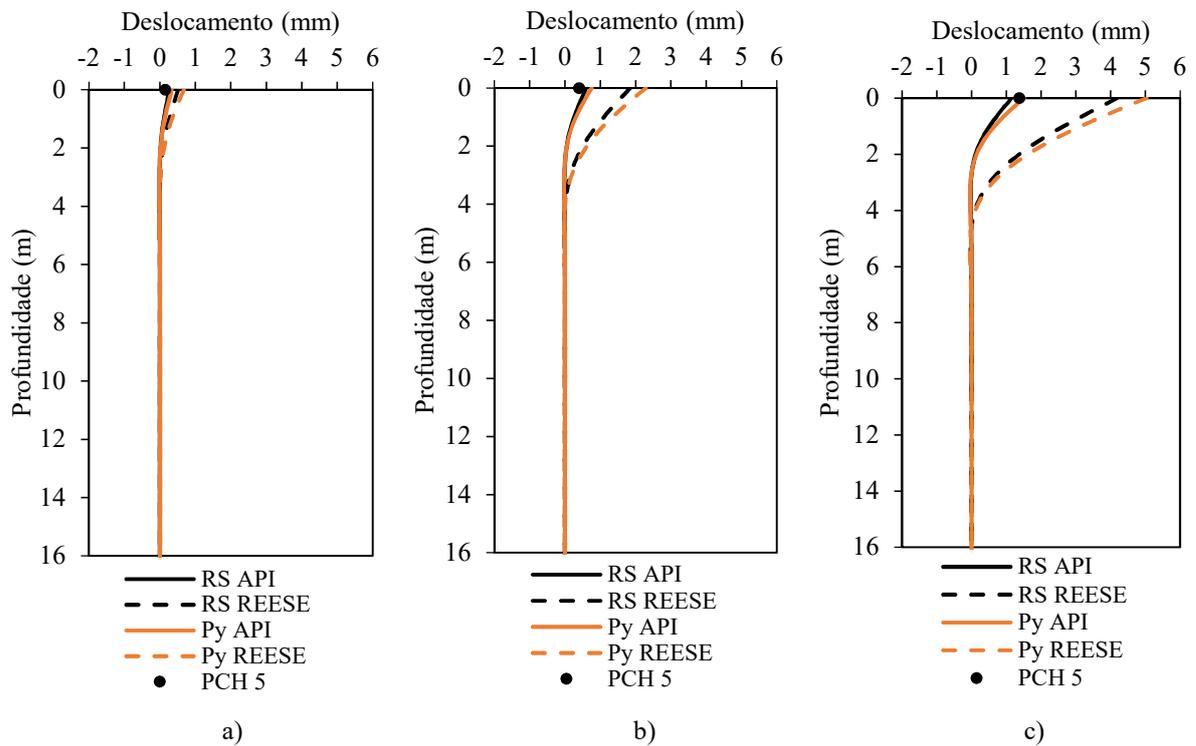
Foram previstas, ainda, curvas deslocamento horizontal x profundidade (curvas y-z) utilizando-se os softwares RS Pile e PyPile. A Figura 72 a Figura 75, a seguir, mostram as curvas y-z para as estacas PCHs 2, 5, 6 e 10, para as cargas de 15 kN, 30 kN e 48 kN, e seus valores experimentais.

Figura 72 - PCH 2: Curvas y-z para a) H = 15 kN, b) H = 30 kN, c) H = 48 kN



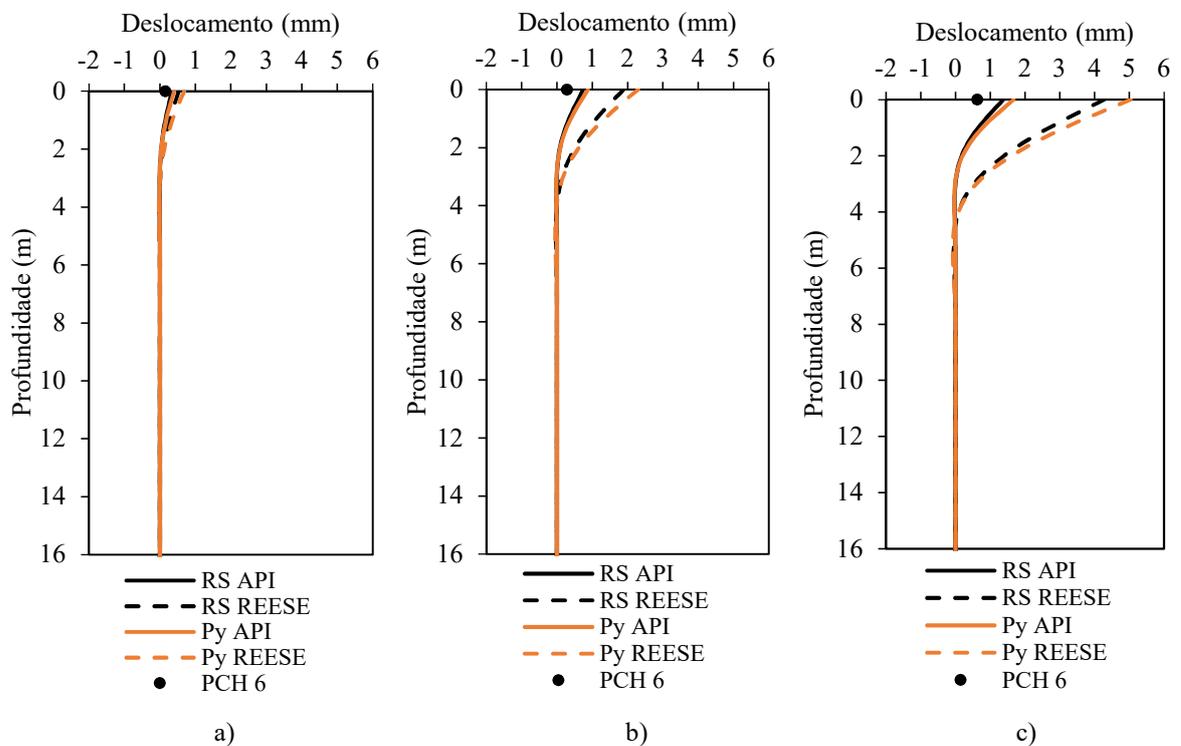
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 73 - PCH 5: Curvas y-z para a) $H = 15 \text{ kN}$, b) $H = 30 \text{ kN}$, c) $H = 48 \text{ kN}$



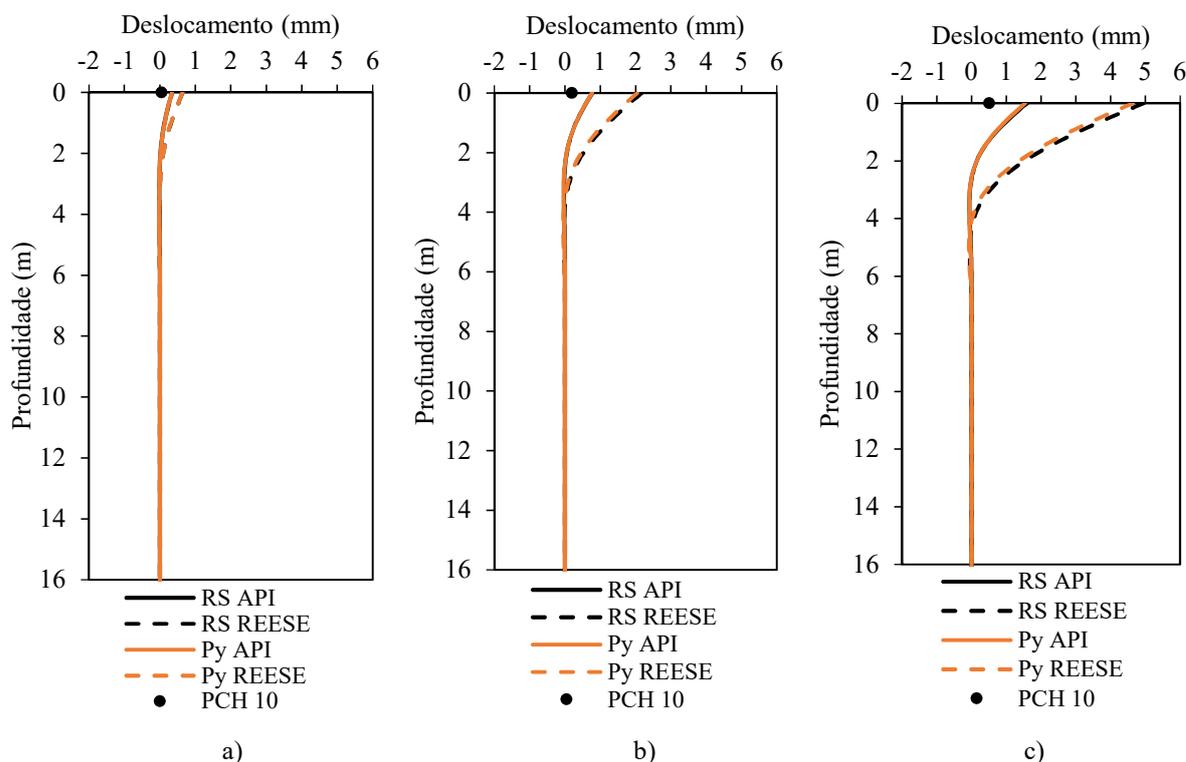
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 74 - PCH 6: Curvas y-z para a) $H = 15 \text{ kN}$, b) $H = 30 \text{ kN}$, c) $H = 48 \text{ kN}$



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 75 - PCH 10: Curvas y-z para a) H = 15 kN, b) H = 30 kN, c) H = 48 kN



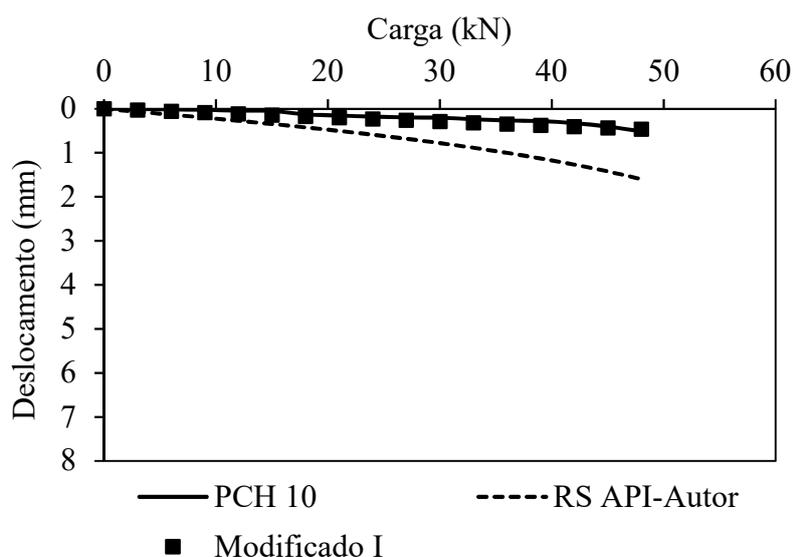
Conforme observa-se na Figura 72 a Figura 75, pode-se perceber que para a estaca PCH 10 as curvas de deslocamento horizontal ao longo da profundidade são coincidentes. Já para as estacas PCH 2, 5 e 6 há uma discrepância maior nos deslocamentos na superfície, principalmente para as cargas de 30 kN e 45 kN da PCH 2, mas que convergem para o deslocamento nulo a partir dos 4 m de profundidade, aproximadamente. A diferença maior se dá quando comparado o método da API (2000) com o de Reese *et al.* (1975), sendo para este último método os maiores deslocamentos observados. As diferenças percentuais dos deslocamentos previstos na superfície pelos métodos em relação aos valores de referência, para as cargas de 30 kN e 48 kN, foram expressas na Tabela 21.

5.6 Comparação entre previsões de curvas carga x deslocamento horizontal

Este item tem o objetivo de avaliar se as previsões efetuadas pelas propostas apresentadas nesta pesquisa proporcionaram resultados comparáveis aos obtidos com a utilização dos *softwares* utilizados por curvas p-y. A Figura 76, a seguir, mostra a comparação entre a curva carga x deslocamento horizontal prevista pela proposta modificado I, por esta ter

apresentado a melhor convergência em relação aos deslocamentos experimentais da estaca PCH 10 utilizada na validação, e a curva obtida pelo método da API com o n_h obtido nesta pesquisa (API-Autor). Vale mencionar que o *software* utilizado para a comparação das curvas carga x deslocamento horizontal foi o RS Pile.

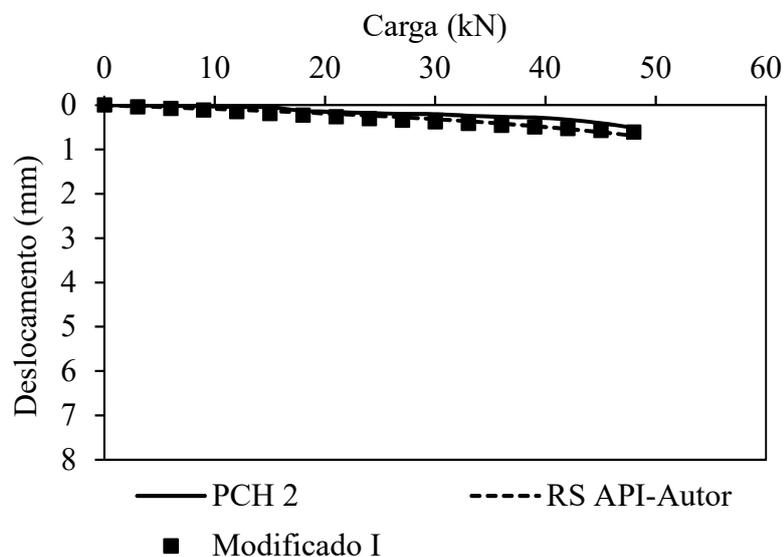
Figura 76 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 10.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

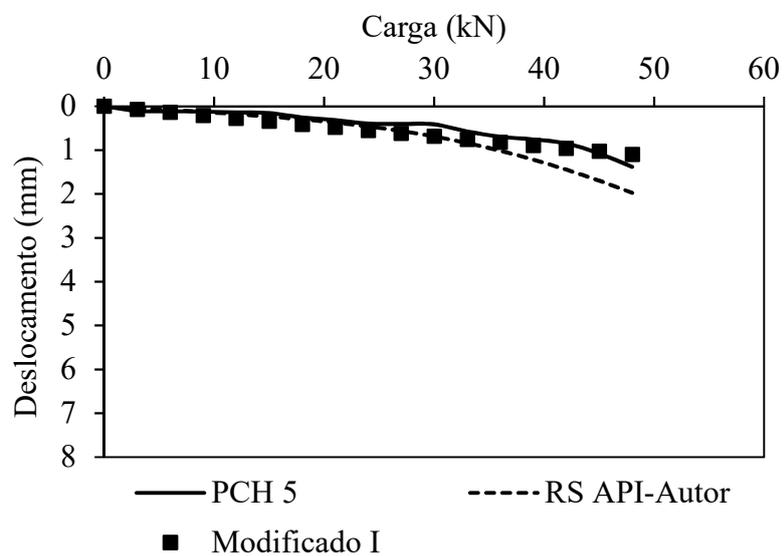
Conforme mostra a Figura 76, observa-se que, apesar do método modificado I ter proporcionado maior concordância com relação aos deslocamentos experimentais, o uso do *software* RS Pile também proporcionou previsões concordantes. Tal comparação também foi feita para as demais estacas utilizadas na modelagem (PCHs 2 5 e 6), conforme a Figura 77, Figura 78 e Figura 79 a seguir.

Figura 77 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 2



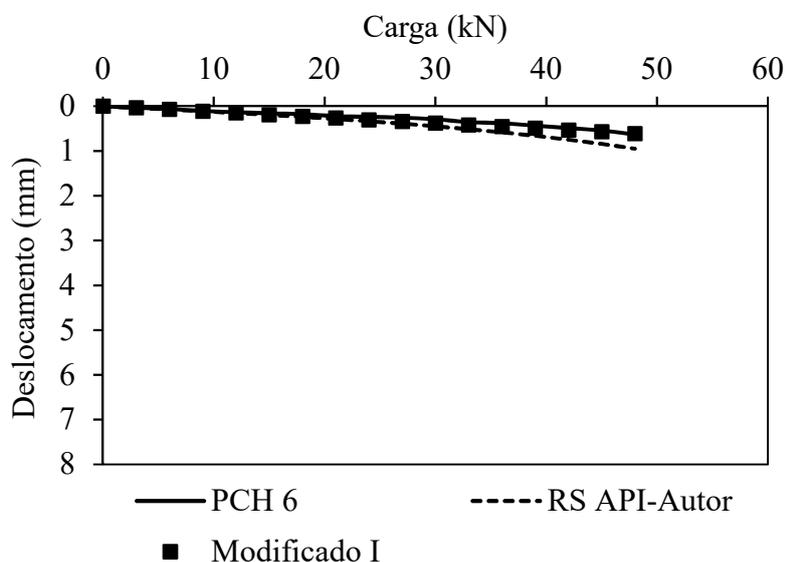
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 78 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 5



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 79 - Comparação das curvas carga x deslocamento obtidas pela proposta modificado I e pelo método da API-Autor com os valores experimentais da estaca PCH 6



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para as PCHs 2, 5 e 6, observa-se que as previsões com o uso do software RS Pile foi implicaram também em boa concordância, assim como ocorrido com o método modificado I, como já verificado anteriormente.

5.7 Conclusões parciais de previsões efetuadas por *softwares*

Este capítulo apresentou previsões de curvas H-y, p-y e y-z ao longo da profundidade por meio dos métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975), utilizando os *softwares* RS Pile e PyPile. A seguir, são apresentadas algumas conclusões parciais relacionadas a essa parte do estudo:

- As curvas H-y previstas no topo pelo método da API (2000), com a proposta do n_h obtida pela presente pesquisa (API-Autor), proporcionaram os resultados mais convergentes com relação aos deslocamentos experimentais obtidos nas provas de carga. A PCH 2 resultou em uma diferença percentual de 13% em relação ao valor experimental na carga de trabalho da estaca e de 37% na carga de ensaio. A maior diferença percentual se deu para a PCH 10. Contudo, vale mencionar que a estaca PCH 10 não fez parte dos dados para obtenção da equação de n_h proposta e, mesmo assim, obtiveram-se resultados bastantes convergentes.

- As curvas p-y previstas mostraram que as resistências máximas estimadas pelo método da API (2000), considerando o carregando aplicado na prova de carga, foram superiores ao método de Reese *et al.* (1975). Considerando os intervalos de resistência última do solo na Tabela 22, a menor diferença percentual encontrada, considerando os valores médios dos intervalos, foi de 1%, para a profundidade de 2,0 m, e a maior foi de 87%, para a profundidade de 0,5 m. Ainda, conforme esperado, as curvas p-y indicaram maiores rigidezes do solo em profundidades maiores.
- As curvas y-z previstas pelos *softwares* para ambos os métodos foram coincidentes para a estaca PCH 10. Para as estacas PCH 5 e PCH 6 houve uma pequena discrepância nos deslocamentos na superfície do solo. Já para a estaca PCH 2, as discrepâncias foram mais acentuadas na superfície, principalmente para as cargas de 30 kN e 45 kN. Os deslocamentos foram nulos a partir dos 4 m de profundidade, aproximadamente, para todas estacas.
- Comparando a proposta modificado I e as previsões deste capítulo com o uso dos *softwares*, conclui-se que ambas são capazes de fornecer resultados convergentes. Além da proposta modificado I, as demais apresentadas no capítulo anterior (modificado II, T igual a 0,90 e as correlações para o n_h encontradas para a proposta 1 e 2) também se mostraram capazes de fornecer resultados convergentes para baixos níveis de deslocamento horizontal, assim como verificado com o uso dos *softwares*.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 Conclusões

1. Ensaio de campo

Os baixos deslocamentos registrados na prova de carga juntamente ao comportamento linear das curvas carga-deslocamento permitem afirmar que as estacas estão trabalhando no regime elástico. Para a carga de trabalho da estaca, o deslocamento médio obtido em relação ao diâmetro das estacas foi de 0,05% para a carga de trabalho e de 0,15% para a carga de ensaio.

2. Previsões de deslocamento horizontal

Nesse capítulo foram propostas diversas formas para previsão dos deslocamentos horizontais do solo com o objetivo de obter a convergência entre os deslocamentos estimados e os deslocamentos experimentais das provas de carga. Por fim, tais propostas foram validadas.

Para a proposta modificado II, obtida utilizando-se as PCHs 1 a 9, a melhor previsão apresentou uma diferença percentual de apenas 6% (PCH 2) na carga de trabalho da estaca. Para todas as demais estacas os deslocamentos horizontais previstos também foram concordantes.

Foi proposto também no presente trabalho equações para o cálculo do n_h (proposta 1 e 2). Para as estacas PCHs 1 a 9, as propostas 1 e 2 proporcionaram previsões de deslocamentos horizontais concordantes com os valores experimentais, ao contrário das previsões obtidas pela proposta de Décourt (1991), que resultaram em deslocamentos bastante discordantes.

A fim de validar as propostas apresentadas nesta pesquisa, utilizou-se a estaca PCH 10, do presente trabalho, e as estacas dos casos 1 e 2. Para a PCH 10, as previsões efetuadas pelo método modificado I proporcionaram a melhor concordância. Para a estaca HC1-A (caso 1) e para a estaca PC1-DP (caso 2), as previsões efetuadas pela proposta do parâmetro T de 0,90 proporcionaram a melhor concordância com relação aos deslocamentos experimentais. Já para a estaca PC4-DP (caso 2), a proposta 1 apresentou os melhores resultados. Para ambos os casos apresentados na validação todas as propostas desta presente pesquisa foram concordantes para baixos níveis de deslocamentos horizontais.

Quando se analisa a convergência dos resultados a partir do nível de deslocamento horizontal em relação ao diâmetro das estacas (y/D) utilizadas na validação, foi obtido para a estaca PCH 10 o valor de 0,1%. Para o Caso 1, obteve-se um valor de 0,6% para a HC1-A. Já para o Caso 2, as previsões convergiram para uma relação y/D média de 1,2% para as estacas PC1-DP e PC4-DP. Esses resultados mostram que as propostas apresentadas neste trabalho são boas soluções para estacas submetidas a baixas cargas horizontais, que estejam trabalhando no regime elástico e que resultem em baixos níveis de y/D , como é o caso das estacas estudadas neste trabalho (PCH 1 a PCH 10).

3. Previsão de deslocamentos horizontais com o uso de *softwares*

Nesse capítulo foram previstas curvas H-y no topo da estaca e curvas p-y e y-z ao longo da profundidade por meio dos métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975), utilizando os *softwares* RS Pile e PyPile.

As curvas H-y que proporcionaram os resultados mais convergentes com relação aos deslocamentos experimentais das provas de carga foram as previstas com o método da API (2000), com a proposta do n_h obtida pela presente pesquisa (API-Autor). A melhor convergência foi obtida para a estaca PCH 2.

Ao longo da profundidade, verificou-se que as curvas p-y previstas pelo método da API (2000) obtiveram resistências máximas, para o carregamento aplicado nas PCHs desta pesquisa, superiores as obtidas pelo método de Reese *et al.* (1975). Observou-se, ainda, que as curvas p-y, para ambos os métodos, foram coincidentes para baixos níveis de carga (trecho inicial das curvas), e que divergiram conforme o aumento do carregamento aplicado. Ainda, os métodos indicaram maiores rigidizes do solo ao longo da profundidade, como já era esperado.

Já as curvas y-z previstas mostraram comportamentos variados para as estacas analisadas. Verificou-se que, para a estaca PCH 10, as curvas y-z coincidiram para os métodos da API (2000) e de Reese *et al.* (1975). Já para as PCHs 5 e 6, houve uma pequena divergência nos deslocamentos na superfície do solo, e para a PCH 2, essas as discrepâncias foram um pouco mais acentuadas.

6.2 Recomendações

Recomenda-se aplicar as propostas apresentadas neste trabalho para outros casos a fim de que elas sejam validadas de uma forma mais ampla.

Nas propostas de correlação $n_h \times N_{SPT}$, recomenda-se o incremento de estacas de outros trabalhos e a sua respectiva validação a fim de verificar a convergência de resultados com as previsões a serem realizadas.

Recomenda-se, também, que seja feito o monitoramento das estacas durante a prova de carga a fim de obter de fato as curvas p-y experimentais ao longo da profundidade e, de posse delas, comparar com as curvas p-y previstas pelos métodos usados.

REFERÊNCIAS

- ABAGNARA, V. **Modellazione e analisi di pali sotto carichi orizzontali**. 2009. 463 p. Tesi (Dottorato) - Università degli Studi di Napoli Federico II, 2009.
- ABREU, J. A. **Avaliação do comportamento de grupos de fundação carregados lateralmente em solo poroso colapsível e tropical do distrito federal**. 2014. 177 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, 2014.
- AHMED, M. A. N. Experimental and theoretical studies of laterally loaded finned piles in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, p. 381-393, 2014.
- ALEM, A.; BENAMAR, A. Graphs for the design of laterally loaded piles in clay. *In: International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000, 2002, Melbourne. Proceedings [...]. Melbourne, Australia. 2002.*
- ALMEIDA, M. A. D. **Análise do comportamento de estacas strauss submetidas a carregamento horizontal no solo da região de Londrina – PR**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, Paraná, 2008.
- ALIZADEH, M., DAVISSON, M. T. Lateral load tests on piles Arkansas river project. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. SM5, p. 1583-1604, 1970.
- ALONSO, U. R. Recomendação para realização de provas de carga horizontal em estacas de concreto armado. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 8, 1986, Porto Alegre. **Anais [...]. Porto Alegre: ABMS, 1986. p. 261-276.**
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo. Edgard Blücher. 1989. 169 p.

ALONSO, U. R. **Prova de carga horizontal em estaca hélice contínua**. Solos e Rochas, São Paulo, n. 21, p. 51-57, 1998.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - Working Stress Design**. API recommended practice 2a-wsd (RP 2A-WSD), Washington D.C., 1993.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms - Working Stress Design** API recommended practice 2a-wsd (RP 2A-WSD), Washington D.C., 2000.

ARAÚJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. 2013. 221 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

BALLARIN, R. C. **Análise estática de estacas carregadas lateralmente**. 2016. 44 p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

BASU, D.; SALGADO, R.; PREZZI, M. **Analysis of laterally loaded piles in multilayered soil deposits**. 2008. Publication FHWA/IN/JTRP-2007/23, Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2008.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 90, n. SM2, p. 27-63, 1964.

BROMS, B. B. Design of lateral loaded piles. **Journal of soil mechanics and foundations division**, v. 91, n. SM3, p. 79-99, 1965.

BROW, D. A.; KUMAR, M. **P-y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model**. Numerical Models Geomechanics, NUMOG III, 683-690, 1989.

BROW, D. A.; SHIE, C. F. (1991). Modification of p-y curves to account for group effects on laterally loaded piles. *In: Geotechnical Engineering Congress, 1991, Colorado. Proceedings [...].* Colorado, 479-489, 1991.

CINTRA, J. C. A., ALBIERO, J. H. Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) através de provas de carga lateral em estacas. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Recife, PE. Anais [...].* Recife, PE: ABMS, 1982. v. 2, p. 123-138.

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

COLMAN, R.B., HANCOCK, T.G. The behaviour of laterally loaded piles. *In: ECSMFE, 5, 1972, Madrid. Proceedings [...].* Madrid, 1972. v.1, p. 339-345.

CORREIA, A. G.; SANTOS, J. A. Influence of non-linear behavior of concrete in laterally loaded piles desing. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu. Anais [...].* Foz do Iguaçu, v. 1, 1994. p. 231-238.

DAVISSON, M. T. Lateral load capacity of piles. **Highway Research Record**, Washington, D.C, 333 ed., p. 104-112, 1970.

DAVISSON, M. T., GILL, H. L. Laterally loaded piles in a layered soil system. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 89, p. 63-94, 1963.

DAVISSON, M. T., PRAKASH, S. A review of soil-pile behaviour. *In: STRESSES IN SOILS AND LAYERES SYSTEMS, NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 1963, Washington, DC. Anais [...].* Washington, D.C.: Highway Research Record, 1963. p. 25-48.

DAVISSON, M.T., SALLEY, J.R. Model study of laterally loaded piles. **Journal of the soil mechanics and foundations division**, v. 96, n. SM5, p. 1605-1627, 1970.

DÉCOURT, L. Load - deflection prediction for laterally leaded piles based on N-SPT values. *In: Proceedings of the 4º Internacionl Conference on Piling and Deep Foundations, A. A Balkema, vol. 1, p.549-555, 1991.*

DEL PINO JÚNIOR, A. **Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavada com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais**. 2003. 164 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2003.

DESAI, C. S., CHRISTIAN, J. T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. New York : McGraw-Hill, 783p, 1977.

DUNCAN, J. M., EVAN Jr, L. T., OOI, P. S. K. **Lateral load analysis of single piles and drilled shafts**, JGED, ASCE, v. 120, n. 6, p. 1018-1033, 1994.

ESTIVALETT, V. M. O. **Comparação de modelos de análise de estacas carregadas transversalmente**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2016.

FARO, V. P. **Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados: Conceção, Provas de Carga e Diretrizes de Projeto**. 2014. p. 349. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

FERREIRA, C. V.; LOBO, A. S.; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. Comportamento de estaca carregadas lateralmente, implantada em solo reforçado com solo-cimento. *In*: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, X CNG, Lisboa. **Anais [...]**. Lisboa, 2006.

GABR, M A.; BORDEN, R. H. Analysis of load deflection response os laterally loaded piers using DTM. *In*: 1st International Conference on Penetration Testing , ISOPT-1, Orlando. **Proceedings [...]**. Orlando, Flórida, v. 1, p. 513-520, 1988.

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetômetro estático**. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 1983.

GUO, W. D.; LEE, F. H. Theoretical load transfer approach for laterally loaded piles. **International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 25(11): 1101-1129, 2001.

HANSEN, B.J. The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces. **The Danish Geotechnical Institute**. Copenhagen, Bulletin, n. 12, p.5-9, 1961.

HETENYI, M. **Beams on elastic foundations**. Ann Arbor: University Michigan Press, 1946.

KOCSIS, P. Discussion of lateral load tests on piles - Arkansas River Project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 97, p. 932-935, 1971.

HO-YOUNG, C.; SEUNG-RAE, L.; HYUN-IL, P.; DAE-HONG, K. Evaluation of lateral load capacity of bored piles in weathered granite soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 139 (9), p. 1477-1489, 2013.

IGNÍZIO, J.P., CAVALIER, T.M. **Linear Programming**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1994.

JASIM, M. A., ZAMRI, H. C., MOHD, R. T. Single Pile Simulation and Analysis Subjected to Lateral Load. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 13, p. 1-15, 2008.

KASSOUF, R. **Análise de Prova de Carga em Tubulão a Céu Aberto Submetido a Esforço Horizontal em Solo não Saturado de Diabásio da Região de Campinas**. 2012. 111 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, 2012.

KIM, B. T., KIM, N. K., LEE, W. J.; KIM, Y. S. Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong river sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 130, n. 4, p. 416–425, 2004.

KOCSIS, P. Discussion of lateral load tests on piles - Arkansas River Project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 97, p. 932-935, 1971.

KOOIJMAN, A. P. Comparison of an elastoplastic quasi three-dimensional model for laterally loaded piles with fields tests. *In*: III International symposium - numerical models in geomechanics, Niagara Falls. **Proceedings** [...]. Niagara Falls, Canada, 1989.

LASDON, L. S.; WAREN, A. D.; JAIN, A.; RATNER, M. Design and testing of a generalized reduced gradient code for nonlinear programming. **ACM Transactions on Mathematical Software**, New York, v. 4, n. 1, p. 34-50, 1978.

LI, W., IGOE, D., GAVIN, K. **Evaluation of CPT-based p-y models for laterally loaded piles in siliceous sand**. ICE-Geotechnical Letters, 4(2), p. 110–117, 2014.

LI, W., IGOE, D., GAVIN, K. **Field tests to investigate the cyclic response of monopiles in sand**. ICE-Geotechnical Engineering, 168(5), p. 407–421, 2015.

LI, W., ZHU, B. e YANG, M. Static response of monopile to lateral load in overconsolidated dense sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 143, ed. 7, 2017.

LIMA, M. **Avaliação de metodologias de projeto para estacas carregadas horizontalmente assentes em argila porosa colapsível**. 2001. 107 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2001.

MCCLELLAND, B.; FOLCH JR, J.A. **Soil modulus for laterally loaded piles**, ASCE, vol. 123, p. 1049-1086, 1958.

MADABHUSHI, S. P. G., HAIGH, S. K. Finite Element Analysis of Pile Foundations Subject to Pull-Out. *In: The 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering: Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems*, 1998, Udine. **Proceedings** [...]. Udine, Itália, v. 397, 1998.

MARZOLA, M. M. **Análise do comportamento de estaca escavada de pequeno diâmetro submetida a carregamento horizontal em solo não saturado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, 2016.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. Foundation analysis of offshore pile supported structures. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 5., 1961, Paris. **Proceedings** [...]. Paris, 1961, p. 91-97.

MATLOCK, H., REESE, L.C. Generalized solutions for laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 86, n. SM5, p. 63-91, 1960.

MEYER, B. J.; REESE, L. C. **Analysis of single piles under lateral loading**. Development of Procedures for the Design of Drilled Foundations for Support of Overhead Signs, Austin, Texas, 1979.

MICHE, R. J. Investigation of piles subject to horizontal forces - Application to Quay Walls. **Journal of the School of Engineering**, n° 4, 1930, Giza.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível**. 1996. 168p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 1996.

MIRANDA JÚNIOR, G. **Estacas Submetidas a Esforços Horizontais em Solos Colapsíveis do Interior de São Paulo nas Condições Natural, Melhorada e Inundada**. 2006. 328 p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas, São Paulo, 2006.

OLIVEIRA, F. F. **Avaliação da previsão de deslocamentos e da carga de ruptura horizontal de estacas hélice contínua carregadas no topo**. 2017. 128 p. Trabalho de conclusão de curso – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

PALMER, L.A., THOMPSON, J.B. The earth pressure and deflection along the embedded lengths of piles subject to lateral thrust, *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, 1948, Rotterdam. **Anais [...]**. Rotterdam: 1948. v. 5, p. 156-161.

PORTUGAL, J. C.; SÊCO E PINTO, P. S. Analysis and design of piles under lateral loads. II International geotechnical seminar on deep foundations on bored and auger piles, Ghent. **Proceedings [...]**. Ghent, Belgium, 309-313, 1993.

POULOS, H. G. Behavior of laterally loaded piles: I-single piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 97(5), p. 711–731, 1971.

POULOS, H. G. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 99, n. SM5, p. 391-406, 1973.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Pile foundation analysis and design. Sydney: Rainbow-bridge book co., 1980.

REESE, L. C.; COX, W. R., e KOOP, F. D. Analysis of laterally loaded piles in sand. *In*: 6th Annual Offshore Technology Conference. Houston. **Proceedings** [...], Houston, Texas, n° 2. OTC 2080, 1974.

REESE, L. C.; WEILCH, R. C. Lateral loading of deep foundations in stiff clay. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE, v. 101, n° 617, p.633-64, 1975.

REESE, L. C.; VAN IMPE, W. **Single piles and pile groups under lateral loading**. Taylor & Francis, 463 p, 2001.

ROBERTSON, P. K.; DAVIES, M. P.; CAMPANELLA, R. G. Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer. **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, v. 12, n. 1, p. 30-38, 1989.

ROGÊDO, P. I. **Estacas submetidas a solicitações horizontais-cálculo pelo método dos elementos finitos**. 1970. 82 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970.

ROSA GONZÁLEZ, J. de la. **Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente**. 2014. 118 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

SANOMIA, E. H. **Desenvolvimento de curvas p-y para argilas através do método dos elementos finitos**. 2016. 129 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

SANTOS, I. C. P., SALES, M. M., LIMA, G. M. S. Efeito da interação solo-estaca na geração de momentos internos de uma estaca carregada horizontalmente. *In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 2016, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte, Brasil: ABMS, 2016.

SILVA, A. L. S. **Avaliação de Previsões de Deslocamento e Carga de Ruptura Horizontal Utilizando Estacas Escavadas de Tamanho Reduzido em Perfil de Solo Areno-Siltoso**. 2017. 119 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SOUZA, C. T. **Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Horizontais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2006.

STACUL, S.; SQUEGLIA, N.; MORELLI, F. Laterally loaded single piles response considering the influence of suction and non-linear behavior of reinforced concrete sections.. **Journal of Applied Sciences**, 7, 2017.

SU, D.; LI, J. H. Three-dimensional finite element study of a single pile response to multidirectional lateral loadings incorporating the simplified state-dependent dilatancy model. **Computers and Geotechnics**, 50: 129–142, 2013.

SUN, K. Laterally loaded piles in elastic media. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, 120:1324-1344, 1994.

TEIXEIRA, A.H; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. Fundações: teoria e prática. Hachich et al (editores). São Paulo: Ed. Pini, 1996.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Géotechnique**, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

VARATOJO, A.P.C. **Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais**. 1986. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal, 1986.

VIANA, H. M. F. **Retroanálise de estacas carregadas lateralmente a partir de um modelo de elementos finitos tridimensional**. 1999. 163 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1999.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

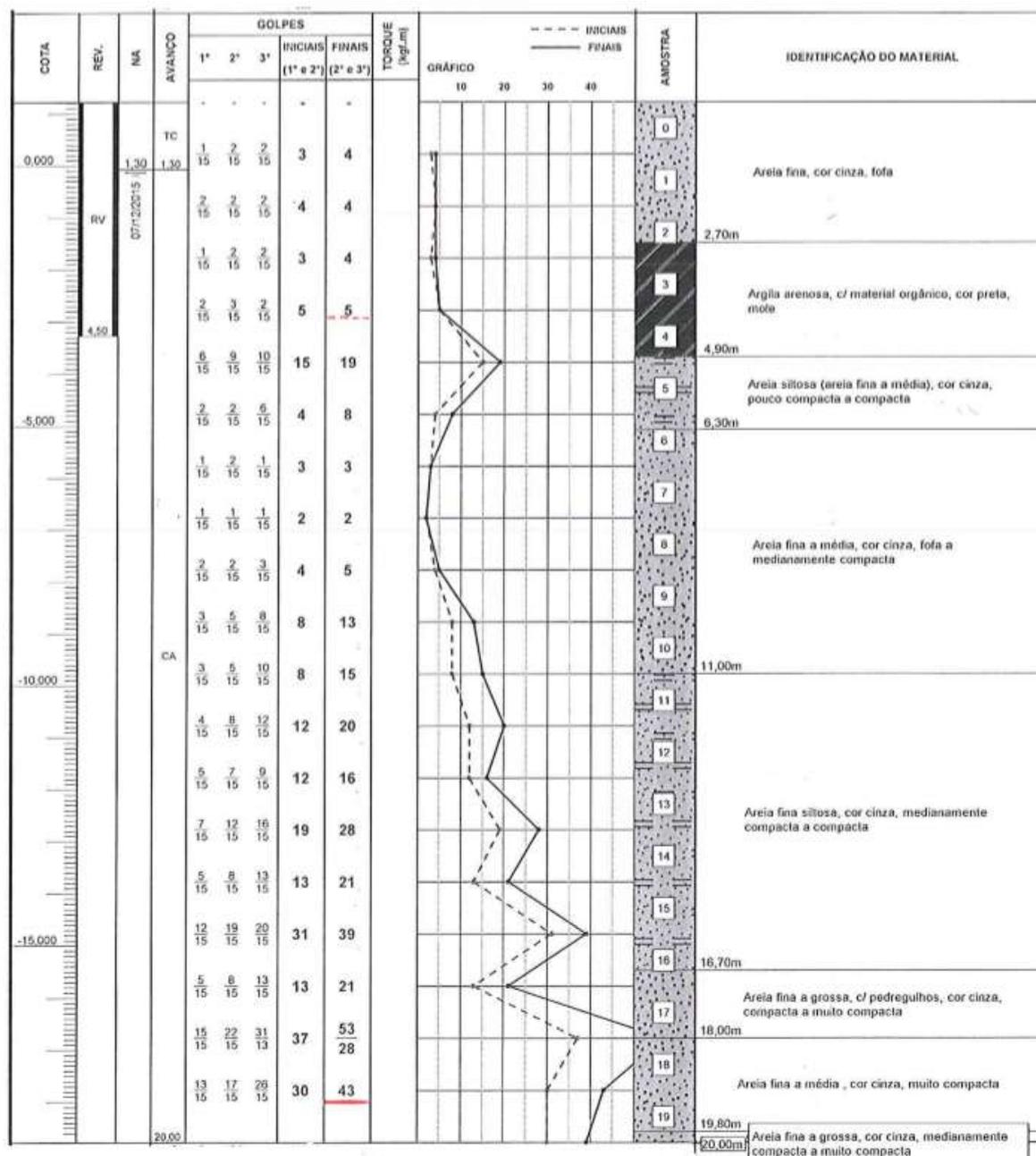
YANG, K.; LIANG, R. Methods for deriving p-y curves from instrumented lateral load tests. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 30: 1-8, 2006.

YEGIAN, M.; WRIGHT, S. G. Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays. *In*: Offshore technology conference, Houston. **Proceedings** [...]. Houston, Texas, 663-676, 1973.

ZAMMATARO, B. B. **Comportamento de estacas tipo escavada e hélice contínua, submetidas e esforços horizontais**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

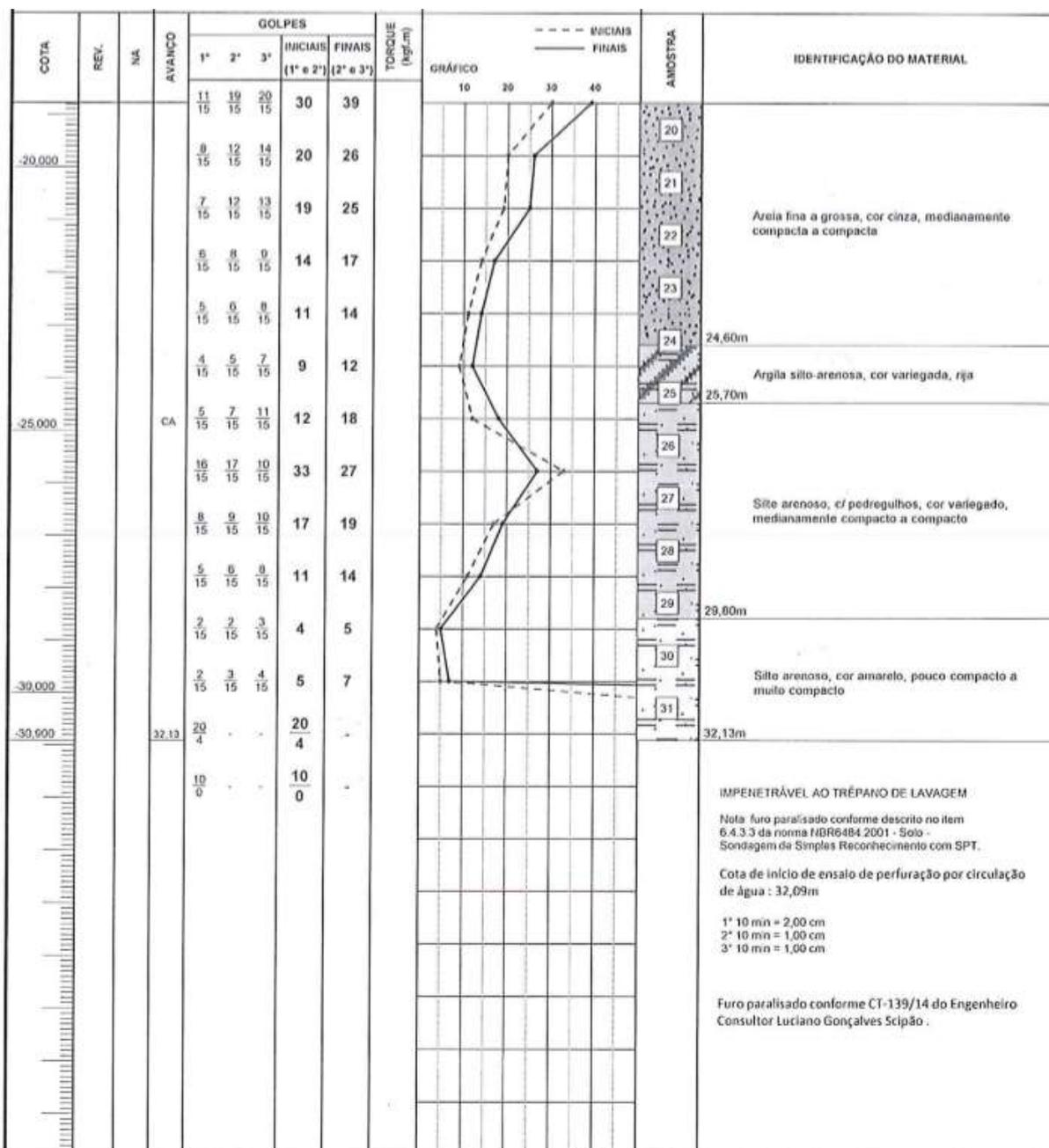
ANEXO A – SONDAGENS À PERCUSSÃO REALIZADAS NA PROXIMIDADE DE CADA ESTACA

SONDAGEM 1 - ESTACA 1 - (FOLHA 1/2)



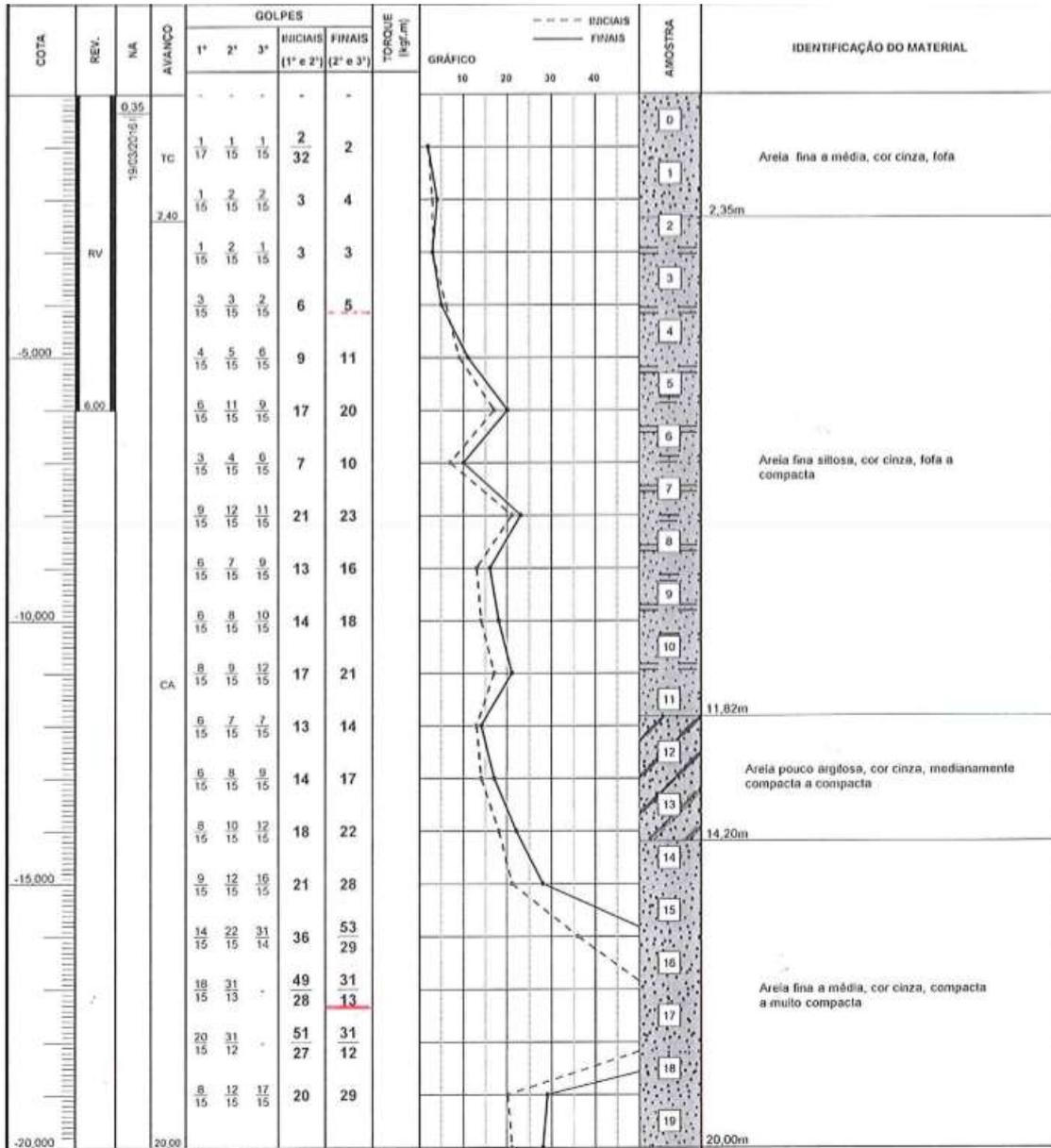
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 1 - ESTACA 1 - (FOLHA 2/2)



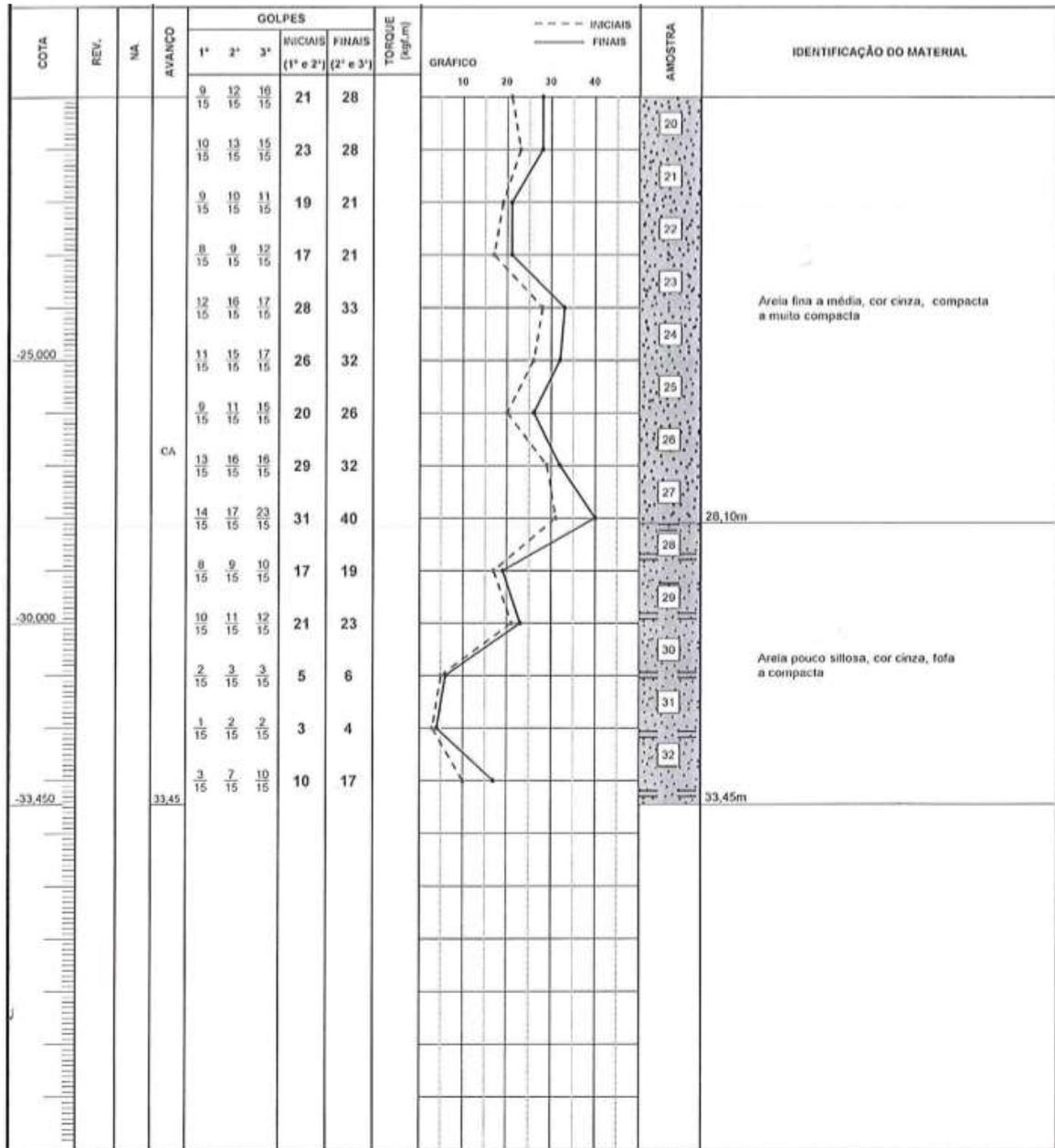
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 2 - ESTACA 2 - (FOLHA 1/2)



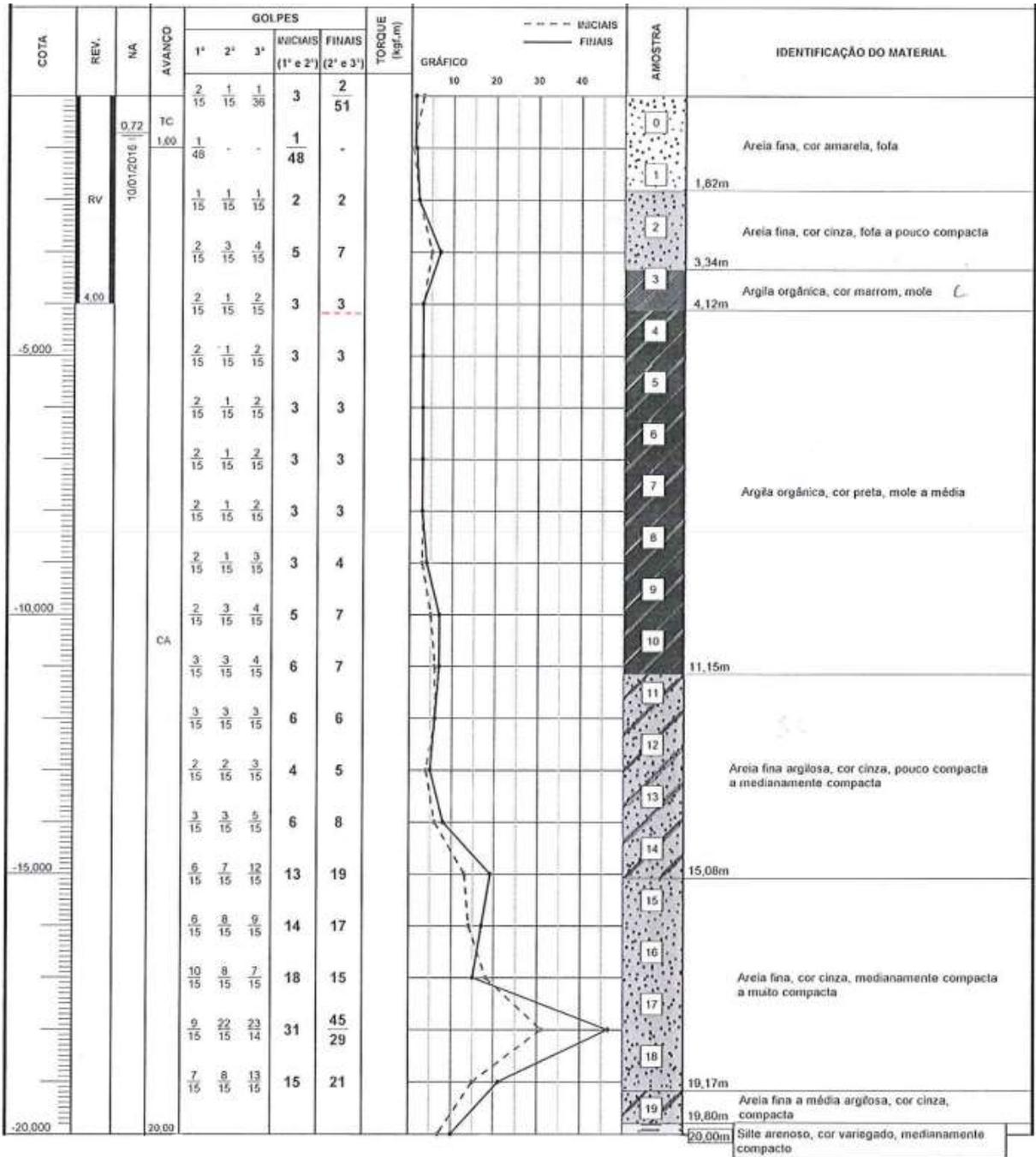
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 2 - ESTACA 2 - (FOLHA 2/2)



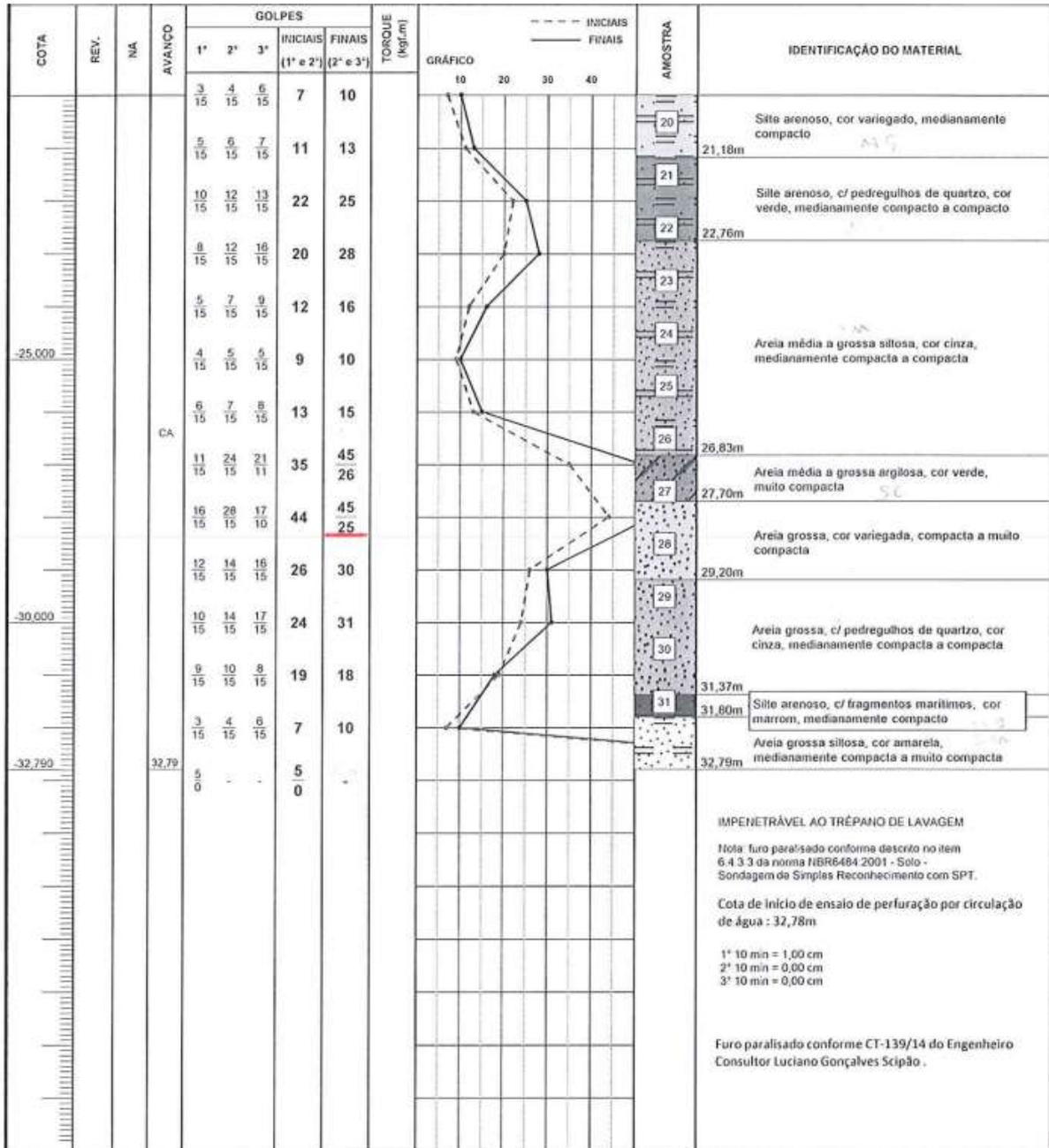
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 3 - ESTACA 3 - (FOLHA 1/2)



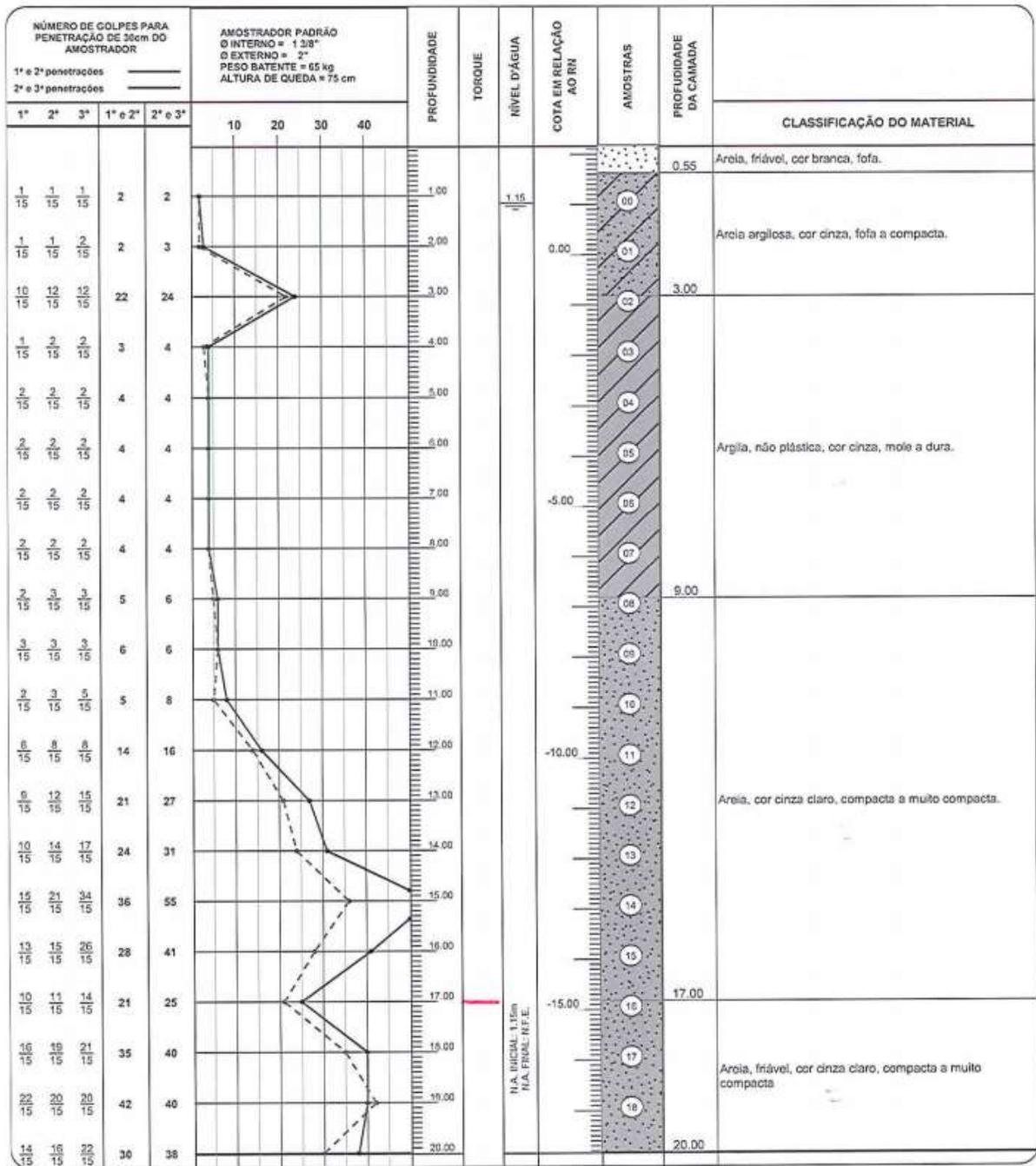
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 3 - ESTACA 3 - (FOLHA 2/2)



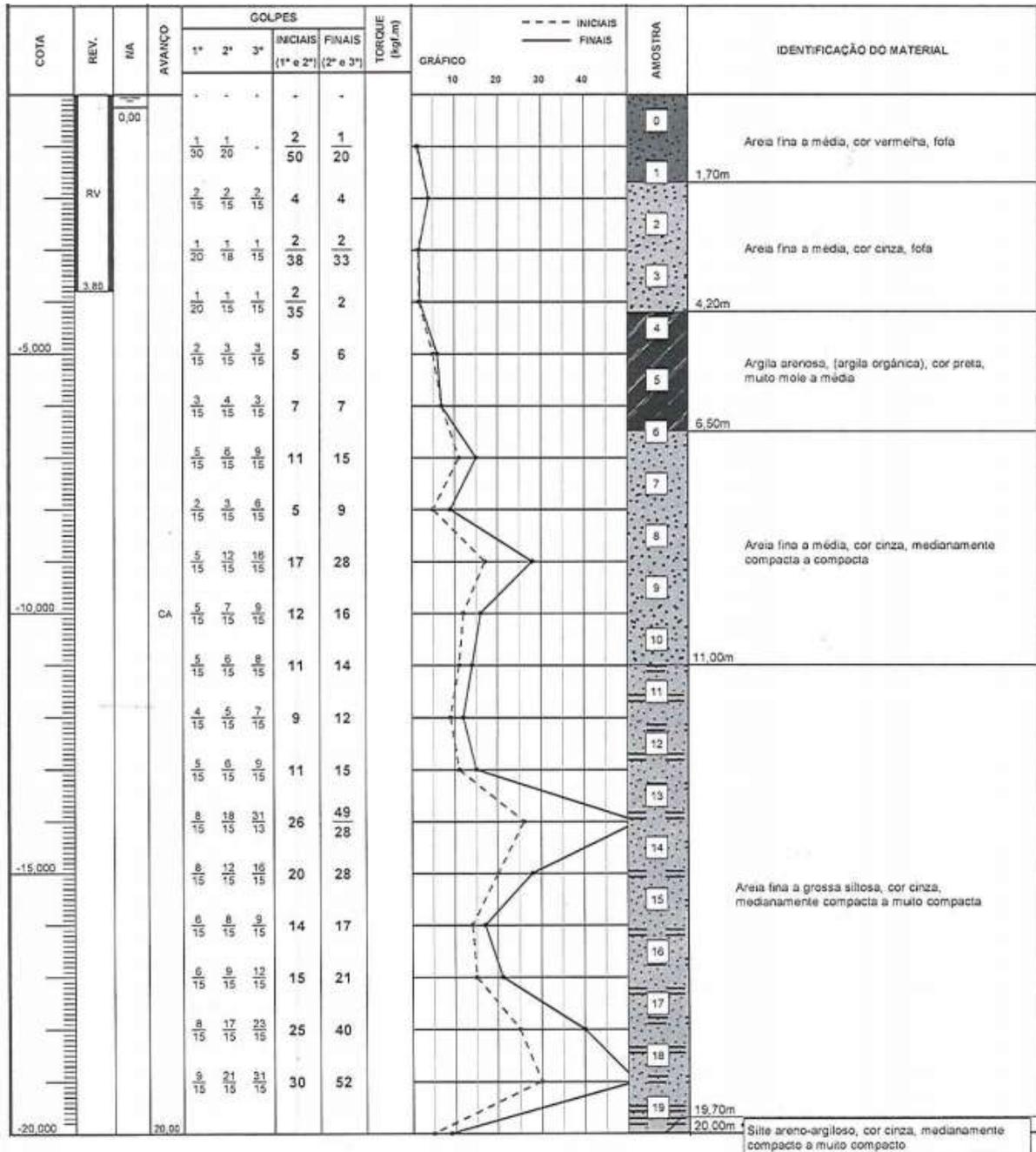
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 4 - ESTACA 4 - (FOLHA 1/2)



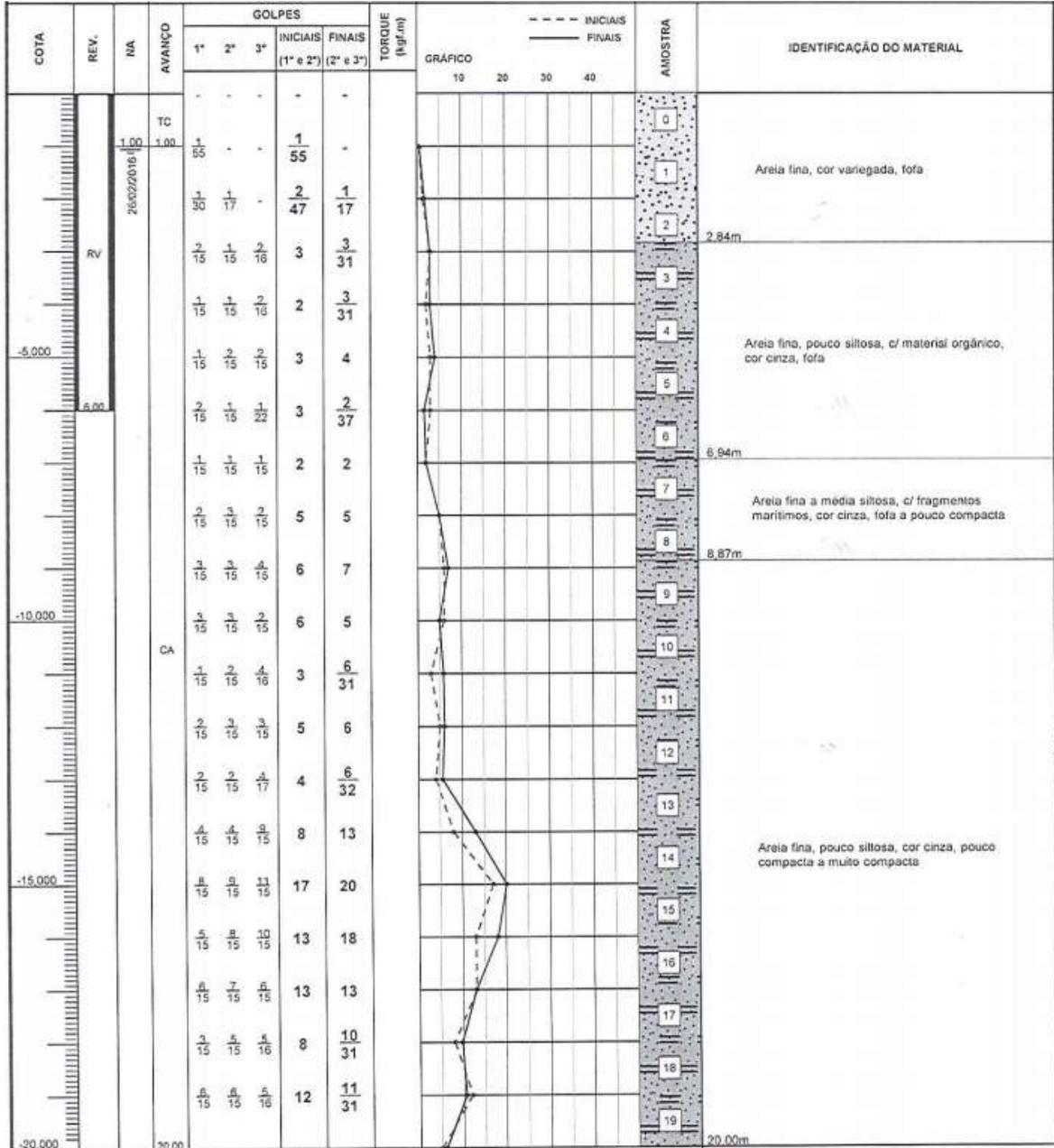
Fonte: Map (2015).

SONDAGEM 5 - ESTACA 5 - (FOLHA 1/2)



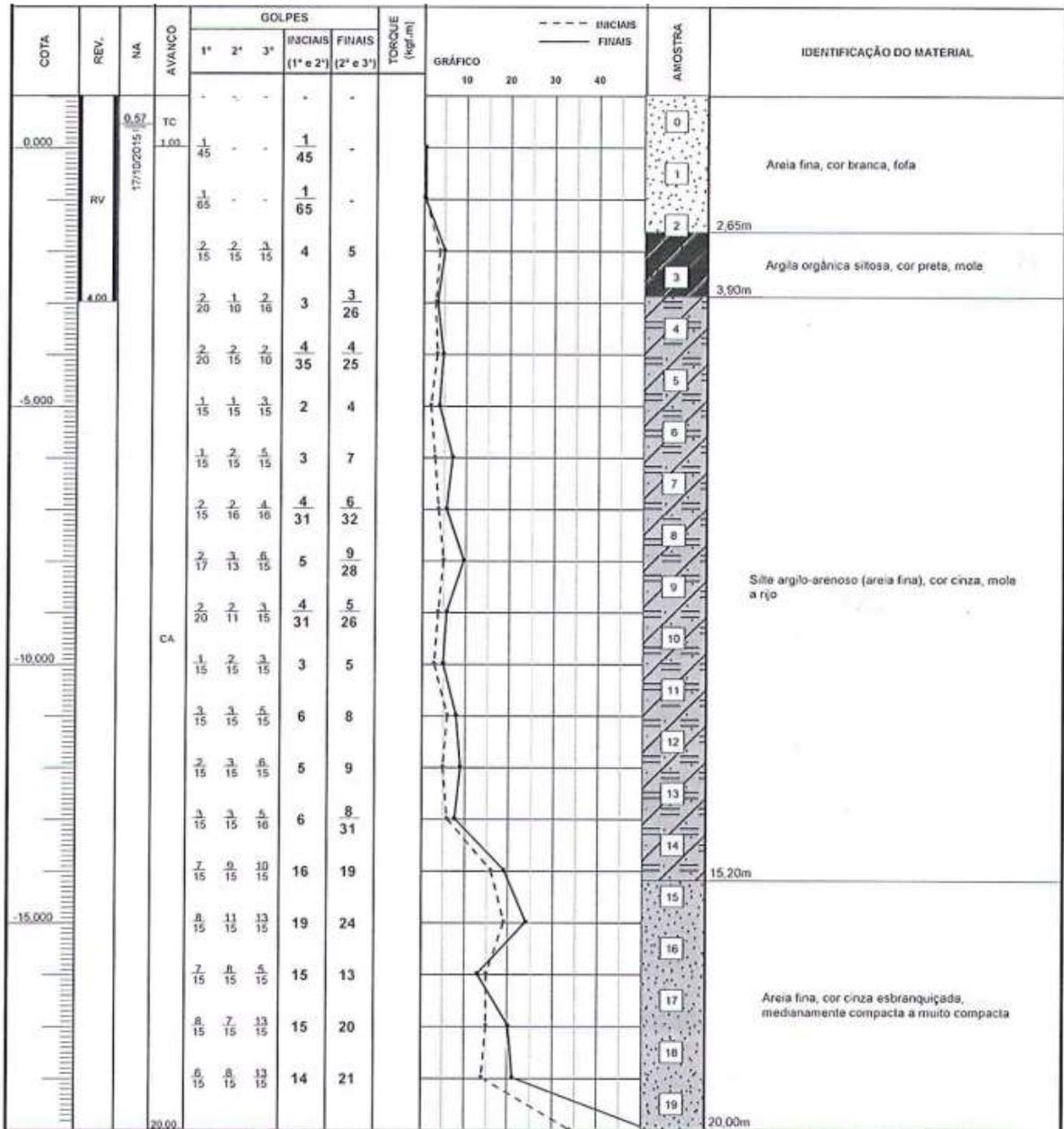
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 6 - ESTACA 6 - (FOLHA 1/2)



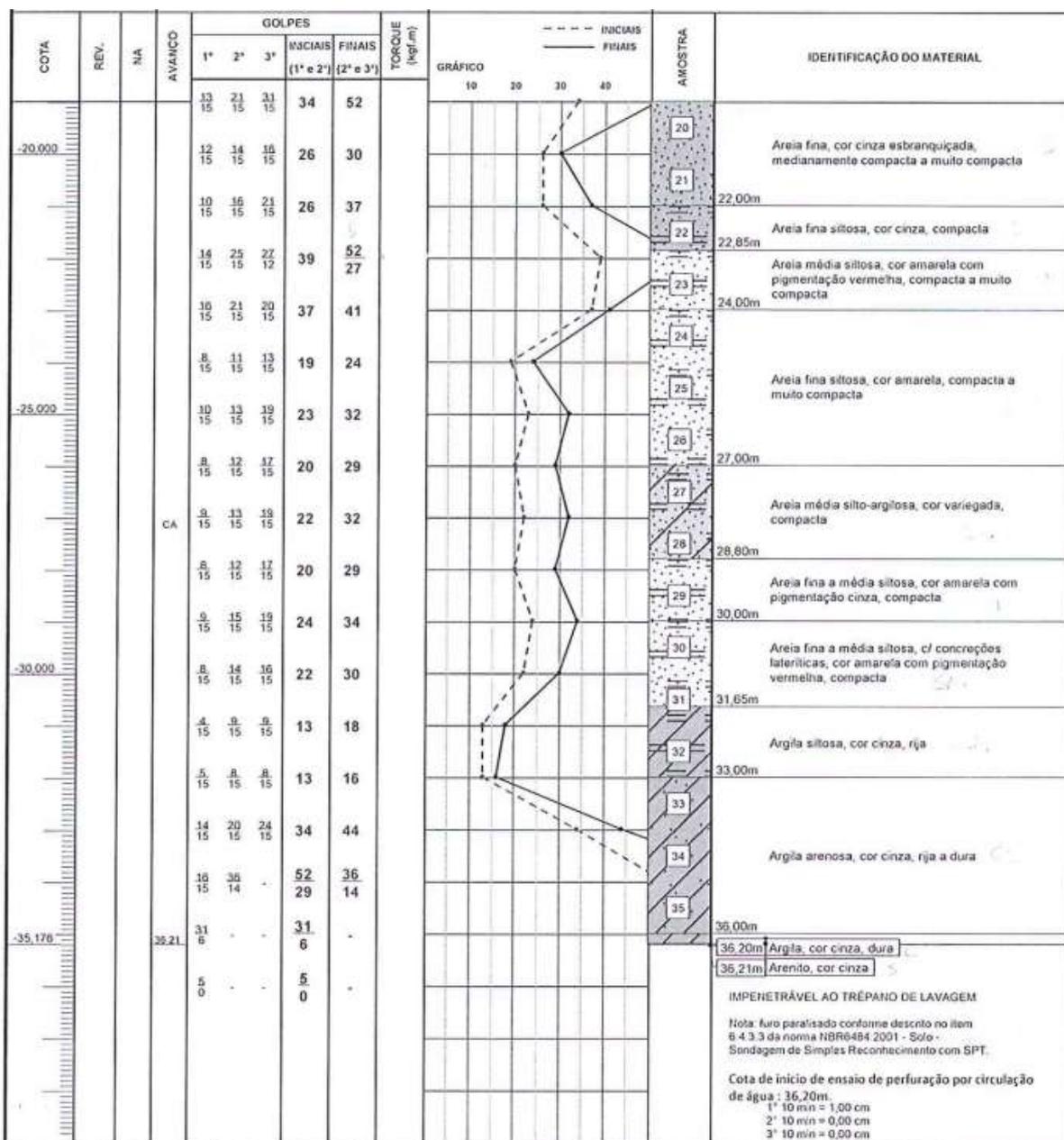
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 7 - ESTACA 7 - (FOLHA 1/2)



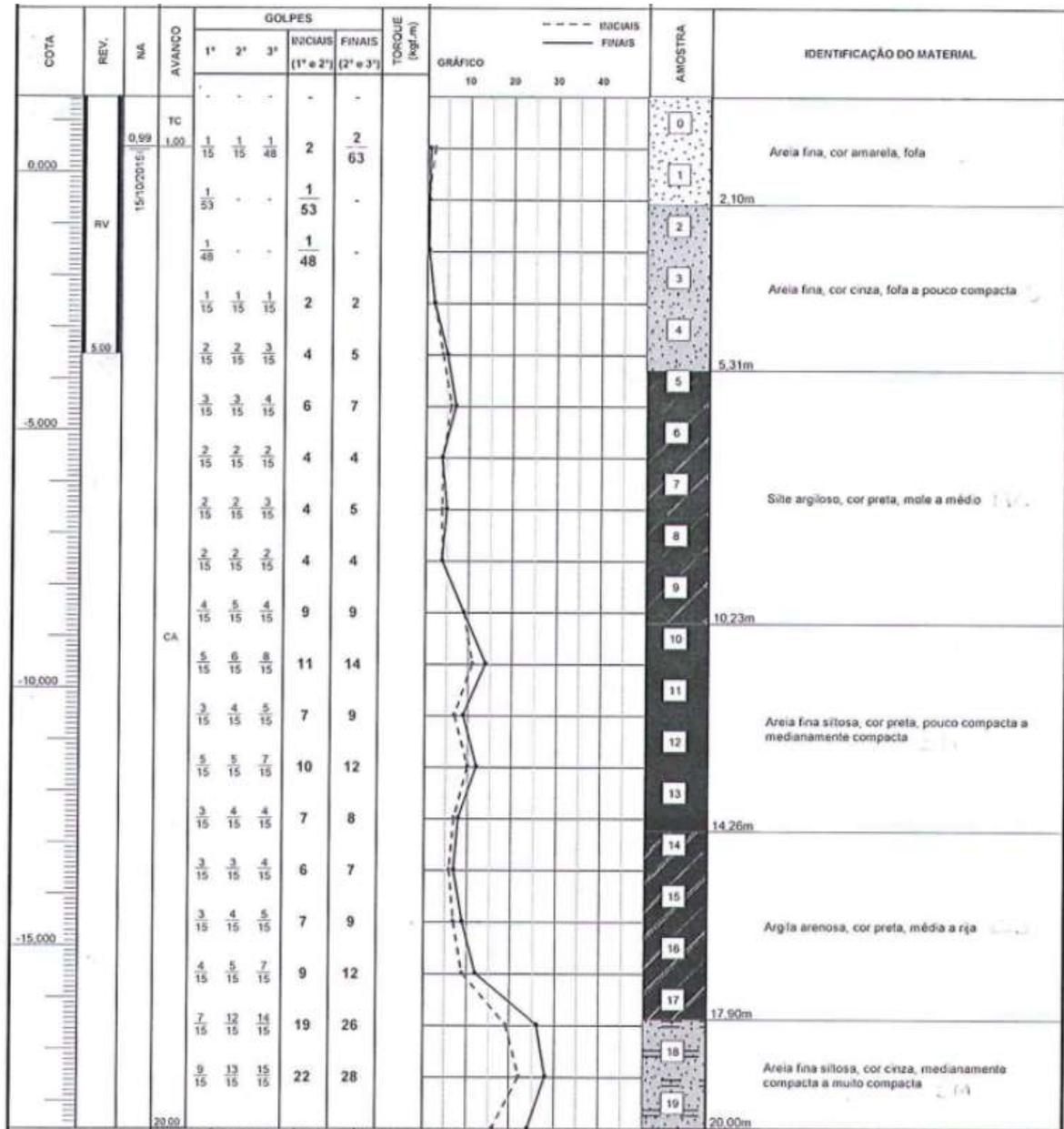
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 7- ESTACA 7 - (FOLHA 2/2)



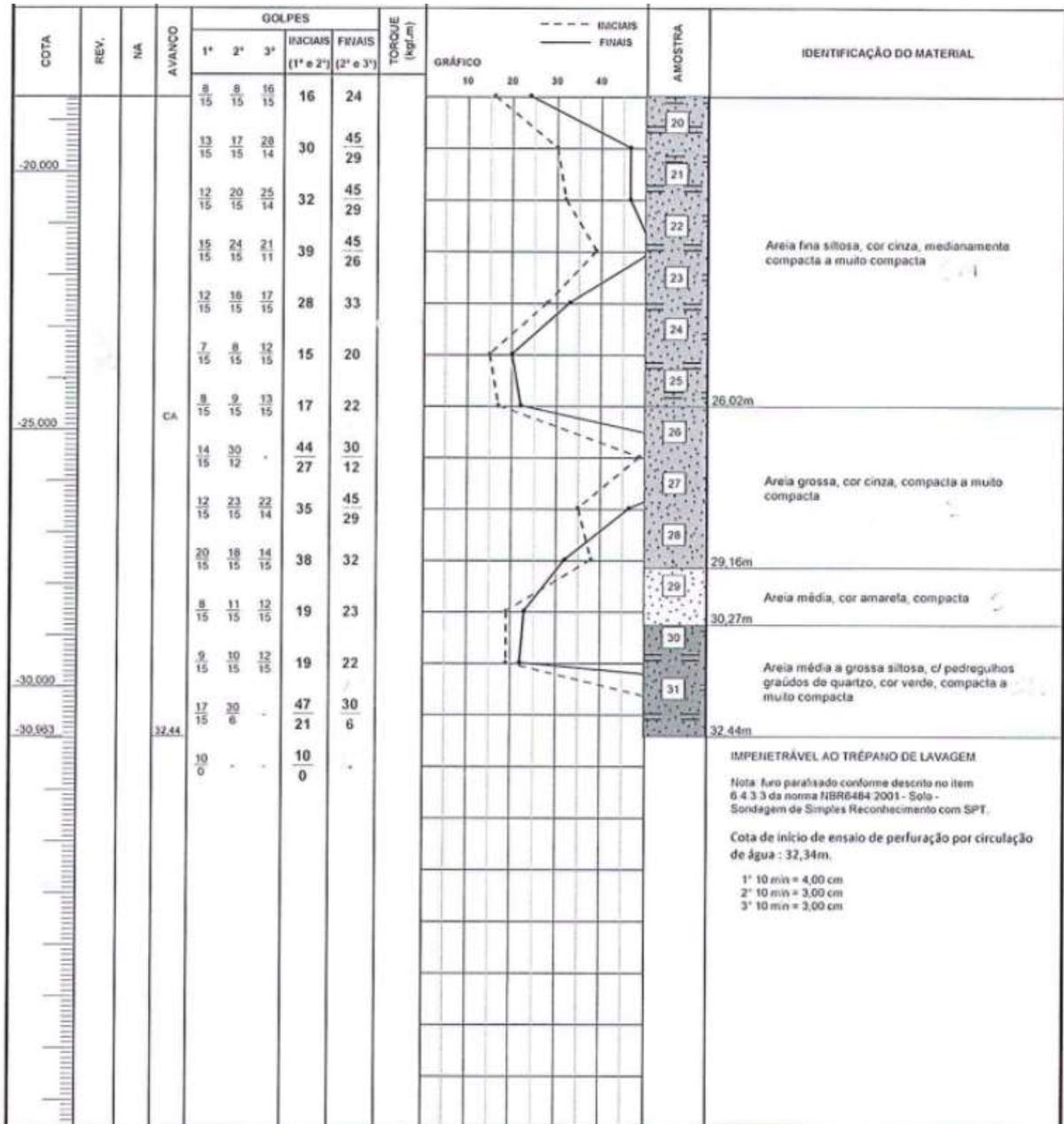
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 8 - ESTACA 8 - (FOLHA 1/2)



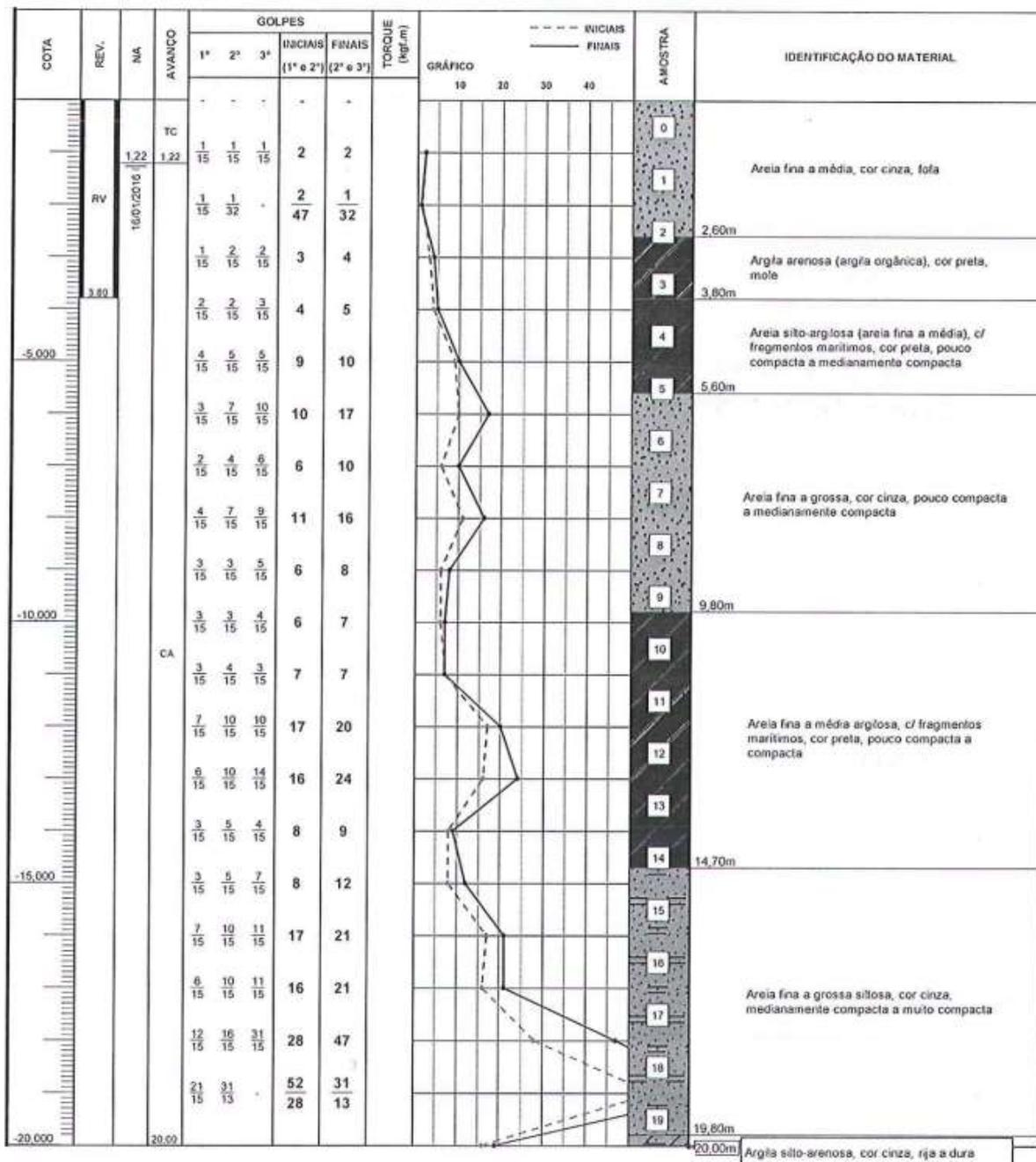
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 8 - ESTACA 8 - (FOLHA 2/2)



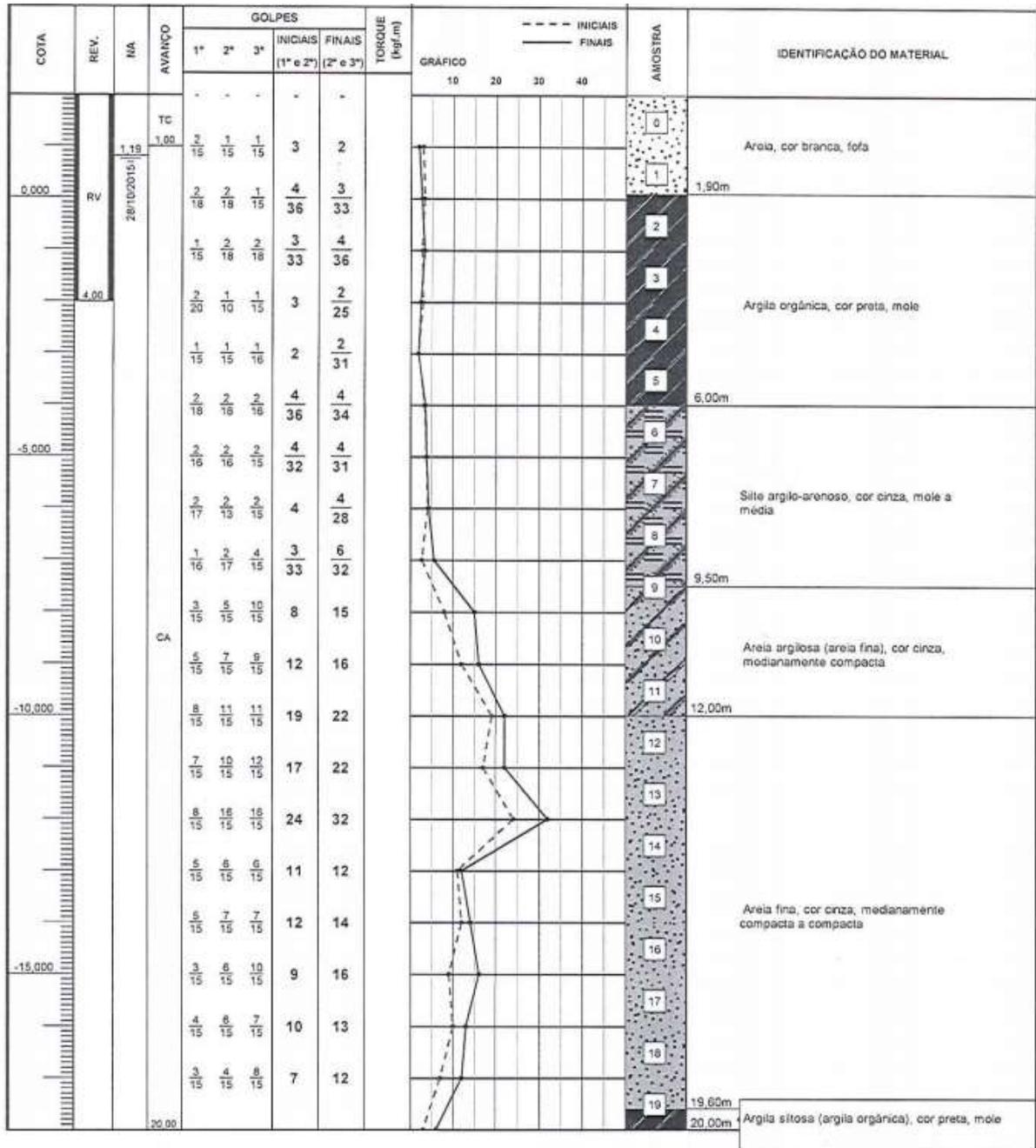
Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 9 - ESTACA 9 - (FOLHA 1/2)



Fonte: Rocha Brasil (2015).

SONDAGEM 10 - ESTACA 10 - (FOLHA 1/2)



Fonte: Rocha Brasil (2015).

