



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

FERNANDO FEITOSA MONTEIRO

**DESENVOLVIMENTO DE UMA PROPOSTA PARA O CONTROLE EXECUTIVO
DE ESTACAS DO TIPO RAIZ**

FORTALEZA

2016

FERNANDO FEITOSA MONTEIRO

DESENVOLVIMENTO DE UMA PROPOSTA PARA O CONTROLE EXECUTIVO DE
ESTACAS DO TIPO RAIZ

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da
Universidade Federal do Ceará, como parte dos
requisitos para obtenção do Título de Mestre em
Engenharia Civil. Área de Concentração:
Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura
Co-orientador: Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de
Aguilar.

FORTALEZA

2016

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)

M776d Monteiro, Fernando Feitosa.
Desenvolvimento de uma Proposta para o Controle Executivo de Estacas do Tipo Raiz / Fernando Feitosa Monteiro. – 2016.
122 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2016.

Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

Coorientação: Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar.

1. Estaca Raiz. 2. Capacidade de Carga. 3. Controle Executivo. 4. Verificação de Desempenho. I. Título.
CDD 624.15

FERNANDO FEITOSA MONTEIRO

DESENVOLVIMENTO DE UMA PROPOSTA PARA O CONTROLE EXECUTIVO DE
ESTACAS DO TIPO RAIZ

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da
Universidade Federal do Ceará, como parte dos
requisitos para obtenção do Título de Mestre em
Engenharia Civil. Área de Concentração:
Geotecnia.

Aprovada em: 16/12/2016

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alfran Sampaio Moura, D.Sc.

(Orientador - UFC)

Prof. Marcos Fábio Porto de Aguiar, D.Sc.

(Co-orientador – IFCE)

Silvrano Adonias Dantas Neto, D.Sc.

(Examinador interno - UFC)

Renato Pinto da Cunha, Ph.D.

(Examinador externo – UnB)

AGRADECIMENTOS

Inicialmente gostaria de agradecer aos meus pais, Belarmino Monteiro e Fernanda Monteiro, que sempre estiveram ao meu lado nos momentos bons e ruins, sempre me dando apoio total em todas as decisões que tomei na vida, vocês são um exemplo e um dia espero poder proporcionar aos meus filhos, todo o amor, carinho e a atenção que eu recebi. Dedico todas as minhas conquistas a vocês, pois foram vocês que proporcionaram grande parte das oportunidades na minha vida. Ao meu irmão Leonardo Monteiro, por ser esse grande companheiro durante toda a minha vida, por estar sempre disposto a me ajudar quando necessário. Não tenho como colocar em palavras toda a sorte e a gratidão por ter vocês ao longo da minha caminhada.

À minha noiva Leila Maria Coelho de Carvalho, pois você me ajudou em todos os momentos durante essa fase da minha vida, quero que saiba o quão especial você é. Obrigado por compartilhar comigo todas as minhas alegrias e as minhas tristezas, e por me fazer mais feliz a cada dia que passamos juntos.

Aos meus grandes amigos Atila Correia, Guilherme Akira, Renan Braga, Kalil Holanda, Rodrigo Monteiro, Bruno Leite, Renata Frota, Yago Machado, Melina Esteves e Renata Montenegro por serem pessoas de enorme importância na minha vida, que compreenderam a minha ausência durante o período em que esse trabalho foi realizado.

Aos meus amigos Heitor Vieira, Pedro Yathaghan, Fernanda Pacheco, Marina Lobo, Marina Miranda, Renata Texeira, Isadora Frota, Isadora Queiroz, Luanny Duarte, Emanuel Cabral, Pedro Henrique, Larissa Sombra, Ticiane Rodrigues, Tiago Melo, Beatriz Rodrigues, Ícaro Rodrigues e Renan Ribeiro, que apesar da distância devido a correria do dia a dia, são amigos que desejo toda a felicidade do mundo e que realizem os seus sonhos. Obrigado pela ajuda nos momentos de necessidade, e pelos momentos inesquecíveis durante esses anos.

Ao irmão que a vida me deu, Eduardo Paro, presente nos altos e baixos da minha vida desde criança, sendo imprescindível durante as minhas conquistas ao longo dos anos. Obrigado por toda sua contribuição para o desenvolvimento deste trabalho, sua ajuda foi inestimável.

Ao Professor Alfran Sampaio Moura, por todo o apoio durante a realização deste trabalho. Obrigado por sempre me atender com toda a atenção, me aconselhar nos momentos de dúvida, e pela amizade. Sempre serei grato por todos os ensinamentos proporcionados.

Ao professor Marcos Fábio Porto de Aguiar pela co-orientação deste trabalho. Sou muito grato por todo o suporte que o senhor me proporcionou durante a minha graduação e durante o mestrado. Obrigado por ser uma pessoa presente na minha vida, que sempre me aconselha e me ajuda nas adversidades, o senhor é um grande amigo que estimo.

Ao professor Francisco Heber Lacerda de Oliveira pela amizade e por todo o conhecimento transmitido, espero um dia atingir o nível de excelência profissional que o senhor possui, muito obrigado pelas contribuições ao longo desses anos.

Aos professores: Silvrano Adonias Dantas Neto, Francisco Chagas da Silva Filho, Anderson Borghetti Soares e Adriano Frutuoso da Silva pelos conhecimentos transmitidos durante o curso de mestrado. Obrigado por serem professores excelentes e solícitos, foi realmente gratificante ter vocês como professores, obrigado por tudo.

Aos colegas de mestrado: Victor Hugo, Samuel Brandão, Jochezan Costa, Amanda Vieira, Alex Duarte, Rafael Diógenes, Alexandre Lima, Diego Brito, Icaro Bastos, Igor Alencar e Gislene Verissimo pelo companheirismo durante o mestrado, obrigado por toda a ajuda e pelos momentos que compartilhamos.

Aos membros do laboratório de geotecnia: Roberto Cordeiro, Anselmo Clemente e Çiroca por toda ajuda e apoio durante os ensaios de laboratório realizados durante as disciplinas.

À empresa GEOBRASIL, na pessoa do Nóbrega Júnior, por seu suporte, durante a etapa prática deste trabalho, e sua disposição em prestar informações relevantes à pesquisa e aos engenheiros, técnicos e encarregados da GEOBRASIL (Ronaldo, Fausto e André pelo apoio e esclarecimentos).

À empresa TECNORD, na pessoa do Alan Scipião, e aos engenheiros, técnicos e encarregados da TECNORD (Fred e Euclides pelo apoio e esclarecimentos).

À CAPES, pelo apoio financeiro à pesquisa;

À Shirley e a Neuza da secretaria do POSDEHA, pela atenção e eficiência na solução dos assuntos burocráticos e por seu atendimento de qualidade.

Aos professores Renato Pinto da Cunha e Silvrano Adonias Dantas Neto por aceitarem avaliar o trabalho realizado e pela contribuição.

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê”

Arthur Schopenhauer

RESUMO

O projeto de fundações é iniciado a partir da programação de adequada investigação geotécnica, posteriormente, com a escolha da solução de fundação mais adequada para a obra. O desempenho das fundações é verificado a partir do controle executivo. Para estacas do tipo raiz, o controle é, em geral, realizado com base na execução de provas de carga estáticas. Para estudar o desempenho de estacas raiz são realizadas provas de carga estáticas lentas, em 8 estacas monitoradas, com diâmetros de 350 e 410 mm. Este trabalho tem por objetivo geral desenvolver uma formulação empírica para previsão de capacidade de carga de estacas raiz baseadas nas propostas iniciadas por Lima (2014) e Moura *et al.* (2015). Os locais das obras foram previamente selecionados e apresentam subsolos com estratigrafia variável. Essas mesmas estacas foram monitoradas por meio de variáveis obtidas durante o monitoramento, que foram relacionadas com as parcelas da capacidade de carga de ponta e lateral. Posteriormente foi buscada uma expressão para a previsão da capacidade de carga das estacas ensaiadas, em função das variáveis monitoradas, tendo como referência o valor obtido de acordo com o método de Van der Veen (1953) e utilizando-se regressão linear múltipla. Verificou-se que existe uma correlação entre a capacidade de carga e as variáveis monitoradas. Assim, foram propostos cenários distintos, onde em um deles a capacidade de carga lateral das estacas é responsável por 80% da capacidade de carga total e a capacidade de carga de ponta responsável por 20% da capacidade de carga total. Nos outros cenários, foram desenvolvidas simulações em que a lateral das estacas resistiria a 90% da capacidade de carga e a ponta 10% e, finalmente, foi considerada a situação que a capacidade de carga é totalmente absorvida pela lateral da estaca. Os resultados obtidos pelas expressões propostas foram concordantes com os valores de referência para as estacas ensaiadas. O método de Lizzi (1982) apresentou estimativas mais concordantes com os resultados obtidos na formulação proposta que correlaciona capacidade de carga e as variáveis monitoradas no processo executivo. A partir da realização desta pesquisa, observa-se que a metodologia proposta apresenta-se como uma alternativa viável para o controle executivo de estacas raiz.

Palavras-Chave: Estaca Raiz, Capacidade de Carga, Controle Executivo, Verificação de Desempenho

ABSTRACT

The foundation design project is initiated from the adequate planning of geotechnical investigation, posteriorly, the most suitable foundation solution is chosen for the site. The foundation performance is verified from the executive control. For root piles, executive control is usually performed based on static load tests. To study the root piles performance, static load tests are performed on 8 monitored piles with diameters of 350 and 410 mm. This paper aims to develop an empirical formulation for root piles load capacity estimation based on the proposals initiated by Lima (2014) and Moura *et al.* (2015). The location of the sites were previously selected and presented a variable subground stratigraphy. These same piles were monitored by variables that were obtained during the monitoring, which were related to portions of the tip and lateral load capacity. Afterwards, an expression was used to estimate the load capacity of the tested piles, as a function of the monitored variables, using the limit load value obtained from Van der Veen's method (1953) and using multiple linear regression. It was verified that there is a correlation between the load capacity and the monitored variables. Thus, different scenarios were proposed, where in one of them, the lateral load capacity of the piles is responsible for 80% of the total load capacity and the tip resistance is responsible for 20% of the total load capacity. In the other scenarios, simulations were developed in which the lateral load capacity of the piles would withstand 90% of the total load capacity and the tip 10% of the load capacity, and finally, it was considered the situation that the load capacity is totally absorbed by the lateral load capacity. The results obtained by the proposed expressions were in agreement with the reference values for the tested piles. Lizzi's method (1982) presented concordant estimations with the results obtained in the proposed formulation that correlates load capacity and the variables monitored in the executive process. From this research, it is observed that the proposed methodology presents itself as a viable alternative for the executive control of root piles.

Key-Words: Root Pile, Load Capacity, Executive Control, Performance Control

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Melhoria de solos com estaca raiz.....	21
Figura 2.2 – Componentes da perfuratriz hidráulica.....	23
Figura 2.3 – Execução de Estaca Raiz.....	24
Figura 2.4 – Esquema de forças e tensões atuantes na estaca.....	26
Figura 2.5 – Montagem de prova de carga estática.....	39
Figura 2.6 – Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953).....	41
Figura 2.7 – Método de Brich-Hansen 80% (1963).....	42
Figura 2.8 – Método de De Beer (1967).....	43
Figura 2.9 – Método de Chin (1970; 1971).....	44
Figura 2.10 – Método de Davisson (1972).....	45
Figura 2.11 – Método ABNT (2010).....	46
Figura 2.12 – Comportamento de estacas submetidas a carregamento axial de compressão.....	47
Figura 2.13 – Sistema de perfuração e forças: a) <i>bottom drive</i> CFA; b) sistema CFA.....	52
Figura 2.14 – População e Amostra.....	54
Figura 2.15 – Exemplo de relatório de Monitoramento.....	55
Figura 2.16 – Rotinas implantadas no <i>software</i> de monitoramento das estacas hélices.....	56
Figura 3.1 – Localização das áreas estudadas.....	63
Figura 3.2 – Localização das estacas estudadas na Obra 01.....	64
Figura 3.3 – Localização das estacas estudadas na Obra 02.....	64
Figura 3.4 – Localização das estacas estudadas na Obra 03.....	65
Figura 3.5 – Localização das estacas estudadas na Obra 04.....	65

Figura 3.6 – Localização das estacas estudadas na Obra 05.....	65
Figura 3.7 – Brocas de Perfuração: (a) - Broca 1000; (b) – Martelo de Fundo.....	66
Figura 3.8 – Equipamentos do monitoramento.....	68
Figura 3.9 – Seções demarcadas.....	68
Figura 4.1 – Estratigrafia do subsolo da Obra 1 – SM-02.....	69
Figura 4.2 – Estratigrafia do subsolo da Obra 1 – SM-04.....	75
Figura 4.3 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 1.....	75
Figura 4.4 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 2.....	76
Figura 4.5 – Estratigrafia do subsolo da Obra 2 – SP-03.....	77
Figura 4.6 – Estratigrafia do subsolo da Obra 2 – SP-04.....	78
Figura 4.7 – Estratigrafia do subsolo da Obra 2 – SP-05.....	78
Figura 4.8 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 3.....	79
Figura 4.9 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 4.....	79
Figura 4.10 – Estratigrafia do subsolo da Obra 3 – SM-05.....	80
Figura 4.11 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 5.....	81
Figura 4.12 – Estratigrafia do subsolo da Obra 4 – SP-01.....	82
Figura 4.13 – Estratigrafia do subsolo da Obra 4 – SP-04.....	83
Figura 4.14 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 6.....	84
Figura 4.15 – Estratigrafia do subsolo da Obra 5 – SP-01.....	85
Figura 4.16 – Estratigrafia do subsolo da Obra 5 – SP-04.....	86
Figura 4.17 – Estratigrafia do subsolo da Obra 5 – SP-05.....	87
Figura 4.18 – Estratigrafia do subsolo da Obra 5 – SP-06.....	87
Figura 4.19 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 7.....	88
Figura 4.20 – Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 8.....	89
Figura 4.21 – Valores de carga limite a partir de curvas carga-recalque de provas de carga....	89

Figura 4.22 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 1 a partir de métodos semi-empíricos.....	94
Figura 4.23 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 2 a partir de métodos semi-empíricos.....	96
Figura 4.24 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 3 a partir de métodos semi-empíricos.	97
Figura 4.25 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 4 a partir de métodos semi-empíricos.....	98
Figura 4.26 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 5 a partir de métodos semi-empíricos.....	98
Figura 4.27 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 6 a partir de métodos semi-empíricos.....	99
Figura 4.28 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 7 a partir de métodos semi-empíricos.....	99
Figura 4.29 – Estimativa de capacidade de carga da estaca 8 a partir de métodos semi-empíricos.....	100
Figura 4.30 – Estimativas de capacidade de carga para a estaca 1.....	106
Figura 4.31 – Estimativas de capacidade de carga para a estaca 2.....	107
Figura 4.32 – Estimativas de capacidade de carga para a estaca 5.....	107
Figura 4.33 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 1.....	108
Figura 4.34 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 2.....	109
Figura 4.35 – Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 5.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores de correção F1 e F2.....	27
Tabela 2.2 – Valores dos parâmetros K e α em função do tipo de solo.....	28
Tabela 2.3 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados.....	29
Tabela 2.4 – Valores dos parâmetros K e α em função do tipo de solo.....	29
Tabela 2.5 – Coeficiente característico do solo C.....	30
Tabela 2.6 – Valores do Coeficiente α em função do tipo de solo e estaca.....	31
Tabela 2.7 – Valores do Coeficiente β em função do tipo de solo e estaca.....	31
Tabela 2.8 – Valores do parâmetro α	32
Tabela 2.9 – Valores do parâmetro β	32
Tabela 2.10 – Valores do atrito lateral r_l	33
Tabela 2.11 – Fator β_o	34
Tabela 2.12 – Fatores β_1 e β_2	34
Tabela 2.13 – Valores de α e β em função do tipo de solo.....	35
Tabela 2.14 – Valores de K em função das características do solo.....	35
Tabela 2.15 – Valores de I em função do diâmetro nominal da estaca.....	36
Tabela 2.16 – Quantidade de provas de carga.....	38
Tabela 3.1 – Dados gerais das estacas.....	64
Tabela 3.2 – Relação das sondagens a percussão (SPT) utilizados.....	67
Tabela 4.1 – Resultados da etapa de controle tecnológico.....	90
Tabela 4.2 – Resultados do monitoramento relacionadas com o desempenho das estacas	91
Tabela 4.3 – Valores de carga limite obtidos a partir de ensaios de prova de carga.....	93
Tabela 4.4 – Valores de carga limite adotados.....	95
Tabela 4.5 – Estimativa de capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos.....	95
Tabela 4.6 – Média dos resultados do monitoramento durante a execução da estaca.....	101

Tabela 4.7 – Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_l = 80\%$).....	102
Tabela 4.8 – Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_p = 20\%$).....	102
Tabela 4.9 – Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_l = 90\%$).....	103
Tabela 4.10 – Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_p = 10\%$).....	103
Tabela 4.11 – Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_l = 100\%$).....	104
Tabela 4.12 – Estimativa da capacidade pelos métodos propostos.....	105

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Motivação da pesquisa	19
1.2	Objetivos	19
1.3	Organização da dissertação	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	Estaca raiz	21
2.1.1	<i>Histórico</i>	21
2.1.2	<i>Processo executivo</i>	23
2.2	Métodos semi-empíricos de determinação da capacidade de carga	25
2.2.1	<i>Método de Aoki-Velloso (1975)</i>	26
2.2.2	<i>Método de Décourt-Quaresma (1978)</i>	29
2.2.3	<i>Método de Texeira (1996)</i>	31
2.2.4	<i>Método de Cabral (1986)</i>	33
2.2.5	<i>Método de Brasfond (1991)</i>	34
2.2.6	<i>Método de Lizzi (1982)</i>	35
2.3	Prova de carga estática	36
2.3.1	<i>Execução do ensaio</i>	37
2.3.2	<i>Montagem e Instrumentação</i>	38
2.3.3	<i>Interpretação do ensaio de prova de carga estática</i>	40
2.3.3.1	<i>Método de Van der Veen (1953)</i>	40
2.3.3.2	<i>Método de Brinch-Hansen 80% (1963)</i>	42
2.3.3.3	<i>Método de De Beer (1967)</i>	43
2.3.3.4	<i>Método de Chin (1970; 1971)</i>	43
2.3.3.5	<i>Método de Davisson (1972)</i>	44
2.3.3.6	<i>Método da ABNT (2010)</i>	45
2.4	Transferência de carga em estacas	46
2.5	Verificação do desempenho de estacas escavadas	48
2.5.1	<i>Desempenho de estacas escavadas mecanicamente</i>	49
2.5.2	<i>Desempenho de estacas hélices contínuas</i>	49
2.5.3	<i>Desempenho de estacas raiz</i>	57

3	MATERIAIS E MÉTODOS	62
3.1	Metodologia	62
3.2	Áreas estudadas	62
3.3	Coleta de dados	66
3.4	Monitoramento de estacas	67
3.4.1	<i>Equipamentos utilizados no monitoramento</i>	67
3.4.2	<i>Procedimentos adotados no monitoramento</i>	69
3.4.3	<i>Formulação de equações para o controle executivo das estacas monitoradas</i>	70
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	74
4.1	Ensaio Realizados	74
4.1.1	Obra 1	74
4.1.1.1	<i>Sondagens á percussão</i>	75
4.1.1.2	<i>Provas de carga</i>	76
4.1.2	Obra 2	77
4.1.2.1	<i>Sondagens á percussão</i>	78
4.1.2.2	<i>Provas de carga</i>	79
4.1.3	Obra 3	80
4.1.3.1	<i>Sondagens á percussão</i>	81
4.1.3.2	<i>Provas de carga</i>	81
4.1.4	Obra 4	82
4.1.4.1	<i>Sondagens á percussão</i>	83
4.1.4.2	<i>Provas de carga</i>	84
4.1.5	Obra 5	85
4.1.5.1	<i>Sondagens á percussão</i>	86
4.1.5.2	<i>Provas de carga</i>	88
4.2	Resultados obtidos no monitoramento das estacas	89
4.3	Estimativas de capacidade de carga	93
4.3.1	<i>Estimativas realizadas a partir de provas de carga</i>	93
4.3.2	<i>Estimativas realizadas por métodos semi-empíricos</i>	95
4.4	Desenvolvimento da proposta	100
4.4	Validação da proposta	105
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	112
5.1	Conclusões	112

5.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	115
5.3	Sugestões para procedimentos futuros.....	115
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
	APÊNDICE A – EXTRAPOLAÇÃO DE PROVAS DE CARGA PELO	
	MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953).....	123
	APÊNDICE B – RELAÇÃO DAS VARIÁVEIS MONITORADAS.....	126

1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas: a motivação da pesquisa, a descrição dos objetivos gerais e específicos deste trabalho e a organização da dissertação.

1.1 Motivação da pesquisa

O recente aumento do porte das obras tem impulsionado avanços na engenharia de fundações. Com a evolução tecnológica de equipamentos empregados na execução das fundações, assim como o desenvolvimento de novos tipos de fundações. A utilização de alguns tipos de estacas escavadas tem tido destaque para uma grande parcela de obras executadas nos grandes centros urbanos do país. Neste contexto, é notório o crescimento de soluções em estacas raiz como solução de fundação de obras civis.

Na fase de projeto, o comprimento das estacas é definido através de estimativa de capacidade de carga, que é comumente realizado por meio de métodos semi-empíricos. Já na etapa de execução é comum que ocorram modificações com relação a concepção de projeto devido, principalmente, a heterogeneidade do subsolo ou a investigações geotécnicas insuficientes.

A verificação do desempenho de estacas escavadas varia conforme o tipo de estaca. No caso de estacas raiz, a verificação de desempenho normalmente é realizada após a execução da estaca, a partir de ensaios de prova de carga estáticas. Dessa forma verifica-se uma escassez de alternativas que auxilie na verificação, em tempo hábil, do desempenho desse tipo de estaca durante sua própria execução. Dentro deste contexto, esta pesquisa tem como motivação, a busca por uma metodologia alternativa para o controle executivo de estacas raiz.

1.2 Objetivos

Esta pesquisa tem por objetivo geral desenvolver uma formulação empírica para previsão de capacidade de carga de estacas raiz baseadas nas propostas iniciadas por Lima (2014) e Moura *et al.* (2015).

Os objetivos específicos deste trabalho são os seguintes:

- Comparar as estimativas de capacidade de carga por métodos semi-empíricos com os resultados obtidos a partir da formulação empírica proposta;

- Comparar as estimativas de capacidade de carga a partir da extrapolação de ensaios de prova de carga com as estimativas de capacidade de carga por métodos semi-empíricos;
- Realizar a validação da formulação empírica proposta;
- Comparação entre previsões de capacidade de carga efetuadas para diferente comprimentos de estacas.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação está estruturada em cinco capítulos. O presente capítulo apresenta os seguintes pontos: a motivação da realização do trabalho, a descrição dos objetivos gerais e específicos, e a organização da dissertação.

No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica que fundamenta a base teórica relacionada à estaca raiz, realizando uma descrição do processo executivo e de seu histórico. Abordando ainda, os métodos de previsão de capacidade de carga aplicados para esse tipo de estaca e o mecanismo de transferência de carga, bem como o estudo da verificação do desempenho de estacas escavadas, apresentando as metodologias de controle executivo para estacas raiz e hélice contínua e o estado da arte das pesquisas relacionadas a verificação de desempenho da estaca raiz.

A metodologia utilizada na pesquisa é apresentada no terceiro capítulo. São descritas detalhadamente: as etapas de desenvolvimento do trabalho, os locais da área de estudo e o monitoramento das variáveis.

No quarto capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir do monitoramento da execução das estacas raiz, o desenvolvimento da equação empírica, a validação da formulação empírica proposta e a comparação dos resultados obtidos a partir da equação proposta com os resultados obtidos nos ensaios de prova de carga e com os métodos semi-empíricos.

As conclusões da pesquisa indicando os resultados obtidos e os objetivos alcançados, bem como as sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no quinto capítulo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta um contexto histórico da estaca raiz, bem como o seu processo executivo. Abordando ainda, os métodos de previsão de capacidade de carga aplicados para esse tipo de estaca e o mecanismo de transferência de carga. Sendo necessário a explanação do tema para o entendimento dos pontos abordados ao longo deste trabalho.

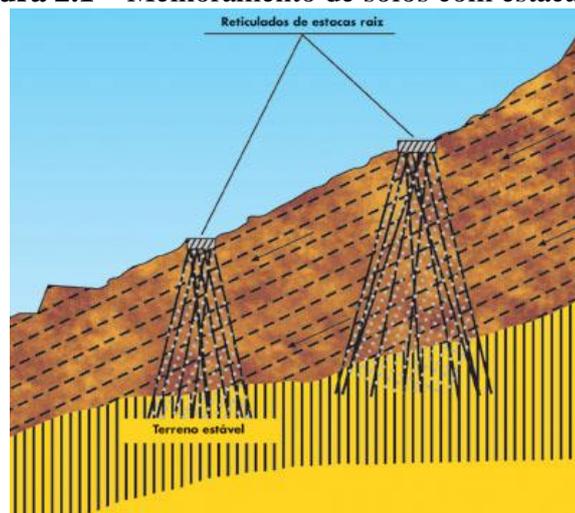
2.1 Estaca raiz

Neste tópico, o histórico da fundação denominada estaca raiz é relatada, bem como o procedimento executivo da fundação

2.1.1 Histórico

O pioneirismo do procedimento de execução de estacas escavadas injetadas surgiu na primeira metade da década do ano de 1950 por Lizzi (1970), na Itália, sendo denominado pelo autor como "pali radice" (estaca raiz). Primeiramente, este modelo de estaca foi utilizado como reforço de fundação e melhoramento de solos moles, idealizando-se, dessa forma em, criar com as mesmas um reticulado de estacas inclinadas em várias direções de modo a obter blocos de "solo armado", com processo de dimensionamento semelhante aos casos de fundações diretas (Figura 2.1) (GARCIA, 2006).

Figura 2.1 – Melhoramento de solos com estaca raiz.



Fonte: Fundesp, 2016

De acordo com Amann (2000), essa técnica ficou conhecida internacionalmente a partir do “X Convegno di Geotecnia”, realizado em Bari na Itália em 1970, sendo que nessa época começaram a expirar as patentes, o que difundiu essa tecnologia pelo mundo através de diversas empresas que chegaram até a realizar algumas alterações baseadas na mesma técnica de injeção.

A partir da década de setenta, já expirada a patente, passou a ser usada e comercializada por diversas empresas não só como reforço de fundação e melhoramento do solo, mas também como nova técnica de fundação, com a concepção de elemento estrutural individual, empregando-se diâmetros entre 10 e 20 cm e armaduras constituídas por uma ou mais barras em forma de feixe com espaçador (quando o diâmetro do fuste ≤ 15 cm) (PRESA & POUSADA, 2004).

No Brasil, a estaca raiz foi introduzida a partir de meados da década de setenta e, atualmente, são aplicadas tanto em reforço de fundação como em obras novas. Através das atualizações e correções das denominações existentes, verifica-se que "estacas raiz" é reservada para fundações que se aplicam injeções de ar comprimido no topo da estaca imediatamente após a moldagem do fuste com argamassa de cimento e concomitantemente com a remoção do revestimento e quando se utiliza baixas pressões ($< 0,5$ MPa).

Cadden *et al.* (2004) relata que a tecnologia da estaca raiz tem se desenvolvido crescentemente desde que foi introduzida por Fernando Lizzi nos anos 50. Nos últimos 20 anos, avanços no equipamento de escavação e nas técnicas de execução estenderam a aplicabilidade das estacas raiz para reparos e projetos de sismos. Ainda deve-se ressaltar que a: pesquisa, desenvolvimento do produto e um maior número de empresas que utilizam o equipamento criaram uma solução com um bom custo-benefício para os projetos de engenharia civil.

A pesquisa relativa ao comportamento e dimensionamento de estacas raiz obteve grande repercussão a partir de 1993, quando o governo francês fundou a maior grupo de pesquisa no tema: o grupo FOREVER (*Fondations Renforcées Verticalement*). O grupo é composto por donos de empresas, consultores, empreiteiros, organizações de pesquisa e universidades. A FHWA (*Federal Highway Administration*) é uma parceira muito importante, provendo financiamentos para o grupo de pesquisa francês. Os resultados dessas pesquisas, podem ser encontrados em Cyna *et al.* (2004).

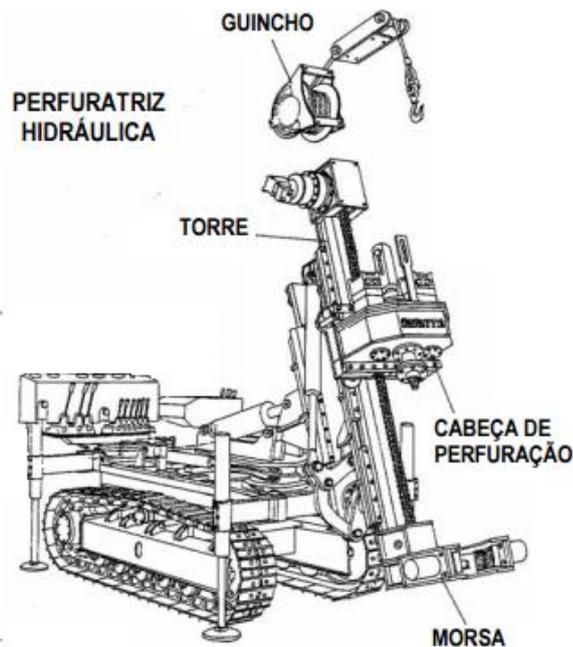
Códigos internacionais como o Eurocode, DIN (Deutsches Institut für Normung), NKB (Nordic Committee on Building Regulation), JAMP (Japanese Association of High Capacity Micropiles) e ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), regulamentam normas aplicadas a execução de estacas raiz, detalhando o material a ser utilizado, bem como as técnicas construtivas utilizadas. Nos Estados Unidos, existem diversas localidades como Massachusetts e Chicago, onde as próprias cidades definem normas para execução.

Existem ainda, manuais com especificações informais como o DFI (2002) e FHWA (1997; 2000). A falta de uma norma que integre a execução no âmbito mundial, infere numa gama diversificada de metodologias de projeto (CADDEN *et al.*, 2004).

2.1.2 Processo executivo

Segundo a ABNT (2010), “a estaca raiz é uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco*, executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis”. Na Figura 2.2, pode-se visualizar um exemplo de equipamento utilizado para execução de estaca raiz e seus componentes.

Figura 2.2 – Componentes da perfuratriz hidráulica.

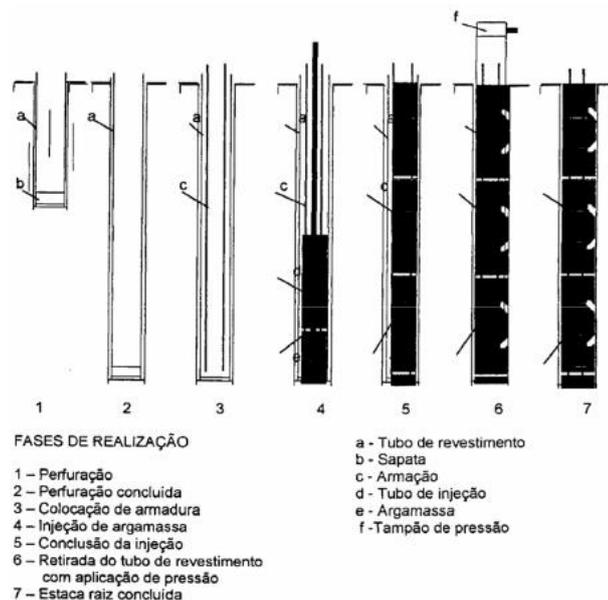


Fonte: Branco, 2006

A estaca raiz se diferencia das demais por diversos aspectos, pois podem ser executadas em diversos ângulos, de zero a 90°. Geralmente possuem uma taxa de armadura maior do que as demais, já que tem função estrutural e seu processo permite perfurações profundas em rochas ou solos moles. Como são armadas, podem trabalhar tanto a compressão quanto a tração, desde que o fuste esteja devidamente armado (ALONSO, 1998). A perfuração se desenvolve por rotação ou rotopercussão com o revestimento contínuo do fuste (Figura 2.3). A remoção dos detritos é feita através da circulação da água que é introduzida pelo tubo de revestimento e que reflui pelo espaço anelar entre o tubo e o maciço. À medida que prossegue a perfuração, novos segmentos de tubo são acoplados por juntas rosqueadas, de forma a manter a condição de fluxo anelar da água com os detritos.

Ao fim da perfuração uma armadura especial é posicionada dentro do tubo de perfuração e um tubo de concretagem é colocado no fundo do tubo de perfuração. Através deste tubo é lançada uma argamassa de cimento e areia, com 500 a 600 kg de cimento por m³ de areia e com fator água/cimento igual a 0,6. O lançamento da argamassa de baixo para cima promove a expulsão da água e a remoção final de possíveis detritos. Após a argamassa preencher todo o tubo, é instalado um tampão na sua extremidade superior e aplicada pressão enquanto tubo é retirado. No caso de micro estacas, a diferença é que a injeção é feita através de tubo com válvulas ao longo do fuste, e com alta pressão (BRANCO, 2006).

Figura 2.3 – Execução de Estaca Raiz.



Fonte: Branco, 2006

Com relação à operação de perfuração, Sodré (1996) afirma: No entanto, diferente do que se poderia imaginar, a operação de perfuração de estacas raiz, na qual o uso de circulação de água é comumente empregado, não causa distúrbios significativos no solo. Isto se deve, segundo Koreck (1978) e Corrêa (1988), a rapidez das diversas fases de execução (curto tempo entre a perfuração e o preenchimento do furo com a argamassa), o diâmetro reduzido e a utilização de camisa metálica, que praticamente, não permitem relaxação do solo ao redor do furo, inibindo os processos anteriormente descritos.

Sob a denominação genérica de estacas injetadas ou estacas escavadas injetadas englobam-se diversas variantes de estacas moldadas *in loco* mediante injeção de calda ou argamassa de cimento que podem ser englobadas em dois tipos de sistemas distintos: a) estacas raiz e b) microestacas (Pressoancoragens).

Essas estacas podem pertencer a dois grupos principais:

- (a) Estacas Raiz, caracterizadas por injeção a baixa pressão;
- (b) Micro Estacas, caracterizadas por injeção através de tubo com válvulas, com alta pressão.

De qualquer modo, ambas são caracterizadas pelo pequeno diâmetro, pela execução de perfuração através de revestimento em todo o comprimento e pela aplicação de pressão na argamassa de preenchimento.

2.2 Métodos semi-empíricos de determinação de capacidade de carga

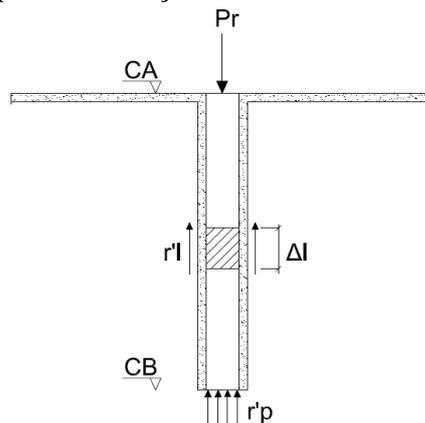
Neste item são descritos os métodos os principais métodos semi-empíricos que a literatura apresenta para estimativa da capacidade de carga de estacas do tipo raiz. Ainda são apresentados métodos usuais no meio geotécnico que não foram desenvolvidos para estaca raiz, como o de Aoki e Velloso (1975).

Segundo Amann (2010) os métodos semi-empíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já consagradas, mas que permitem determinar as tensões máximas de atrito e de ponta a partir de correlações com ensaios de campo. De acordo com a ABNT (2010), são considerados métodos semi-empíricos aqueles em que as propriedades dos materiais, estimados com base em correlações, são usadas em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos.

2.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e sondagens a percussão. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como de ensaio de cone. A princípio a expressão da capacidade de carga da estaca foi definida relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT, como visto na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Esquema de forças e tensões atuantes na estaca.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Onde: r'_p e r'_l são as resistências de ponta e lateral unitário da estaca, e P_r a carga de ruptura da estaca. A capacidade de carga pode ser escrita como a soma das parcelas, de ponta (R_p) e lateral (R_l) de forma que:

$$R = R_l + R_p \quad (2.1)$$

Em que a resistência lateral (R_l) e a resistência de ponta (R_p) são por:

$$R_l = U \sum (r_l \cdot \Delta l) \quad (2.2)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (2.3)$$

Assim, a capacidade de carga é dada pela soma da resistência lateral e resistência de ponta:

$$R = U \sum (r_l \cdot \Delta l) + r_p \cdot A_p \quad (2.4)$$

Dessa forma a resistência lateral e a resistência de ponta são as incógnitas geotécnicas relacionadas com o ensaio CPT. Assim, por meio dos valores de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s), tem-se as seguintes relações:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.5)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.6)$$

Os fatores F_1 e F_2 são fatores de escala e correção como mostra a Tabela 2.1, ao correlacionar o ensaio SPT com o CPT.

Tabela 2.1 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-Moldada	1,75	3,5

Fonte: Aoki e Velloso, 1975

Posteriormente, através de correlações entre o N_{SPT} e o q_c foi possível a conversão dos valores do CPT para o SPT, de forma que:

$$q_c = K \cdot N_{spt} \quad (2.7)$$

$$f_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (2.8)$$

Onde K é um coeficiente que depende do tipo de solo e α é função do tipo de solo, de acordo com a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores dos parâmetros K e α em função do tipo de solo.

Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia Siltosa	800	2,0
Areia Silto Argilosa	700	2,4
Areia Argilosa	600	3,0
Areia Argilo Siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte Arenoso	550	2,2
Silte Areno Argiloso	450	2,8
Silte Argiloso	230	3,4
Silte Argilo Arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila Arenosa	350	2,4
Argila Areno Siltosa	300	2,8
Argila Siltosa	220	4,0
Argila Silto Arenosa	330	3,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975

Realizando as substituições de (2.6) e (2.7) em (2.4) e (2.5), em seguida, em (2.3) obtêm-se o valor da capacidade de carga pela fórmula semi-empírica:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta L) \quad (2.9)$$

Sendo N_p e N_L o valor do N_{SPT} na cota de apoio da estaca e o N_{SPT} médio na camada de solo de espessura ΔL .

Posteriormente, o método sofreu atualizações para a sua utilização em estacas mais recentes, como as estacas raiz e hélice contínua, de forma que Monteiro (1997) propôs a alteração dos valores dos coeficientes K e α , função do tipo de solo, bem como dos coeficientes F_1 e F_2 . As Tabelas 2.3 e 2.4 mostram os valores atualizados e propostos por Monteiro (1997).

Tabela 2.3 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apiloado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-Moldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Pré-Moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice continua	3	3,8

Fonte: Monteiro, 1997

Tabela 2.4 – Valores dos parâmetros K e α em função do tipo de solo.

Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	730	2,1
Areia Siltosa	680	2,3
Areia Silto Argilosa	630	2,4
Areia Argilosa	540	2,8
Areia Argilo Siltosa	570	2,9
Silte	480	3,2
Silte Arenoso	500	3
Silte Areno Argiloso	450	3,2
Silte Argiloso	320	3,6
Silte Argilo Arenoso	400	3,3
Argila	250	5,5
Argila Arenosa	440	3,2
Argila Areno Siltosa	300	3,8
Argila Siltosa	260	4,5
Argila Silto Arenosa	330	4,1

Fonte: Monteiro, 1997

2.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma, (1978) apresentaram um método para estimar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT. Onde a capacidade de carga (R), é a soma das parcelas de resistência lateral e de resistência de ponta (R_L e R_p).

i) Resistência de ponta

Segundo Décourt e Quaresma, (1978), adota-se o valor de N_p a média entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. A resistência da ponta é dada pela equação a seguir, onde C é um fator determinado pelo tipo de solo como apresentado na Tabela 2.5:

$$r_p = C \cdot N_p \quad (2.10)$$

Tabela 2.5 – Coeficiente característico do solo C

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso *	200
Silte arenoso *	250
Areia	400
* alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978

ii) Atrito Lateral

A estimativa do atrito lateral (r_l) é obtida a partir do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L). O cálculo de N_L é realizado de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_L , adotam-se os seguintes limites $3 \leq N_L \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Décourt (1982) transforma os valores tabelados na equação a seguir e estende o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

$$r_l = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.11)$$

Décourt (1986) introduziu os fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga de acordo com a equação seguinte para a aplicação do método a estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas tipos hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões. Os valores propostos para α e β são apresentados nas Tabelas 2.6 e 2.7. O método original ($\alpha = \beta = 1$) permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki.

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U \quad (2.12)$$

Tabela 2.6– Valores do Coeficiente α em função do tipo de solo e estaca.

Tipo de Solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt, 1986

Tabela 2.7 – Valores do Coeficiente β em função do tipo de solo e estaca.

Tipo de Solo	Tipos de Estacas				
	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas sob altas pressões
Argila	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt, 1986

2.2.3 Método de Teixeira (1996)

Com base na utilização prática e contínua de diversos métodos, como Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros, Teixeira (1996) propõe uma equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros, α e β como mostram as Tabelas 2.8 e 2.9, onde α está em função do tipo de solo e β em função do tipo da estaca, de forma que:

$$R = R_l + R_p = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L U L \quad (2.13)$$

Onde: N_p é o valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo e N_L é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

Tabela 2.8 – Valores do parâmetro α .

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipos de Estacas - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia Argilosa	300	240	200	190
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira, 1996

Tabela 2.9 – Valores do parâmetro β .

Tipo de Estaca	β (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira, 1996

Teixeira (1996) lembra que o método não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles sensíveis, com N_{SPT} normalmente inferior a 3. Neste caso a resistência lateral (r_l) é dada pela Tabela 2.10 em função da natureza do sedimento argiloso.

Tabela 2.10 – Valores do atrito lateral r_l .

Sedimento	r_l (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila transicional (AT)**	60 a 80
<p>* SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas - camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade, com valores de N_{spt} inferiores a 3, de coloração cinza-escuro, ligeiramente pré-adensada.</p> <p>** AT: argilas transicionais, pleistocênicas - camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{spt} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores do que aquelas das SFL.</p>	

Fonte: Texeira, 1996

2.2.4 Método de Cabral (1986)

Segundo Cabral (1986), a capacidade de carga de estacas tipo raiz com um diâmetro final $B \leq 0,45\text{m}$ e injetada com uma pressão $p \leq 400\text{ kPa}$ pode ser estimada com:

$$Q_{ult} = (\beta_o \beta_2 N_b) A_b + U \sum (\beta_o \beta_1 N) \Delta L \quad (2.14)$$

Onde: ΔL é a espessura de solo caracterizado por um dado N_{SPT} , N_b é o N_{SPT} no nível da ponta, β_1 e β_2 fatores que dependem do tipo de solo (Tabela 2.12) e β_o fator que depende do diâmetro da estaca B e da pressão de injeção p (Tabela 2.11), podendo ser calculado pela seguinte equação.

$$\beta_o = 1 + 0,11p - 0,01B \quad (2.15)$$

Tabela 2.11 – Fator β_0 .

B (cm)	p (kPa)			
	0	1	2	3
10	90	101	112	123
12	88	99	110	121
15	85	96	107	118
16	84	95	106	117
20	80	91	102	113
25	75	86	097	108
31	69	80	091	102
42	58	69	080	091

Fonte: Cabral, 1986

Tabela 2.12 – Fatores β_1 e β_2 .

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1
Nota: $\beta_1 N$ e $\beta_2 N_b$ em kgf/cm ² , $\beta_0 \beta_1 N \leq 2$ kgf/cm ² ; $\beta_0 \beta_2 N_b \leq 50$ kgf/cm ²		

Fonte: Cabral, 1986

2.2.5 Método Brasfond (1991)

De acordo com Brasfond (1991), a capacidade de carga de uma estaca escavada pode ser obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$Q_f = \alpha N_p A_p + \beta N_s U \Delta L \quad (2.16)$$

Onde: N_p é a média dos valores de N_{SPT} determinados a um metro acima e a um metro abaixo da ponta da estaca. A_p é a área da ponta da estaca; β sendo o índice de atrito lateral (Tabela 2.13); N_s é a média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca. Os valores

de N_{SPT} superiores a 40 devem ser adotados iguais a 40; U é o perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma e ΔL é o comprimento unitário.

Tabela 2.13 – Valores de α e β em função do tipo de solo

Solo	α (kPa)	β (kPa)
Argila siltosa	80	5
Silte argiloso	100	5
Argila arenosa	120	5
Silte arenoso	150	5
Areia argilosa	180	5
Areia siltosa	210	5
Areia	270	5
Areia com pedregulhos	300	5

Fonte: Brasfond, 1991

2.2.6 Método de Lizzi (1982)

A proposta de Lizzi (1982), não leva em consideração a resistência de ponta das estacas e atribui a resposta ao carregamento aplicado ao atrito lateral. O autor propõe que a capacidade de carga última das estacas raiz e dada por:

$$Q_f = \pi d L K I \quad (2.17)$$

Onde: d é o diâmetro nominal da estaca, isto é, o diâmetro de perfuração; K é o coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo, ou seja, a aderência solo-estaca, ou as tensões induzidas no solo pela estaca, ou a coesão do solo etc. (Tabela 2.14); L é o comprimento da estaca; I é o coeficiente adimensional de forma, que depende do diâmetro nominal da estaca (Tabela 2.15).

Tabela 2.14 – Valores de K em função das características do solo.

Características do solo	kPa
Mole	50
Solto	100
Medianamente compacto	150
Muito compacto (pedregulho e areia)	200

Fonte: Lizzi, 1982

Tabela 2.15 – Valores de I em função do diâmetro nominal da estaca.

Diâmetro nominal da estaca (mm)	I
100	1,00
150	0,90
200	0,85
250	0,80

Fonte: Lizzi,1982

2.3. Prova de carga estática

Vargas (1990) descreve que a prática de abordar fundações por meio de Prova de Carga Estática sobre estacas foi introduzida no Brasil pela Companhia Internacional de Estacas *Frankignoul*, através do IPT-SP (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo). Ele cita os ensaios históricos realizados pelo IPT em duas obras: em fevereiro de 1936, na Estação de Ferro Noroeste, Bauru e, em abril 1942, no Instituto de Resseguros do Brasil, no Rio de Janeiro. Nessa época o uso das fórmulas dinâmicas ou estáticas para o cálculo da capacidade de carga de estacas individuais estava desacreditado. As provas de carga impunham-se como único método confiável para a determinação da capacidade de carga individual das estacas.

O ensaio de prova de carga estática tem como objetivo, apresentar a história do carregamento real de uma construção, que se realiza em estágios de carga quase sempre crescentes, ao longo do tempo, visando à avaliação da segurança que a fundação apresenta em relação ao estado último ou de ruptura. No caso de uma construção, a carga é mantida constante ao longo da vida útil da edificação, não ocorrendo à descarga, salvo pequenas alterações devido à ação do vento e as cargas acidentais (AOKI, 1997).

O ensaio de prova de carga estática é o ensaio de campo mais utilizado para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas. A partir do ensaio, é possível verificar o comportamento da fundação, através do carregamento com incrementos progressivos de carga no topo da estaca, até que se atinja o dobro da carga de trabalho ou que haja ocorrência da ruptura da estaca (sistema estaca-solo). O resultado do ensaio é descrito por uma curva carga-recalque, evidenciando o comportamento da fundação durante o ensaio.

2.3.1 Execução do ensaio

A prova de carga estática em estacas verticais ou inclinadas no Brasil, é regulamentada pela ABNT (2006) e consiste no carregamento com incrementos progressivos de carga no topo da estaca, medindo simultaneamente os respectivos recalques. A ABNT (2006) ainda determina que os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou de compressão, ou ainda transversais, sendo propostos quatro tipos de carregamento, são eles: carregamento lento, rápido, misto e cíclico. Porém, no Brasil, o carregamento lento é o mais utilizado.

No carregamento lento deve-se programar estágios de carga (normalmente 10 estágios) com incrementos sucessivos e iguais a 20% da carga admissível de projeto, sendo a carga máxima o dobro da carga admissível em projeto, conforme definido pela ABNT (2010). Em cada estágio, são previstas leituras de recalque, no início ($t = 0$) e em tempos dobrados até uma hora ($t = 2, 4, 8, 15, 30$ e 60 min) e, depois, de hora em hora ($t = 2h, 3h, 4h$ etc.) A carga é mantida em todos os estágios até atingir a estabilização dos recalques, respeitando a duração mínima de 30 minutos. O critério de estabilização dos recalques é definido pela ABNT (2006), e ocorre quando a diferença entre duas leituras consecutivas é inferior a 5% do recalque do estágio. No último estágio de carregamento a carga deve ser mantida por mais 12 horas após a estabilização do recalque, e posteriormente é realizado o descarregamento em quatro estágios, com recalques estabilizados e duração mínima de 15 minutos.

Ressalta-se que, quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande recalque, define-se na curva um trecho assintótico vertical, cuja carga correspondente é denominada carga estática última. A determinação desta carga sem que o sistema estaca-solo tenha rompido é uma questão polêmica na engenharia de fundações, embora a metodologia de Van der Veen (1953) tenha grande aceitação nacional (FOÁ, 2001).

De acordo com a ABNT (2010) deve-se executar provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 2.17, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 2.16, deve ser executado um número de provas de carga igual à no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Independentemente do número de estacas da obra, será necessária a execução de prova de carga, caso as tensões médias empregadas (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna (A).

Tabela 2.16 – Quantidade de provas de carga

Tipo de Estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa *(b c d)	B Número total de estacas da obra a partir da qual serão obrigatórias provas de carga *(b c d)
Pré-moldada *(a)	7	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 fyk	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70\text{cm}$	5	75
Raiz *(e)	15,5	75
Microestaca *(e)	15,5	75
Trado segmentado	5	50
Franki	7	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70\text{cm}$	4	100
Strauss	4	100

Fonte: ABNT, 2010

^a Para o cálculo da tensão (admissível) máxima consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.

^b Os critérios acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):

- Área onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregada.
- Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas.
- Quando não houver variação do processo executivo padrão.
- Quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

^c Quando as condições acima não ocorrerem devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT, 2006), qualquer que seja o número de estacas.

^d As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levada até que se atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

^e Diâmetros nominais.

2.3.2 Montagem e Instrumentação

O ensaio de prova de carga estática é composto pelos seguintes instrumentos: Viga de reação, Barras *diwidag*, Macaco hidráulico, Extensômetro, Vigas de referência, Bloco de coroamento da estaca, apresentadas na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Montagem da prova de carga estática.



Fonte: Anson, 2015

Velloso e Lopes (2010) recomendam o uso de uma célula de carga, colocada em geral entre o macaco e o sistema de reação, eliminando dúvidas de calibração do macaco. Para eliminar desalinhamento, qualquer que seja, na montagem da prova, que ocasionaria um aumento considerável de atrito no macaco, adota-se uma rótula entre a célula de carga e o sistema de reação.

Segundo Lima (2014), cuidados como distância mínima dos tirantes ou das estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar e excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio, devem ser tomados para evitar influências

indesejáveis. O tempo de cura de elementos de concreto moldados "*in situ*" deve ser no mínimo o necessário para que a resistência atingida seja compatível com as solicitações da prova de carga. Em estacas pré-moldadas cravadas, o intervalo mínimo entre sua instalação e o início do ensaio corresponde ao tempo necessário à consolidação do solo em torno da estaca, alterado pela cravação. Os intervalos recomendados para fundações profundas são de 3 dias para solos não coesivos e de 10 dias para solos coesivos.

2.3.3 Interpretação do ensaio de prova de carga estática

Quando uma prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize ruptura, pode-se realizar uma extrapolação da curva carga-recalque, com objetivo de estimar a carga de ruptura da estaca.

Diversos métodos foram desenvolvidos para definição da carga limite ou de ruptura, Hachich *et al.* (1998) afirma que a definição de ruptura deve ser baseada em interpretação matemática da curva carga-recalque, assim, resultando em um valor único sempre que aplicado um determinado método, independentemente de escala do desenho ou da interpretação individual.

Alguns dos principais métodos de extrapolação da carga de ruptura a partir de resultados de ensaios de prova de carga encontrados na literatura científica são descritos por: Van der Veen (1953), Brich-Hansen (1963), De Beer (1967), Chin (1970, 1971), Davisson (1972) e ABNT (2010). Vale mencionar que o método de Van der Veen (1953), é um dos mais utilizado.

2.3.3.1 Método de Van der Veen (1953)

O método propõe que a carga e o deslocamento no topo de uma estaca apresentem uma relação exponencial, que representa a curva carga-recalque, como visto na equação seguinte:

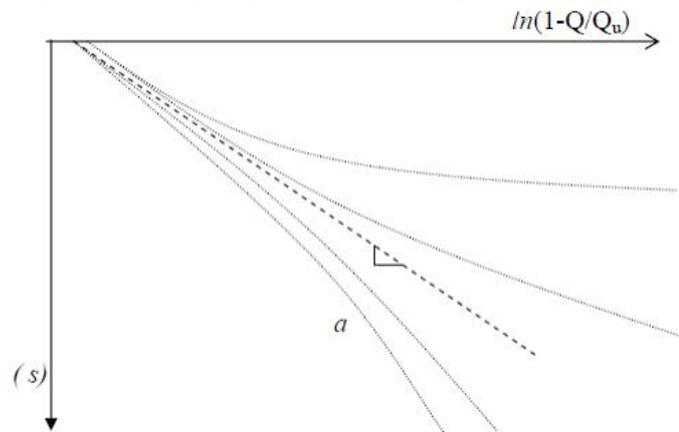
$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (2.18)$$

Onde: Q_{ult} é a carga de ruptura; Q é carga aplicada no topo da estaca; α é o coeficiente que define a forma da curva e ρ é o recalque correspondente à carga aplicada. Sendo α o coeficiente que define a forma da curva. Esta curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura (Q_{ult}). Reescrevendo essa função $Q = Q_{ult}(\rho)$ tem-se a equação 2.19, que corresponde a uma reta que passa pela origem, quando plotada em uma escala semilogarítmica de base *neperiana*.

$$\alpha\rho = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) \quad (2.19)$$

A partir de cargas e recalques (Q , ρ) obtidos na prova de carga, busca-se, por meio de tentativas, o valor de Q_{ult} que conduz à melhor regressão linear pelos pontos $[-\ln(1-Q/Q_{ult})$, ρ]. Estes valores são *plotados* em um gráfico, no eixo das abscissas $[-\ln(1-Q/Q_{ult})]$, e no eixo das ordenadas, os recalques. Novas tentativas são realizadas com outros valores de Q_{ult} . A curva que apresentar o melhor coeficiente de determinação, R^2 , corresponderá a carga de ruptura do ensaio (Q_{ult}), como visto na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953).



Fonte: França, 2011

Na maioria dos casos, o trecho inicial da curva carga-recalque apresenta uma fase pseudo-elástica que pode ser desprezado, na verificação da capacidade de suporte, Aoki (1976) observa que a não obrigatoriedade em passar pela origem do sistema de coordenadas pode melhorar a regressão, dessa forma, propõe uma extensão da expressão de Van der Veen (1953) conforme a equação 2.20.

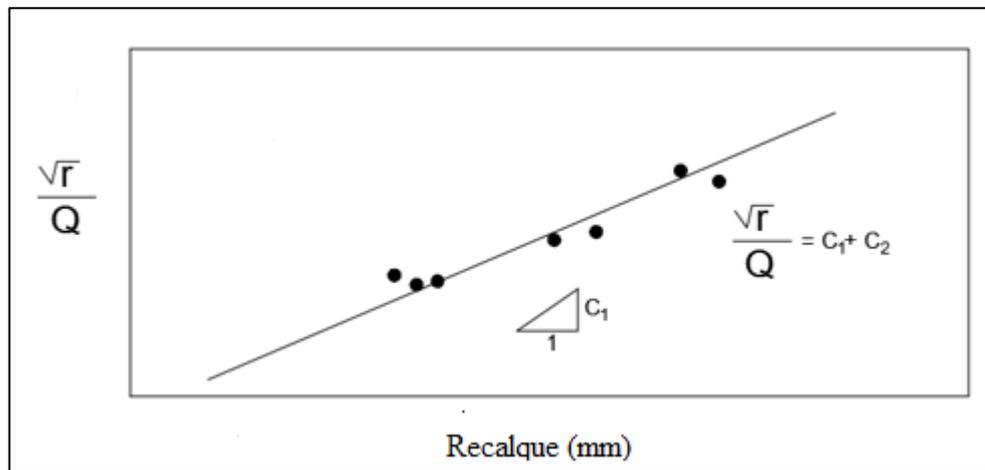
$$Q = Q_{ult}(1 - e^{-(\alpha\rho+b)}) \quad (2.20)$$

Sendo que b representa o intercepto ou coeficiente linear, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

2.3.3.2 Método de Brich-Hansen 80% (1963)

O método proposto por Brich-Hansen pode ser obtido diretamente da curva carga-recalque, sendo a capacidade de carga definida como a carga que proporciona um recalque no topo da estaca de quatro vezes, obtido para 80% dessa carga. O método proposto calcula as raízes quadradas dos recalques, em seguida, divide-as pelas respectivas cargas, colocando essa relação no eixo das ordenadas. Por sua vez, no eixo das abscissas, colocam-se os recalques obtidos durante a prova de carga estática (FRANÇA, 2011). Na Figura 2.7 é exibido um gráfico típico da aplicação do método.

Figura 2.7 – Método de Brich-Hansen 80% (1963).



Fonte: Hachich *et al.*, 1998

Segundo Hachich *et al.* (1998), o método proposto por Brich-Hansen considera a curva carga-recalque como parábola, e a carga de ruptura a correspondente ao recalque quatro vezes maior que o recalque medido para 80% daquela carga. A curva traçada relaciona “[$(s^{1/2})/Q$] com s ”, onde “ s ” é o recalque e “ Q ” a carga. A carga de ruptura é o ponto da curva (Q_u, s_u), de forma que:

$$Q_u = \frac{1}{[2(C_1 C_2)^{1/2}]} \quad (2.21)$$

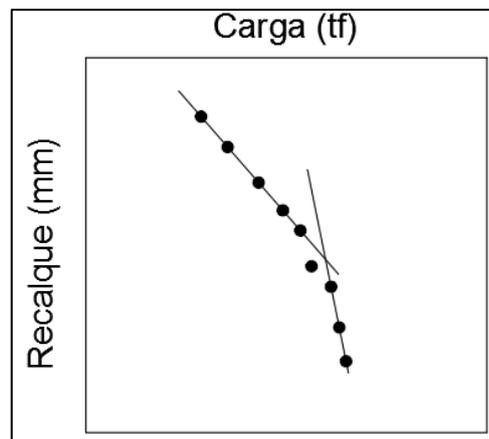
$$s_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (2.22)$$

Quando o ponto de coordenadas $(0,80 Q_u ; 0,25s_u)$ também estiver contido na curva. Nestas expressões C_1 é o coeficiente angular da reta e C_2 é o intercepto no eixo das ordenadas.

2.3.3.3 Método de De Beer (1967)

O método proposto por De Beer (1967), possibilita encontrar a carga de ruptura *plotando-se* um gráfico, no qual o logaritmo da carga é utilizado no eixo das abscissas, enquanto no eixo das ordenadas, o logaritmo do recalque. O gráfico também pode ser construído em escala logarítmica. Os pontos plotados no gráfico proporcionarão dois segmentos de reta com inclinações diferentes. A interceptação das duas retas resultará na carga de ruptura. A Figura 2.8 mostra o método de De Beer (1967).

Figura 2.8 – Método de De Beer (1967).

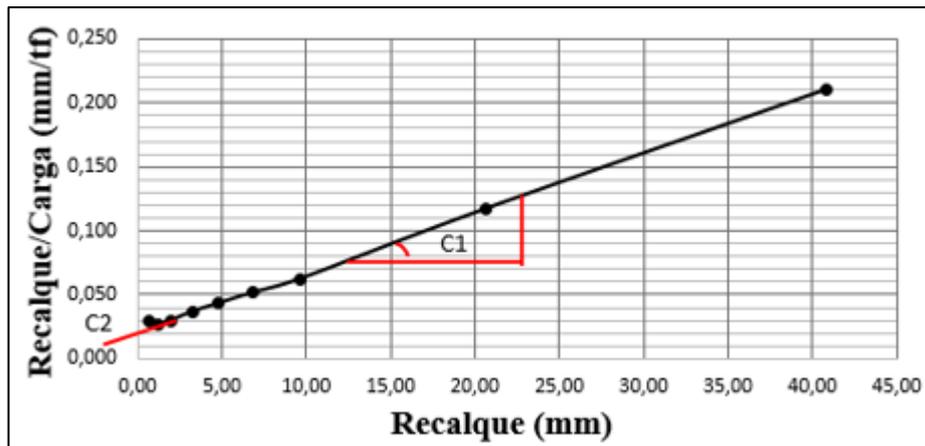


Fonte: Hachich *et al.*, 1998

2.3.3.4 Método de Chin (1970; 1971)

A partir de estudos realizados do trabalho de Kondner (1963), Chin (1970; 1971) propôs um método que possibilita a extrapolação da carga de ruptura em ensaios estáticos de prova de carga. O método nem sempre é adequado aos ensaios do tipo lento, realizados de acordo com a norma brasileira, pelo fato de o método ter sido desenvolvido para estágio de carga com tempos de aplicação constantes. Atendendo-se tal condição, o método pode ser aplicado em ensaio lento ou rápido. O método considera que nas proximidades da ruptura, a curva carga-recalque seja hiperbólica. O método consiste em dividir cada recalque pela respectiva carga aplicada e colocá-lo no eixo das ordenadas. Por sua vez, no eixo das abscissas, colocam-se os recalques obtidos durante a prova de carga estática. Na Figura 2.9 é exibido um gráfico típico da aplicação do método.

Figura 2.9 – Método de Chin (1970; 1971)



Fonte: Bessa, 2014

Determina-se o coeficiente angular do trecho que resulta reto, sendo o inverso deste valor a carga de ruptura, como visto na equação abaixo:

$$Q_u = \frac{1}{C_1} \quad (2.23)$$

Já a curva parabólica representada pela Figura 2.6, é pela seguinte equação:

$$Q = \frac{\delta}{C_1 \cdot \delta + C_2} \quad (2.24)$$

Onde: Q é a carga aplicada; Q_u é a carga limite última; C_1 é a inclinação da linha reta; C_2 é a intersecção com o eixo y e δ é o recalque correspondente à carga aplicada.

2.3.3.5 Método de Davisson (1972)

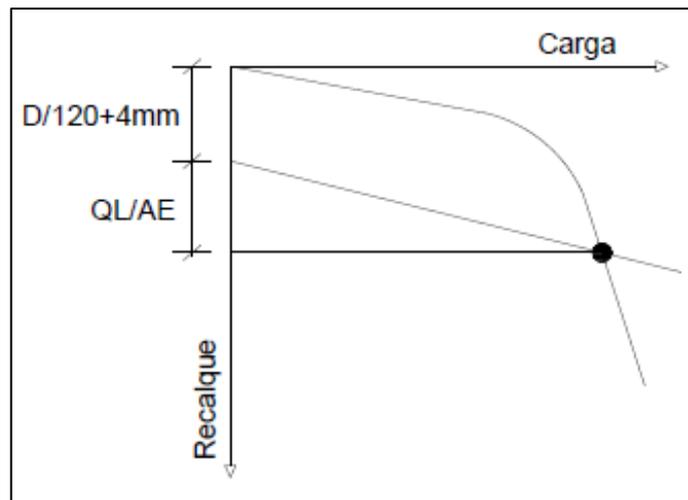
O método proposto por Davisson (1972), conhecido como *Offset Limit*, pressupõe que a carga limite é dada por uma equação dependente do diâmetro da estaca e que exceda a compressão elástica da estaca em 4mm.

$$\rho = \left(4 + \frac{D}{120}\right) + \frac{Q \cdot L}{A \cdot E} \quad (2.28)$$

Onde: ρ é o recalque para uma dada carga aplicada; D é o diâmetro da estaca; L é o comprimento da estaca; Q é a carga aplicada; E é o módulo de Young da estaca e A é a área da seção transversal da estaca.

Segundo Marchezini (2013), o método de Davisson, mais conservador que o da norma brasileira, caracteriza a ruptura pelo recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca somado a um deslocamento de ponta. A carga de ruptura interpretada usando o critério de Davisson não é necessariamente a carga última (Figura 2.10).

Figura 2.10 – Método de Davisson (1972)



Fonte: Bessa, 2014

2.3.3.6 Método da ABNT (2010)

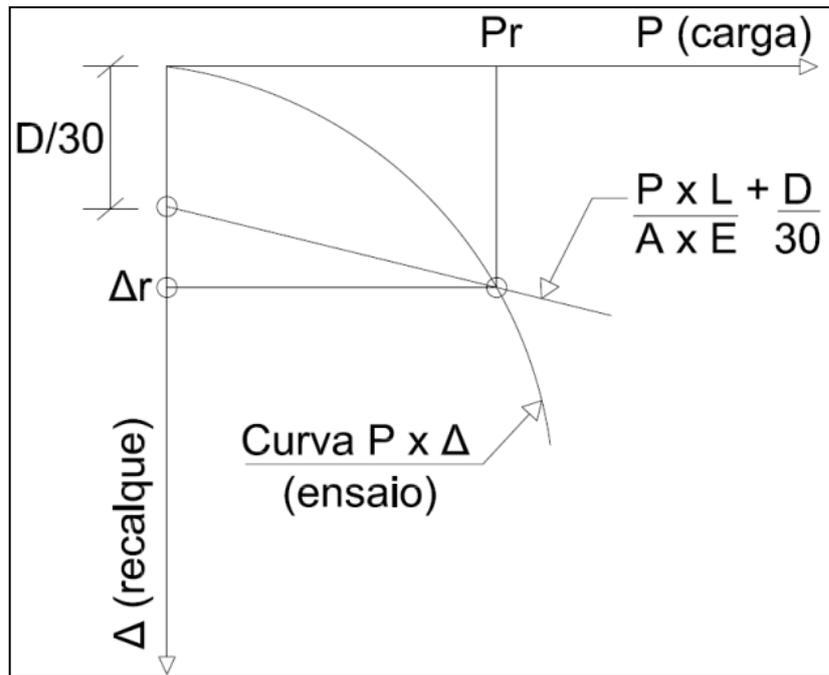
Quando a estaca é carregada até apresentar um recalque significativo, e o comportamento da curva carga-recalque não indica uma carga de ruptura bem definida, e ao invés disso, apresenta uma evolução contínua do recalque com a carga, a ABNT (2010) item 8.2.1.1 indica que a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga - recalque, ao recalque obtido pela equação 2.26 e representada na Figura 2.11:

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P L}{A E} \quad (2.26)$$

Onde: ρ é o recalque para uma dada carga aplicada; D é o diâmetro da estaca; L é o comprimento da estaca; P é a carga aplicada; E é o módulo de Young da estaca e A é a área da seção transversal da estaca.

O método da ABNT (2010) baseia-se nos conceitos do método de Davisson (1972), mudando-se a parcela referente ao deslocamento plástico inicial.

Figura 2.11 – Método ABNT (2010)



Fonte: Bessa, 2014

2.4. Transferência de carga em estacas

Velloso e Lopes (2010) descrevem que o comportamento de uma estaca desde o início do seu carregamento até a ruptura é explicado através do estudo dos mecanismos de transferência de carga da estaca para o solo. O estudo do mecanismo de transferência de carga é comumente conhecido também como interação estaca-solo.

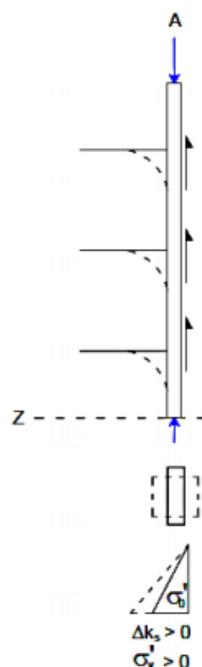
A transferência da carga aplicada no topo da estaca para o solo circundante é um fenômeno complexo que depende de diversos fatores, dentre os quais o tipo de solo, seu estado de tensão e as suas características de resistência e deformação; o método de instalação da estaca; a geometria, dimensões e características do material que constitui a estaca; o tempo decorrente entre a instalação da estaca e a sua solicitação e a intensidade da carga, a velocidade de sua aplicação e o esquema de solicitação da estaca (FONTOURA, 1982).

Diversos estudos relevantes foram desenvolvidos com o propósito de sugerir soluções para o complexo mecanismo de interação solo-estrutura. A compreensão desta interação advém da análise das transferências de carga pela estaca ao solo, a qual ao ser absorvida são gerados esforços ao longo do fuste da estaca denominados resistência lateral, sendo esta em função das dimensões, processo de instalação, material e rigidez da estaca, carga aplicada e características geotécnicas do solo (BESSA, 2005).

Pérez (2014) realizou ensaios de prova de carga estática em estacas escavadas ao trado com três diferentes diâmetros. Verificou-se que a transferência de carga ocorreu em maior parte pelo atrito lateral, ocorrendo pouca mobilização da ponta. Esse fenômeno foi atribuído à baixa capacidade do solo na região do estudo, além de que seriam necessários deslocamentos consideráveis do topo da estaca para que a ponta fosse mobilizada plenamente. A baixa resistência de ponta também foi atribuída ao processo executivo da estaca que altera o estado natural da camada em que está apoiada. Em uma das estacas estudadas cujo diâmetro nominal é de 40cm, verificou-se que a carga de ponta começou a ser mobilizada nos três últimos estágios do ensaio de prova de carga instrumentada, com uma mobilização da ordem de 3.7% da carga aplicada no topo.

Fellenius (1984) observou que no caso de esforços à compressão, ocorre um acréscimo de tensões verticais do solo junto a estaca com o aumento do diâmetro. A compressão na estaca teoricamente, com base no efeito do coeficiente de Poisson, aumenta o diâmetro, isto faz com que o coeficiente de empuxo de terra (K_s) também aumente. Além disso, as transferências de carga tendem a aumentar a tensão efetiva no solo. O comportamento de estacas submetidas a situações de carregamento axial de compressão é exibido na Figura 2.12.

Figura 2.12 – Comportamento de estacas submetidas a carregamento axial de compressão



Fonte: Fellenius, 1984

Verifica-se que para estacas injetadas em geral bastam pequenos deslocamentos para a total mobilização da resistência máxima por atrito lateral, sendo que na ponta maiores deslocamentos são necessários para isto (SODRÉ, 1996).

Araújo (2015) relata que na literatura existem valores para a deformação necessária para o pleno desenvolvimento da carga de atrito lateral. De acordo com os trabalhos de Poulos e Davis (1980) *apud* Langone (2012) e Décourt *et. al* (1998), para argilas a faixa de deformação é de 0,5% a 2% do diâmetro da estaca e para solos granulares é de 1% a 3% do diâmetro da estaca. Milititsky (1980) afirma que para mobilizar toda a resistência lateral em estacas escavadas de grande diâmetro, são requeridos deslocamentos entre 0,5% e 1% do diâmetro do fuste, usualmente menor que 10mm. Para mobilizar a resistência de ponta, precisam ocorrer deslocamentos da ordem de 5% a 10%, às vezes até 20% do diâmetro da ponta da estaca.

2.5. Verificação do desempenho de estacas escavadas

As técnicas de avaliação do comportamento das fundações no campo, muitas vezes estão restritas à verificação do desempenho de fundações por meio de provas de cargas, sejam estas estáticas ou dinâmicas, excetuando-se as estacas cravadas, que são submetidas a um controle executivo a partir do controle da energia, da nega ou do repique. Dentre os diversos métodos existentes para estimar a capacidade de carga de uma estaca, a prova de carga de estática é, um dos mais eficientes; entretanto, a avaliação de todo o estaqueamento por meio de provas de cargas estáticas ou até mesmo dinâmicas é morosa e inviável economicamente (SILVA, 2011).

Nos estaqueamentos cravados, geralmente, realiza-se a homogeneização do desempenho das estacas pelo controle da energia de cravação, no caso, representado pela nega ou o repique. Segundo Aoki e Cintra (1996), a capacidade de carga de uma estaca de uma fundação corresponde à carga que provoca a ruptura do elo mais fraco do sistema solo-estaca, geralmente o maciço de solo. Silva (2011) afirma que a nega, o repique elástico e os perfis stratigráficos do solo devem ser considerados no controle das estacas cravadas, e é indispensável o controle do estaqueamento por meio de formulações dinâmica e estáticas, viabilizando a comparação dos resultados obtidos em campo com os de projeto e até com os resultados das provas de cargas.

Poulos (2005) afirma que os efeitos maléficos para o comportamento de fundações escavadas, provocados pelo amolgamento do solo da base das estacas escavadas devido à limpeza inadequada, levam a uma redução na rigidez do solo abaixo da base da estaca. O autor

ainda ressalta que a capacidade última da base provavelmente não seria afetada, mas poderia necessitar de um deslocamento bem maior do que os requeridos normalmente.

O alívio de tensões é determinante para o desempenho de uma estaca escavada, tal fenômeno se torna inevitável durante escavação da estaca. De acordo com O'Neill & Reese (1999), o efeito deste alívio ocorre entre 2 a 3 raios do diâmetro da estaca, contados a partir da face da estaca, para as argilas pré-adensadas, podendo a resistência não drenada ser reduzida pela metade na interface fundação-solo, dependendo do alívio imposto.

2.5.1 Desempenho de estacas escavadas mecanicamente

As estacas escavadas mecanicamente caracterizam-se por serem moldadas no local após a escavação do solo. São executadas através de torres metálicas, apoiadas em chassis metálicos ou acopladas a caminhões. Em ambos os casos são empregados guinchos, conjunto de tração e haste de perfuração hidráulica, constituídas de trados em sua extremidade, procedendo-se o avanço através de prolongamento telescópico (VELLOSO E LOPES, 2010). O controle executivo desse tipo de estaca é realizado a partir de ensaios de prova de carga.

Branco (2006) estudou estacas escavadas com trado mecânico. No processo executivo deste tipo de estaca não se consegue evitar a deterioração das propriedades do solo *in situ* no fundo da escavação, sendo que, muitas vezes, a ponta destas estacas atinge estratos com resistência elevada, mas não se consegue aproveitar esta qualidade. Branco (2006) estudou o comportamento de estacas executadas na cidade de Londrina, onde foram utilizadas provas de cargas dinâmicas em 16 estacas de 0,25 m de diâmetro e 12 m de comprimento, sendo três estacas tradicionais e 13 com a ponta modificada. Todas as estacas com ponta modificada permitiram a utilização da carga estrutural nominal das estacas, ou seja, houve um aumento da capacidade de carga. Sendo assim, estacas escavadas com trado mecânico, em casos onde não há melhoramento da ponta, a capacidade de carga da ponta é perdida devido as modificações no solo decorrentes do processo executivo.

2.5.2 Desempenho de estacas hélices continua

Segundo Brons & Kool (1988), a partir da década de 80, as estacas hélices foram difundidas na Europa, devido, principalmente às suas vantagens técnicas. Outro fator que fomentou a utilização das estacas hélices foi a possibilidade do monitoramento eletrônico das estacas durante a sua execução, aprimorando o controle durante a execução da estaca, controle

que foi estendido para as estacas de deslocamento. Os equipamentos de monitoramento eletrônico das estacas tipo hélice permitem o armazenamento de dados como a profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de penetração do trado, velocidade de extração do trado, torque, pressão de concreto e volume de concreto. Esses dados podem ser acompanhados em tempo real na cabine do equipamento ou no escritório através da transmissão dos dados por telemonitoramento (SILVA, 2011). Os dados são sintetizados em gráficos em um boletim de controle e, para Velloso (2000), são equivalentes às valiosas e tradicionais folhas de controle das estacas pré-moldadas.

Silva (2011) relata que na avaliação das estacas helicoidais, algumas metodologias empíricas sobre o controle de qualidade por meio do torque para certificação do desempenho podem ser encontradas. Estas ancoragens possuem técnica de instalação que se assemelham a de uma estaca hélice contínua.

O monitoramento das estacas tipo hélice capta e traduz os aspectos construtivos, sejam eles positivos, sejam negativos para o desempenho do estaqueamento, pois em uma equipe de perfuração composta pela perfuratriz e seu operador, o processo executivo e os procedimentos adotados durante a perfuração, sejam eles benéficos, sejam maléficis para o desempenho da estaca, são captados. A interpretação destes dados e a criação de rotinas baseadas em conceitos e características estatísticas podem contribuir para a uniformização do estaqueamento durante a sua execução. Essa filosofia começou a ser desenvolvida e implementada no Distrito Federal a partir dos primeiros estaqueamentos executados com estacas tipo hélice contínua e principalmente, após o entendimento físico do processo de escavação (SILVA E CAMAPUM DE CARVALHO, 2010).

Segundo Lima (2014), o controle das escavações mecanizadas, em particular, das estacas escavadas, realizado por meio da determinação da energia dispendida na execução da perfuração constitui um elemento de controle tecnológico capaz de oferecer maior segurança e menor risco às obras que as utilizam. É possível a partir do princípio universal da conservação de energia quantificar a energia demandada durante a escavação de uma estaca e, a partir de provas de cargas, pode-se assumir que a capacidade de carga das fundações de uma edificação é diretamente proporcional à energia de instalação, desde que o processo de escavação esteja sistematizado.

Durante a execução de uma estaca escavada, é imposto, por um sistema de forças variáveis (F_i) à ferramenta de escavação, um deslocamento da cota inicial da estaca (c_i) para a cota final (c_f) ao longo de uma trajetória (Δx_i) (SILVA, 2011). Portanto, o trabalho (W) realizado para escavar uma estaca é um escalar definido pelo produto escalar destas duas grandezas, F_i e Δx_i dado por:

$$W = \lim_{\Delta x_i \rightarrow 0} \sum_i^n F_i \cdot \Delta x_i = \int_{c_i}^{c_f} F_i \cdot dx \quad (2.27)$$

Onde: W é o Trabalho; F_i é a força aplicada ao corpo; Δx_i é a trajetória do corpo; c_i é a cota inicial do corpo e c_f é a cota final do corpo.

Analogamente, pode-se interpretar o trabalho realizado pelo atrito e pela adesão, presentes durante o processo de escavação, que constituem parcelas das forças não conservativas, ao longo deste mesmo deslocamento, definido por:

$$W_c = -\lim_{\Delta x_i \rightarrow 0} \sum_i F_{ci} \cdot \Delta x_i = -\int_{c_i}^{c_f} F_{ci} \cdot dx \quad (2.28)$$

Sendo: W_c é o trabalho realizado pelas forças não conservativas e F_{ci} são forças não conservativas aplicadas ao corpo.

Silva (2011) descreve que o deslocamento também pode ser descrito em função de outro conceito físico, a energia, que é uma grandeza que se conserva em qualquer situação. A energia depende basicamente da posição e da configuração do sistema, no caso, a posição do helicóide ou do trado. Por exemplo, para levantar o trado de uma máquina hélice contínua, tem-se de realizar trabalho e, conseqüentemente, será consumida uma energia para movimentá-lo de um ponto a outro. Logo, o trabalho realizado pela força gravitacional, quando o trado muda a sua posição, em relação à superfície da Terra, é dado por:

$$W_g = F_g \Delta y = m \cdot g \cdot (y_2 - y_1) \quad (2.29)$$

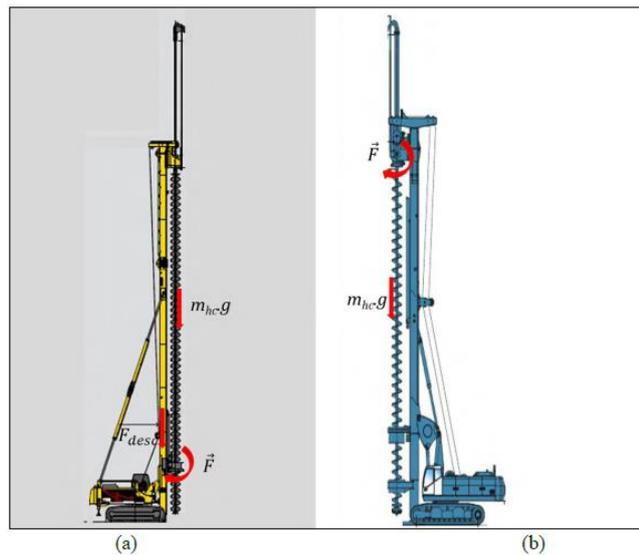
Onde: W_g é o trabalho da força da gravitacional; F_g é a força gravitacional ou peso; g é a aceleração da gravidade; m é a massa do sistema e $(y_2 - y_1)$ é a variação da posição georeferenciada. O princípio de Hamilton, determina que no conceito da energia conservativa,

em que a energia não pode ser criada ou destruída, apenas transformada, assim estabelecendo que a variação de energia cinética e potencial ocorrida dentro do sistema, somada à variação do trabalho efetuado pelas forças não conservativas atuantes durante qualquer intervalo de tempo (t_1-t_2) é igual a zero. Por outro lado, segundo Silva (2011), a variação de energia interna (ΔK) do sistema pode ser medida através do trabalho total externo realizado sobre o sistema, ou seja:

$$W_{total} = \Delta K \quad (2.30)$$

Assim, torna-se evidente que o princípio de Hamilton pode ser aplicado ao caso de carregamento de qualquer sistema, em equilíbrio estático ou dinâmico e, particularmente, ao sistema estaca-solo. Neste caso, é necessário calcular o trabalho realizado por cada força aplicada ao sistema. As forças foram identificadas e são apresentadas na Figura 2.13 nos dois sistemas de transferência de torque para as estacas tipo hélice encontradas no mercado.

Figura 2.13 – Sistema de perfuração e forças: a) *bottom drive* CFA; b) sistema CFA



Fonte: Silva, 2011

Ainda considerando o princípio de Hamilton, pode-se determinar a variação de energia mecânica produzida pelo sistema, partindo-se do princípio de que a energia do sistema apresentado é conservativa, ou seja, a energia não pode ser criada ou destruída, apenas transformada. Consequentemente, a variação de energia térmica total do sistema (ΔE_{est}) é igual à energia mecânica aplicada ao sistema e ao trabalho realizado pelas forças externas aplicadas ao sistema (W_r), no caso, as forças aplicadas ao helicóide durante a escavação de uma estaca (SILVA, 2011).

$$\Delta E_{st} = W_R \quad (2.31)$$

Silva (2011) indica que para quantificar o trabalho, faz-se necessário conhecer as forças externas que são aplicadas ao sistema. Assim, conhecendo o torque aplicado ao helicóide e o braço de alavanca, determina-se a força tangencial aplicada ao helicóide e, conhecendo-se a velocidade angular e de perfuração do helicóide, o percurso pode ser determinado e, conseqüentemente, o trabalho da força tangencial, que é o produto escalar desta força pelo deslocamento ao longo da profundidade também pode ser determinado. Finalmente, o trabalho total realizado pelas forças externas é dado pela somatória do trabalho realizado pela força tangente ao helicóide, mais o trabalho realizado pela força gravitacional e o trabalho realizado pela força descendente, que é igual à energia mecânica aplicada ao helicóide. Portanto, o trabalho é uma grandeza escalar representado por:

$$W_R = \sum_i m_{nc} \cdot g \cdot z_i + \sum_i F_{di} \cdot z_i + \sum_i F_i \cdot r \cdot \theta_i \quad (2.32)$$

$$W_R = \int_0^{z_b} m_{nc} \cdot g \cdot dz + \int_0^{z_b} F_{di} \cdot dz + \int_0^{m2\pi} F_i \cdot r \cdot d\theta \quad (2.33)$$

Onde: W_R é o trabalho realizado ou energia necessária para escavar uma estaca; F_i é a força aplicada no helicóide; m_{nc} é a massa do sistema de escavação; r é o raio da estaca hélice; g é a aceleração da gravidade; z_b é o comprimento da estaca; F_{di} é a força descendente aplicada ao helicóide e m é o número de volta do helicóide durante a escavação.

A partir desta equação, se pode estimar a energia necessária para escavar ou instalar uma estaca. Definindo-se a força de impulsão vertical N_d como a soma da força gravitacional e a força descendente, e integrando-se, é obtida a equação da energia de instalação E_s por unidade de volume Ωz_i , dada por:

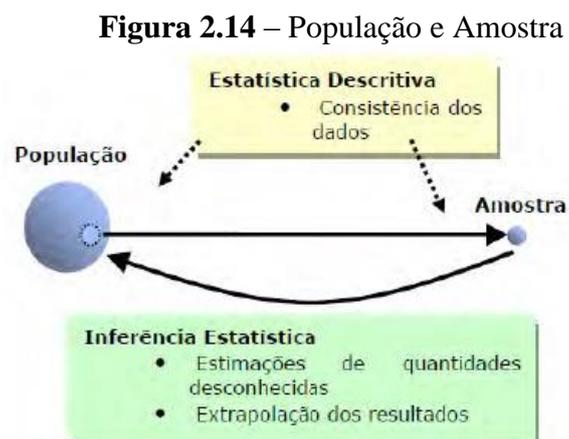
$$E_s = \frac{\Delta E_{st_i}}{\Omega \cdot Z_i} = \frac{N_d \cdot v_i + n_i \cdot M_i}{\Omega \cdot v_i} \quad (2.34)$$

Em que v é a velocidade vertical do trado; n_i é a velocidade angular; M_i é o torque aplicado e Ω é a área de projeção plana do trado.

A técnica proposta por Silva e Camapum (2010), rotinas SCCAP, baseiam-se no autocontrole da execução dos elementos de fundação a partir da medição automatizada do trabalho realizado ou da energia necessária para a escavação de cada estaca do estaqueamento, o qual é executado com equipamento tipo hélice contínua monitorada. Ainda segundo os autores das rotinas SCCAP, por meio delas, o projetista, o executor e o proprietário podem verificar em tempo real se a capacidade de carga adotada em projeto que está correlacionada com a energia será atendida durante a execução de cada elemento da fundação, permitindo assim, o ajuste do projeto ponto a ponto. Verificou-se ainda que a energia medida em cada estaca é diretamente proporcional a sua capacidade de carga, viabilizando o controle através daquela.

Silva e Camapum (2010) *apud* Lima (2014) detalha que o trabalho realizado em cada estaca executada, por um conjunto máquina/operador, forma uma população, que se enquadra em uma distribuição normal de probabilidade, assim, desenvolvendo o critério de aceitação em função da média e do desvio padrão da população.

Montgomery e Runger (2003) descrevem amostragem, como a seleção e a escolha dos elementos de uma população ou universo para compor uma amostra, e afirmam que é fundamental que a amostra seja representativa da população da qual foi extraída e que as medições realizadas para gerar os dados sejam confiáveis. A Figura 2.14 exhibe os conceitos descritos.



Fonte: Magalhães e Pedroso de Lima, 2001

Silva (2011) afirma que para medir a energia necessária para escavar uma estaca, faz-se necessário compreender o processo de escavação das estacas tipo hélice, atendo-se, principalmente, ao mecanismo de transferência de torque, do cabeçote da máquina para o helicóide (trado), e à aquisição de dados realizada pelo *software* de monitoramento durante o

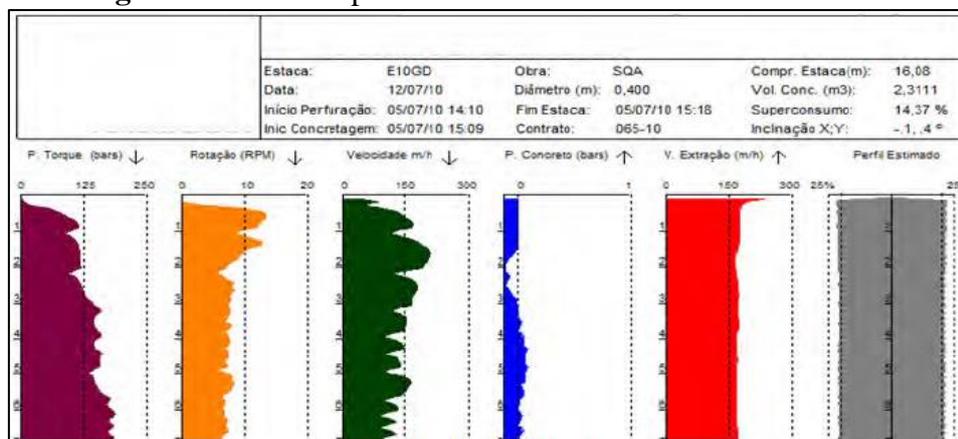
processo de escavação e concretagem destas estacas. Na pesquisa realizada por Silva (2011), utilizou-se o sistema de monitoramento SACI (*Continuous Flight Auger Instrumentation*), desenvolvido pela empresa Geodigitus.

O sistema de monitoramento SACI, utilizado durante a execução das estacas tipo hélice contínua, é descrito por vários autores, entre eles, Costa *et al.* (2008), e basicamente é composto por um computador e por sensores, cuja aquisição de dados, tratamento e controle da execução são realizados em *software* específico. O sistema é constituído por um computador localizado na cabine de comando do equipamento e por sensores que são instalados na perfuratriz e conectados ao computador por meio de cabos elétricos ou, no caso do sensor de pressão do concreto, através de um *link* de rádio. Este sistema permite a aquisição de dados que, após o tratamento, podem ser representados graficamente para fornecer os parâmetros de perfuração: profundidade, tempo, inclinação da torre, velocidade de penetração do trado, velocidade de rotação do trado, pressão de óleo do sistema, velocidade de extração da hélice, volume de concreto usado e pressão de concretagem (Figura 2.15).

Entretanto, observa-se, na Figura 2.15, que o sistema não informa diretamente o torque, sendo necessário converter a pressão medida em bar para torque em N.m, obrigando o projetista e o executor a entrarem em ábacos de conversão do fabricante.

Logo, Silva (2011) dissecou o sistema de transferência de torque, procurando entendê-lo, e, a partir do conhecimento adquirido, tratar os dados e introduzir rotinas para que o torque fosse informado durante a escavação das estacas já em N.m.

Figura 2.15 – Exemplo de relatório de monitoramento

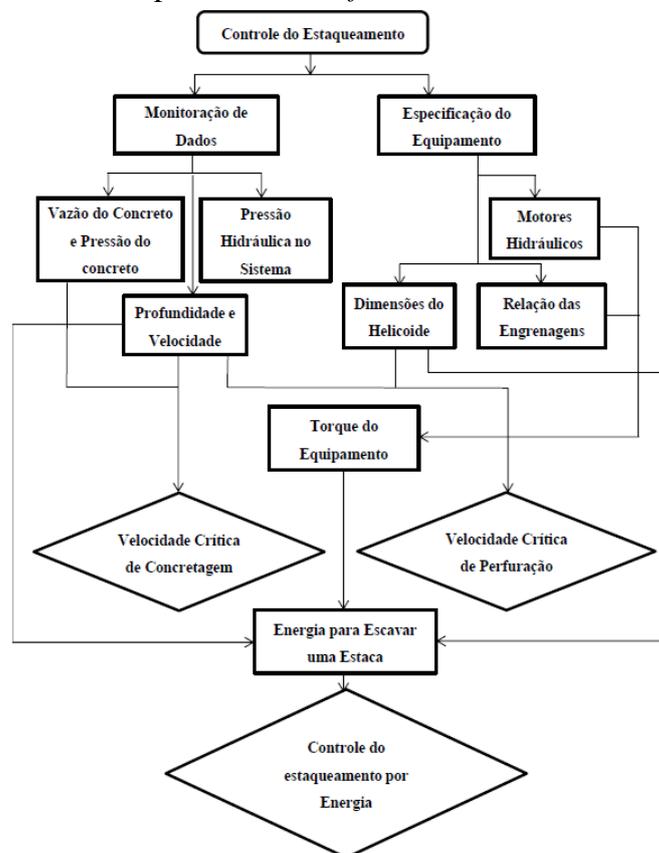


Fonte: Silva, 2011

Silva (2011) descreve que através da implementação de rotinas para o tratamento de dados no *software* de monitoramento das estacas hélices, a energia necessária ou o trabalho realizado para escavar uma estaca pode ser quantificado e armazenado em um banco de dados. Permitindo o tratamento dos dados e a aquisição automatizada do torque, da força aplicada ao helicóide e da energia necessária para escavar uma estaca.

A energia consumida durante a operação de alívio foi desconsiderada. O alívio é utilizado na prática da engenharia de fundação durante a execução e consiste na manutenção do helicóide girando sem avanço na perfuração, procedimento que provoca o transporte ascendente do solo escavado e consequentemente alivia as tensões, reduzindo a adesão entre o helicóide preenchido com o solo escavado e o fuste da estaca. Mostra-se, na Figura 2.16, através de um fluxograma, as rotinas implantadas no *software* de monitoramento das estacas hélices para a monitoração da energia ou do trabalho realizado para escavar cada estaca do estaqueamento (SILVA, 2011). Estes dados, se devidamente agrupados e tratados, podem ser utilizados no controle de qualidade das estacas em termos de capacidade de carga.

Figura 2.16 – Rotinas implantadas no *software* de monitoramento das estacas hélices



Fonte : Silva, 2011

2.5.3 Desempenho de estacas raiz

Ao longo dos anos, o desempenho de estacas raiz foram analisados por diversos autores, inicialmente os estudos realizados por Lizzi (1964), onde o autor foi pioneiro, introduzindo o conceito de estaca raiz no meio geotécnico. Lizzi (1982) elabora um relatório do estado da arte de estacas raiz, além de realizar a aplicação desse novo tipo de estaqueamento em obras históricas, propondo um dos métodos pioneiros para determinação da capacidade de carga de estacas raiz. Gruber *et al.* (1985) insere o estudo do comportamento dinâmico de estacas raiz. Tsukada e Ichimura (1997), apresentam diversas aplicações do uso da estaca raiz em obras realizadas no Japão, bem como relatos do uso de ensaios de campo (provas de carga e ensaios statnamic) para verificação do desempenho e análise do comportamento. Cadden *et al.* (2004) afirma que o controle de desempenho da estaca raiz ocorre através do processo de execução: observação da escavação da estaca, preparação do furo de prospecção, emprego da armadura e pressão de injeção da argamassa. Lima (2014) e Moura *et al.* (2015) propõem uma nova metodologia para o controle executivo de estaca raiz, a partir do desenvolvimento de formulações empíricas para previsão da capacidade de carga de estacas tipo raiz, através do monitoramento de variáveis durante a execução das mesmas utilizando um velocímetro digital. No estudo, foram realizadas provas de carga estáticas lentas em três estacas raiz monitoradas, com diâmetros de 350 e 410 mm.

Atualmente o controle executivo de estacas raiz durante o seu processo executivo é efetuado contemplando algumas variáveis, tais como: consumo de sacos de cimento, número de golpes de ar comprimido, comparação do solo resultante da escavação com o resultado de sondagem, análise tátil-visual, tempo de escavação, tempo de implementação da armadura e tempo de injeção. A experiência mostrou-se um fator determinante neste caso. Após a execução, o controle se dá por ensaios de campo, a fim de verificação de desempenho e integridade do elemento estrutural. Para verificação de desempenho destacam-se os ensaios de carregamento de dinâmico e os ensaios de carregamento estático ou prova de carga estática (LIMA, 2014).

No Brasil, foram realizados trabalhos avaliando o desempenho de estacas raiz, que vêm sendo desenvolvidos na UnB, UNICAMP, USP, EESC/USP e UFC, onde destacam-se: Nogueira (2004), Garcia (2006), Venâncio (2008), Albuquerque *et al.* (2009), Cunha (2011), Lalster (2012), Garcia *et al.* (2013), Barreto (2014), Lima (2014) e Moura *et al.* (2015).

A produção de argamassa para o preenchimento da estaca raiz, segundo a ABNT (2010), recomenda uma resistência mínima de 20 MPa, consumo mínimo de cimento de 600 kg/m³, e relação água/cimento entre 0,5 a 0,6, porém, a limitação de consumo mínimo de cimento é um tema polêmico quanto à garantia de durabilidade, no entanto, nessas condições, com um consumo de cimento nesse patamar, acarreta uma simples aquisição de resistência à compressão axial acima dos 20 MPa exigidos por norma, não sendo necessário o emprego de tecnologia sofisticada para a confecção de argamassas utilizadas em estacas raiz.

Lalster (2012) estudou a influência do consumo de cimento e da relação água/cimento por meio de ensaios de absorção capilar, avaliando seu desempenho para condições de consumo de cimento menor do que 600 kg/m³. Identificou-se que além do consumo de cimento e relação água/cimento, a distribuição granulométrica tem influência na absorção capilar, e que é possível obter argamassas com baixa absorção e consumos menores que 600 kg/m³, através do controle da distribuição granulométrica global e utilização de aditivos para o controle da relação água/cimento. Ainda recomenda-se a utilização do mini *slump* em campo para o controle da exsudação das argamassas.

A partir do estudo de estacas tipo raiz, Nogueira (2004) verificou o comportamento de estacas submetidas a esforços de compressão através de provas de carga à compressão (lentas), executadas em solo de diabásio não saturado, e notou que, na ruptura, em média 96,8% da carga aplicada no topo das estacas foi transferida para o fuste. No estudo, o autor comprovou a aplicabilidade conceitual das Leis de Cambefort, uma vez que foram necessários pequenos deslocamentos, entre 2 a 5 mm, para a plena mobilização do atrito lateral, sendo que para a ponta, até onde foi possível observar, maiores deslocamentos fizeram-se necessários. Concluiu, ainda que os métodos de estimativa de capacidade de carga semi-empíricos, os quais se propõem ao cálculo da carga de ponta para estacas raízes deveriam ser reavaliados, devido ao fato de apresentarem percentuais de capacidade de carga de ponta relativamente superior ao observado, para o caso do subsolo em estudo. O autor destacou o método de Lizzi (1982), quando comparado com as provas de carga realizadas no estudo.

Cadden *et al.* (2004) afirmam que o controle de qualidade de uma estaca raiz é simples e confiável, principalmente o controle da argamassa de injeção utilizada. Quanto a execução, observa-se que as estacas raiz possuem um processo similar aos de estacas do tipo hélice contínua, onde o armazenamento de dados é limitado durante a instalação da estaca, ainda descrevem que os dados de execução para a maioria das estaca raiz não permitem caracterização

numérica dos materiais encontrados (como o número de golpes em uma estaca cravada) e que diferentemente das estacas escavadas, ocorre a dificuldade de se avaliar a condição de homogeneidade do fuste, devido a limitação da verificação da distribuição da argamassa ao longo do fuste, assim, o controle de qualidade se dá pelo processo de execução : observação da escavação da estaca, preparação do furo de prospecção, implementação da armadura e pressão de injeção da argamassa.

Garcia *et al.* (2013) analisam o comportamento de estacas raiz, as quais foram submetidas a provas de carga com carregamento lento e confronta os resultados com aqueles obtidos por meio de modelagem numérica tridimensional pelo método dos elementos finitos, o qual permite simular o comportamento elasto-plástico do solo, cujos parâmetros geotécnicos foram determinados por meio de correlações obtidas a partir de ensaios de campo. Nesse sentido, verificam, através das análises realizadas e pelo modelo de transferência de carga, que seus comprimentos poderiam ser reduzidos, possibilitando otimizar o projeto geotécnico. Os autores concluem que a distribuição da carga como uma função da profundidade gerada usando as análises numéricas foi significativamente afetada pela porção da estaca incorporado em materiais de elevada rigidez (formações rochosas), devido a sua dissipação depende da coesão (c) e rigidez (E) e que a porção resistida pela ponta é próxima de zero para as estacas em materiais com características de rocha (i.e., alta rigidez).

Lima (2014) avaliou o uso de dados provenientes de parâmetros monitorados e que possam ser relacionados com a resistência do solo durante a escavação, poderia sim, ser uma ferramenta de controle ou até mesmo ser empregada na previsão de capacidade de carga. Esse monitoramento constitui-se um desafio por sua complexidade e pelos fatores externos envolvidos, como a percepção e atuação do operador, a falta de dispositivos de monitoramento para o equipamento utilizado na execução da estaca, e até mesmo “lama” produzida na etapa de escavação.

Cunha (2011) estudou o efeito da pressão de injeção em estacas raiz com comprimento de 10m e diâmetro de 0,22m no solo poroso de Brasília. A estacas foram construídas adotando diferentes pressões de injeção (0,200, 300 e 500 kPa) durante a execução da estaca. As estacas foram submetidas a ensaios de prova de carga estática rápidos. Cunha (2011) concluiu que a capacidade de carga aumenta ao passo que a pressão de injeção aumenta. Uma possível explicação se dá pela ocorrência de efeitos simultâneos e distintos que são: colapso e o acréscimo de tensão lateral na carga de ruptura do solo.

Segundo Miranda Filho *et al.* (2005), as recentes transformações no setor da construção civil ocasionaram a necessidade de empreiteiras de atender critérios competitivos como tempo, custo e qualidade. Dessa forma, construtoras buscam novas filosofias para atender a tais critérios exigidos pelo mercado, assim, empresas ligadas ao ramo de engenharia de fundações passaram a adotar metodologias que se adequem a essa nova realidade. A engenharia geotécnica apresenta peculiaridades que a diferencia do resto do ramo da construção, tais peculiaridades são citadas como as maiores causas pelo o lento desenvolvimento de processos inovadores. Nesse estudo, relata-se a experiência adquirida com a aplicação de princípios de construção enxuta no processo de execução de estacas raiz. O trabalho aponta medidas que devem ser tomadas para um melhor desempenho e a produtividade da engenharia de fundações, tais como: padronização, eficiência e organização na execução de atividades.

Lima (2014) e Moura *et al.* (2015) propõem um novo procedimento para o controle executivo de estacas raiz, a partir do desenvolvimento de formulações empíricas para previsão da capacidade de carga de estacas tipo raiz, através do monitoramento de variáveis durante a execução das mesmas utilizando um velocímetro digital. No estudo, realizaram provas de carga estáticas e lentas em três estacas raiz monitoradas, com comprimentos variando entre 12m e 16m, e com diâmetros de 350 e 410 mm, executadas em Fortaleza, onde o solo apresenta um perfil predominantemente “silto-arenoso”. Durante o estudo, o conjunto operador-máquina se manteve fixo em cada obra. Esse procedimento é importante, pois possibilita uma interpretação mais adequada dos resultados do monitoramento, reduzindo os fatores que podem causar variações nos resultados do monitoramento.

O estudo realizado por Lima (2014), consistiu no controle de execução e nas medições, durante a execução da estaca, das seguintes variáveis : velocidade angular média e velocidade angular máxima do rotator da perfuratriz; tempo decorrido na penetração do quadricone ou da broca de perfuração em comprimentos de escavação pré-fixados; comprimentos de escavação (penetração) em intervalos de tempo regularmente estipulados; distância linear equivalente percorrida pelo rotator da perfuratriz, no intervalo de tempo medido. Ainda para a realização de um controle tecnológico e executivo também foram avaliadas as seguintes variáveis: tempo de execução, pressão de injeção de ar, número de golpes de ar e consumo de cimento.

Como referido anteriormente, as medições foram realizadas por meio de um velocímetro digital, posicionado no rotator do equipamento utilizado na execução da estaca. Segundo Lima (2014), o aparelho fornece uma visualização em tempo real da velocidade atual, distância

percorrida, o tempo de escavação e tempo atual, além de uma fácil visualização da velocidade máxima, velocidade média, tempo total, distância total e rotações por minuto do rotator. Dentre as variáveis monitoradas, foram selecionadas duas variáveis: rotação e velocidade de avanço. A primeira foi associada ao atrito lateral e a segunda à resistência de ponta.

O comportamento dessas variáveis foi observado e registrado, durante a execução das estacas analisadas, nos 50 cm finais de escavação, o que possibilitou perceber, que de fato há uma relação entre as mesmas e a capacidade de carga das mesmas. Além das variáveis rotação e velocidade de avanço, foram monitoradas as seguintes variáveis: índice de resistência na ponta ($N_{spt,ponta}$), índice de resistência lateral médio ($\bar{N}_{spt,lat}$), diâmetro da estaca (D), comprimento unitário (ΔL) e comprimento da estaca (L). Dessa forma, Lima (2014) elaborou uma equação em função das variáveis do monitoramento.

Lima (2014) conclui que devido às características do equipamento utilizado na execução de estacas raiz e o seu processo executivo, observa-se a dificuldade de monitoramento durante o mesmo, através de dispositivos eletrônicos. Isso justifica porque ainda hoje, a utilização de prova de carga apresenta-se como o meio mais difundido para verificação de desempenho da estaca raiz. Foi observado ainda a necessidade de preservar o mesmo conjunto máquina-operador durante o monitoramento realizado, de forma a minorar fatores intervenientes adicionais que supostamente influenciariam no processo executivo. Foi verificado pela autora que há correlação entre a capacidade de carga e as variáveis monitoradas e ainda que os resultados obtidos pela expressão proposta foram concordantes com os valores de referência, em termos de ordem de grandeza

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritas e apresentadas as etapas de desenvolvimento do trabalho, os locais da área de estudo e o monitoramento das variáveis.

3.1 Metodologia

A metodologia adotada para o desenvolvimento da presente pesquisa baseia-se na realização das seguintes etapas:

- Revisão Bibliográfica;
- Definição dos locais de estudo;
- Coleta de dados;
- Monitoramento da execução das estacas selecionadas;
- Realização de provas de carga estáticas;
- Desenvolvimento de uma equação para o controle executivo de estacas raiz;
- Validação da formulação proposta;

As áreas de estudo que foram designadas para a realização da pesquisa foram definidas partindo do critério de demanda de obras com soluções de fundações em estacas raiz, onde posteriormente se fizessem os ensaios de prova de carga estática nas mesmas.

A coleta de dados foi realizada para estabelecer o perfil estratigráfico dos locais de estudo, bem como para fomentar a base de dados utilizada na previsão da capacidade de carga das estacas monitoradas. Na etapa de monitoramento, foram acompanhadas 16 estacas, mas a pesquisa concentrou-se em 8 delas, as quais foram submetidas a ensaios de prova de carga estática.

3.2 Áreas estudadas

A Figura 3.1 mostra os locais selecionados para o desenvolvimento da presente pesquisa. No total foram selecionados cinco locais para serem estudados. Em todas as áreas de estudadas estavam sendo construídas obras civis, com fundações em estacas do tipo raiz. Todas as obras estão situadas no município de Fortaleza.

Figura 3.1- Localização das áreas estudadas



Fonte: Google Earth, 2016.

A obra 01, está situada no terreno onde será construído um edifício residencial, com três subsolos, térreo e mais vinte e dois pavimentos, na Rua Frei Mansueto, Mucuripe. A obra 02 está localizada em um terreno na Rua Caio Cid, no bairro Eng^o. Luciano Cavalcante. Neste caso foram construídos dois prédios de apartamentos. A obra 03 está localizada em um terreno onde foi construído um viaduto entre a BR-116 e a Av. Aguanambi.

A obra 04 está localizada na Rua Armando Dallóllio, no Bairro Guararapes. Por fim, a obra 05 está localizada num terreno entre as Ruas Justino Café Neto, Francisco Farias Filho e Marinha Holanda, no Bairro do Cocó.

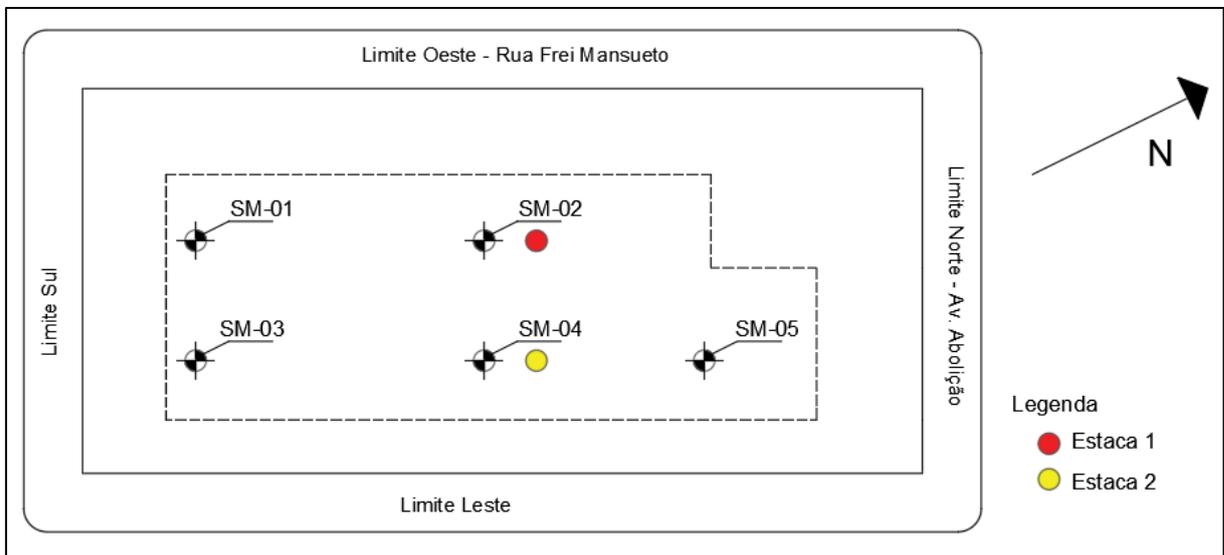
Na Tabela 3.1, estão descritas algumas características geométricas e de execução das fundações em estacas raiz das obras estudadas:

Tabela 3.1 – Dados gerais das estacas

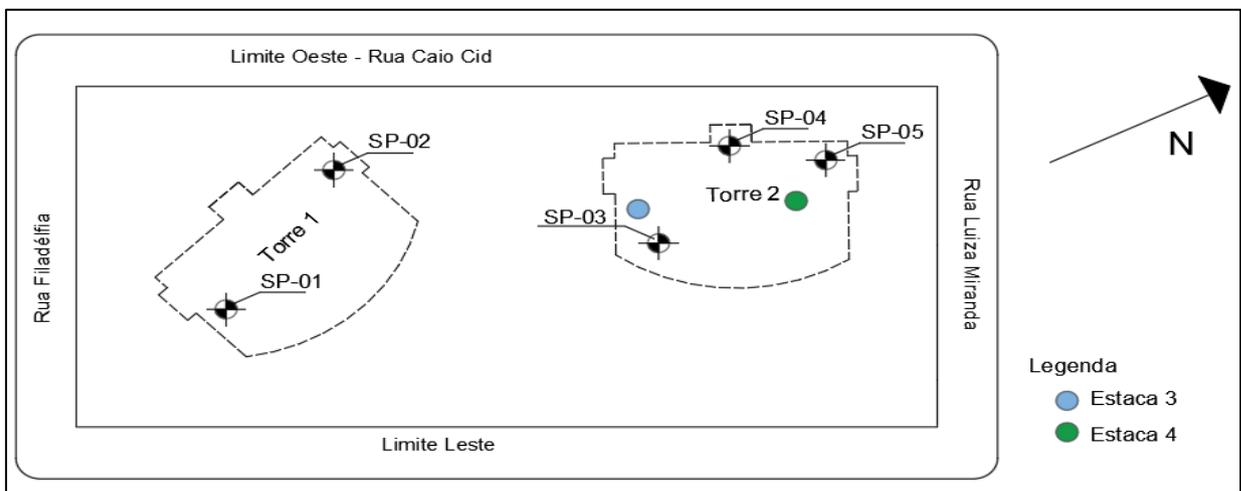
Dados	Obra							
	1		2		3	4	5	
Estaca	1	2	3	4	5	6	7	8
L (m)	7,7	7,7	15	15	26	12	16	12
D (mm)	410	410	410	410	410	350	410	410
Pressão de injeção (kPa)	400	400	300	300	300	300	300	300
Carga de Trabalho (kN)	1000,0	1000,0	1200,0	1200,0	1400,0	800,0	1200,0	1200,0

Fonte: O autor, (2016)

Da Figura 3.2 à 3.6 apresenta-se a localização das estacas estudadas em cada obra.

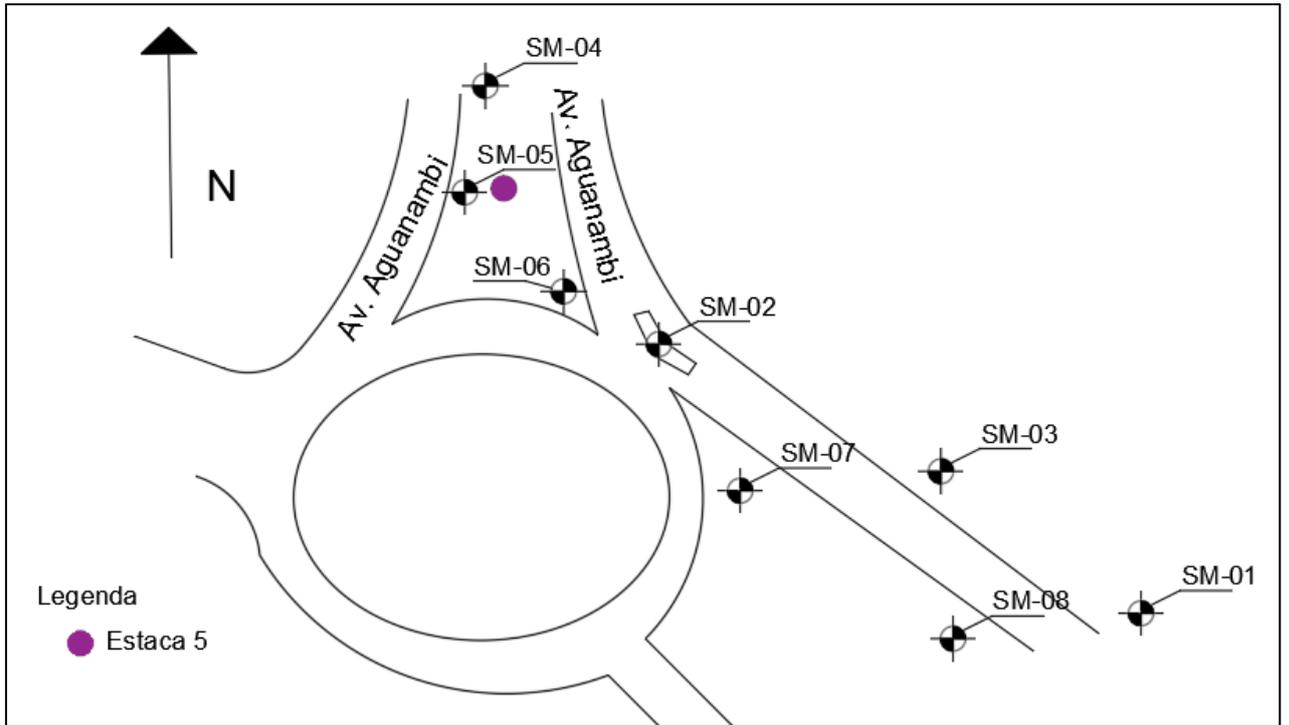
Figura 3.2- Localização das estacas estudadas na obra 01

Fonte: O autor, 2016

Figura 3.3- Localização das estacas estudadas na obra 02

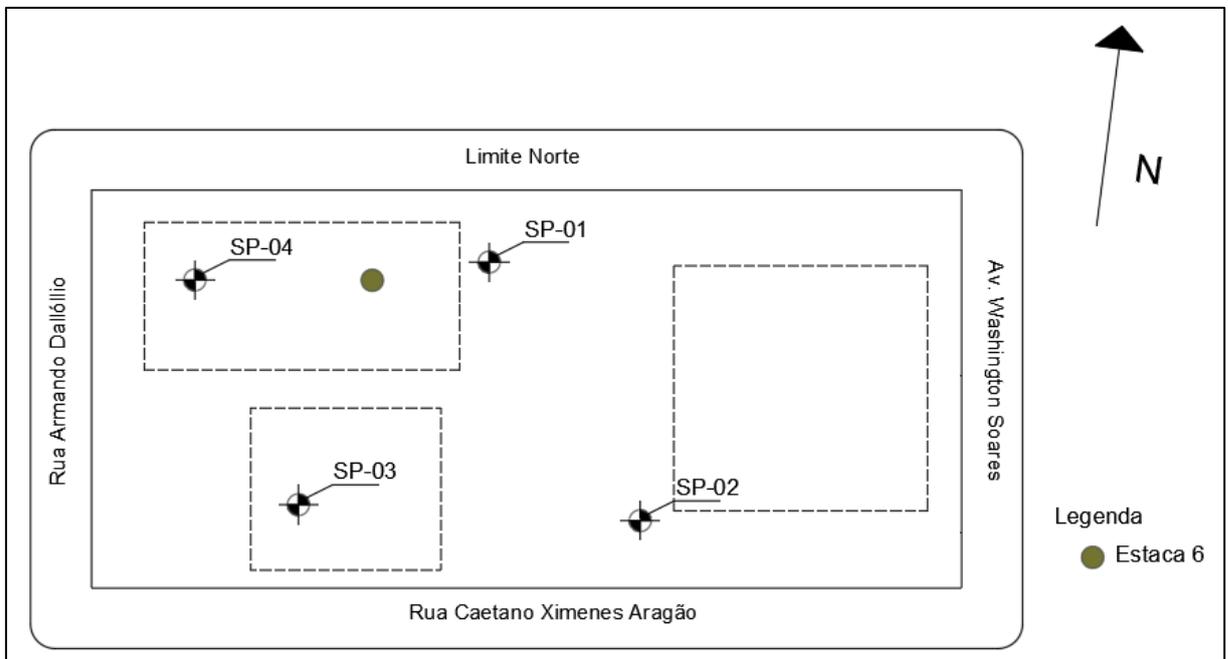
Fonte: O autor, 2016

Figura 3.4- Localização das estacas estudadas na obra 03

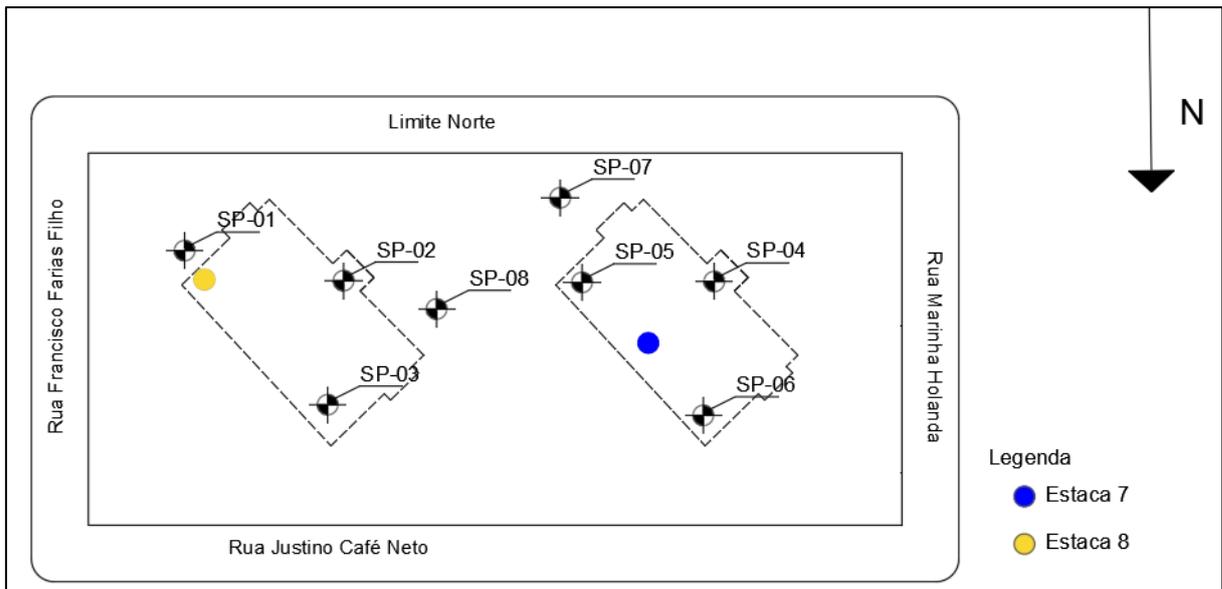


Fonte: O autor, 2016

Figura 3.5- Localização das estacas estudadas na obra 04



Fonte: O autor, 2016

Figura 3.6- Localização das estacas estudadas na obra 05

Fonte: O autor, 2016

3.3 Coleta de dados

O levantamento de informações geológico-geotécnicas dos locais de estudo (obra 01 a 05) foi baseado em dados coletados através de relatórios de sondagens à percussão, cujos procedimentos seguiram a ABNT (2001).

No total foram coletados 30 furos de sondagens à percussão, sendo que: nas Obras 1 e 2, foram coletadas 5 sondagens à percussão (SPT), em cada uma, nas obras 3 e 5 foram coletadas 8 sondagens cada e na obra 4 foram coletadas 4 sondagens.

Vale ressaltar que alguns dos furos de sondagens coletados não foram utilizados diretamente para a realização do presente trabalho, mas contribuíram para uma caracterização geotécnica abrangente dos solos dos locais estudados. A escolha dos ensaios utilizados foi baseada na proximidade dos furos de sondagens e as estacas monitoradas. A Tabela 3.2 relaciona as sondagens à percussão (SPT) coletadas e cada obra, conforme a descrição da Figura 3.1.

Tabela 3.2 – Relação das sondagens à percussão (SPT) utilizadas

Obra	Estaca	Sondagem
01	1	SM-2
	2	SM-4
02	3	SP-03
	4	SP-03,04,05
03	5	SM-05
04	6	SP-01,04
05	7	SP-4,5,6
	8	SP-01

Fonte: O autor, 2016

3.4 Monitoramento de estacas

O monitoramento das estacas raiz da presente pesquisa foi realizado em duas etapas, a primeira etapa consistiu no controle de equipamentos de execução e procedimentos das estacas. Dessa forma, inicialmente verificou-se as seguintes variáveis: horário inicial da execução da estaca (momento em que o operador inicia o processo de escavação), diâmetro do rotator da perfuratriz, diâmetro da broca de perfuração, comprimento da estaca, diâmetro da estaca e a pressão de injeção de ar.

Na segunda etapa, são medidas variáveis no processo de execução da estaca (escavação), tais como: horário final da execução da estaca (dessa forma, obtendo o tempo de execução), número de golpes de ar, consumo de cimento, velocidade angular média e velocidade angular máxima do rotator da perfuratriz, tempo decorrido na penetração da broca de perfuração em comprimentos de escavação pré-estabelecidos e a distância linear equivalente percorrida pelo rotator da perfuratriz, no intervalo de tempo medido.

3.4.1 Equipamentos utilizados no monitoramento

A escavação das estacas raiz foi realizada com a utilização de brocas de perfuração, na maioria das obras, fez-se uso da broca 1000, como pode ser visto na Figura 3.7a. Na obra 03, utilizou-se o martelo de fundo (Figura 3.7b). O equipamento de execução das estacas é uma CZM CR140. Ambas as brocas possuem um diâmetro de 0,31m.

Figura 3.7- Brocas de Perfuração : (a) - Broca 1000; (b) – Martelo de Fundo



Fonte: O autor, 2016

O monitoramento consistiu no acompanhamento das variáveis durante a execução da estaca. Inicialmente, os equipamentos de monitoramento são posicionados no topo da cabeça de perfuração da máquina que executa a estaca, como visto na Figura 3.8.

Figura 3.8- Equipamentos do monitoramento



Fonte: O autor, 2016

O velocímetro digital, da marca *Union*, utilizado na pesquisa, fornece uma visualização da velocidade linear do rotator da perfuratriz, distância linear percorrida pelo rotator da perfuratriz, além da função de cronômetro. A cada giro do rotator, o ímã nele fixado se

aproximava do sensor, instalado a, no máximo, 4 cm do ímã, que por sua vez, envia os dados para o velocímetro, e as informações por ele processadas são disponibilizadas no visor (Figura 3.8). É recomendável a utilização de um ímã de neodímio, que faz com que a captação das ondas pelo sensor se tornem mais precisas. Ainda vale ressaltar, a necessidade da utilização de um velocímetro digital com precisão de no mínimo duas casas decimais.

3.4.2 Procedimentos adotados no monitoramento

Inicialmente, o velocímetro foi programado de acordo com o diâmetro do rotator da perfuratriz, para que fosse medida a distância linear percorrida pelo rotator da perfuratriz. Para cada passada do ímã pelo sensor, dessa forma, era registrada a distância total percorrida pelo rotator em um intervalo de tempo determinado por avanços da broca perfuradora. Considerando as recomendações realizadas por Lima (2014), demarcou-se seções de 10 cm, 20cm e 20cm, na haste de escavação (Figura 3.9) do último metro executado das estacas, onde realizou-se o monitoramento.

Figura 3.9- Seções demarcadas



Fonte: O autor, 2016

Durante a escavação de cada seção na execução do último metro da estaca, mede-se o tempo necessário para que a escavação entre 2 seções consecutivas, dessa forma, obtém-se a variável denominada velocidade de avanço. A outra variável medida é a velocidade linear do

rotator da perfuratriz durante a escavação do mesmo trecho mencionado. Divide-se a distância linear percorrida pelo rotator em um trecho, pelo comprimento da circunferência do rotator da perfuratriz, assim obtendo o número de voltas realizadas pelo rotator da perfuratriz durante a escavação de uma seção. A partir do tempo decorrido durante a escavação dessa seção e do número de voltas efetuadas, pode-se determinar o número de rotações por minuto, ou seja, a frequência (f) do rotator da perfuratriz. A velocidade angular do rotator (ω_r) da perfuratriz é obtida a partir da seguinte relação:

$$\omega_r = 2\pi f \quad (3.1)$$

Como o rotator da perfuratriz é ligado a broca no fundo da escavação por hastes de escavação que giram simultaneamente, pode-se admitir que a velocidade angular da broca de perfuração (ω_b) é igual a velocidade angular do rotator da perfuratriz (ω_r).

$$\omega_b = \omega_r \quad (3.2)$$

A partir da relação mencionada anteriormente, determina-se então a velocidade linear da broca de perfuração a partir da seguinte equação:

$$v_b = \omega_b R_b \quad (3.3)$$

Onde: v_b é a velocidade linear da broca de perfuração; ω_b é a velocidade angular da broca de perfuração e R_b é o raio da broca de perfuração. Posteriormente, a velocidade linear da broca de perfuração e a velocidade de avanço da broca são associadas a capacidade de carga das estacas, conforme associação previamente realizada por Lima (2014).

3.4.3 Formulação de equações para o controle executivo das estacas monitoradas

A formulação de equações para o controle executivos das estacas monitoradas foi iniciado pela escolha das variáveis que iriam compor a equação e considerando que a formulação pretende contribuir para o desenvolvimento de uma formulação empírica, de utilização simples e aplicável, que possa ser utilizada no controle executivo de estaca raiz. Assim, partiu-se das sugestões de Lima (2014) que selecionou duas variáveis obtidas no monitoramento para relacionar com a capacidade de carga das estacas: velocidade linear da broca de perfuração e a velocidade de avanço da broca, sendo que a primeira é associada ao atrito lateral e a segunda à resistência de ponta.

Além das variáveis velocidade linear da broca de perfuração e a velocidade de avanço da broca, foram consideradas e ainda, as seguintes variáveis: índice de resistência na ponta ($N_{spt, ponta}$), índice de resistência lateral médio ($\bar{N}_{spt,lat}$), diâmetro (D) e comprimento da estaca (L). O índice de resistência lateral médio ($\bar{N}_{spt,lat}$) é determinado a partir da média dos valores médios de N_{SPT} ao longo do fuste indicado nas sondagens utilizadas para cada estaca. O índice de resistência na ponta ($N_{spt, ponta}$) é determinado pela média dos valores de N_{SPT} na ponta das sondagens utilizadas para cada estaca.

A partir da realização de ensaios de prova de carga estática nas estacas monitoradas, foi possível determinar a capacidade de carga das mesmas. Nos ensaios em que as estacas não apresentam uma ruptura física evidente, fez-se a estimativa da capacidade de carga pelo método de Van der Veen (1953).

Lima (2014) propôs diversos modelos matemáticos para relacionar a variáveis monitoradas e capacidade de carga obtida a partir de ensaios de prova de carga. Assim, concluiu-se que a partir das análises realizadas, que a parcela relativa à resistência de ponta (Q_p), deverá ser composta pelas variáveis área da ponta (A_p), velocidade de avanço da broca (v_a) e índice de resistência de ponta ($N_{spt,ponta}$); enquanto a parcela relativa ao atrito lateral (Q_l), deverá ser composta pelas seguintes variáveis: velocidade linear da broca de perfuração (V_b), perímetro da estaca ($U = \pi D$), comprimento total da estaca (L) e índice de resistência lateral médio ($\bar{N}_{spt,lat}$).

Para correlacionar as variáveis monitoradas com as capacidades de carga das estacas, obtidas a partir de ensaios de prova de carga, foi necessário estimar as parcelas da capacidade de carga última (Q_{ult}) que são absorvidas pela lateral da estaca e pela ponta. A ABNT (2010) indica que para estacas escavadas, que a resistência lateral seja responsável por no mínimo 80% da carga de trabalho da estaca. Assim, foram propostos cenários distintos, onde em um deles a resistência lateral é responsável por 80% da resistência total e a resistência de ponta responsável por 20% da resistência total. Nos outros casos, foram desenvolvidas simulações com que a lateral da estaca resistiria a 90% da capacidade de carga e a ponta 10% e, finalmente, foi considerado a situação que a capacidade de carga está sendo totalmente absorvida pela lateral da estaca.

Para o desenvolvimento da expressão proposta no trabalho, utilizou-se o método de análise de regressão linear múltipla, que considera uma variável dependente e diversas variáveis explicativas (variáveis independentes), de forma que:

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n \quad (3.4)$$

Onde: Y é a variável dependente (no caso, Q_p ou Q_l); X₁, X₂, ..., X_n são as variáveis explicativas; a₁, a₂, ..., a_n são os coeficientes das respectivas variáveis explicativas, chamados de coeficientes de regressão e a₀ é uma constante cuja finalidade é representar a parcela de Y que não foi explicada pelas variáveis explicativas.

Por esse método e utilizando o método dos mínimos quadrados, é ajustada a expressão desejada com base no menor desvio entre os valores reais observado da variável e o valor estimado.

Dessa forma, considerando uma função linear múltipla com três variáveis, deve-se resolver o seguinte sistema:

$$\sum Y = na_0 + a_1 \sum X_1 + a_2 \sum X_2 + a_3 \sum X_3 \quad (3.5)$$

$$\sum YX_1 = a_0 \sum X_1 + a_1 \sum X_1^2 + a_2 \sum X_1 X_2 + a_3 \sum X_1 X_3 \quad (3.6)$$

$$\sum YX_2 = a_0 \sum X_2 + a_1 \sum X_2 X_1 + a_2 \sum X_2^2 + a_3 \sum X_2 X_3 \quad (3.7)$$

$$\sum YX_3 = a_0 \sum X_3 + a_1 \sum X_3 X_1 + a_2 \sum X_3 X_2 + a_3 \sum X_3^2 \quad (3.8)$$

Através desse sistema calcula-se os valores de a₀, a₁, a₂ e a₃, empregando-se os dados atuais de Y, X₁, X₂, X₃. Como as relações entre as variáveis em modelos de capacidade de carga em geral não são lineares. Foi necessário utilizar uma transformação logarítmica de variáveis para tornar o modelo exponencial. As equações seguintes ilustram o procedimento:

$$Y = a_0 * X_1^{a_1} * X_2^{a_2} * \dots * X_n^{a_n} \quad (3.9)$$

$$\ln(Y) = \ln(a_0) + a_1 * \ln(X_1) + a_2 * \ln(X_2) + \dots + a_n * \ln(X_n) \quad (3.10)$$

Assim, considerando as novas variáveis como $\ln(X_i)$ e resolvendo o sistema das equações 3.5 a 3.8, utilizando as transformações logarítmicas de variáveis, é possível aplicar o modelo de regressão linear múltipla e obter os valores dos coeficientes a_i .

Sendo assim, tem-se que:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_l \quad (3.11)$$

$$Q_p = a'_o A_p^{a_1} V_a^{a_2} N_{spt,ponta}^{a_3} \quad (3.12)$$

$$Q_l = a''_o V_b^{a_4} (UL)^{a_5} \bar{N}_{spt,lat}^{a_6} \quad (3.13)$$

Onde: A_p é a área aparente; V_a é a velocidade de avanço da broca; $N_{spt,ponta}$ é o índice de resistência de ponta; V_b é a velocidade linear da broca de perfuração, U é o perímetro da estaca, L é o comprimento total da estaca, $\bar{N}_{spt,lat}$ é o índice de resistência lateral médio, $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6$ são os coeficientes de regressão linear e a'_o, a''_o são constantes da regressão.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados e as análises dos ensaios realizados no campo e do monitoramento. A metodologia proposta para o controle executivo de estacas raiz é analisada e validada por meio do monitoramento de oito estacas submetidas a ensaios de prova de carga estática, sendo cinco desses ensaios utilizados para calibração e três ensaios para validação da equação proposta para o controle executivo de estacas raiz. Vale mencionar que a escolha do tipo de fundação de cada obra foi realizada, exclusivamente, pelos seus respectivos projetistas. No entanto, a seguir comenta-se sobre os possíveis fatores que justificariam as escolhas. Inicialmente, são apresentados os resultados dos ensaios de sondagem à percussão (SPT) e das provas de carga estáticas realizados nas obras estudadas, assim como os resultados obtidos durante o monitoramento. Em seguida, são apresentadas estimativas da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos e ensaios de prova de carga. Seguida das análises dos resultados obtidos. Por fim, a proposta para controle executivo de estacas raiz é desenvolvida e validada.

4.1 Ensaios realizados

Foram realizados ensaios geotécnicos em cinco locais, conforme locação da Figura 3.1. Uma campanha de ensaios à percussão (SPT) foram inicialmente realizados e, posteriormente, realizaram-se ensaios de prova de carga estática (PCE).

4.1.1 Obra 1

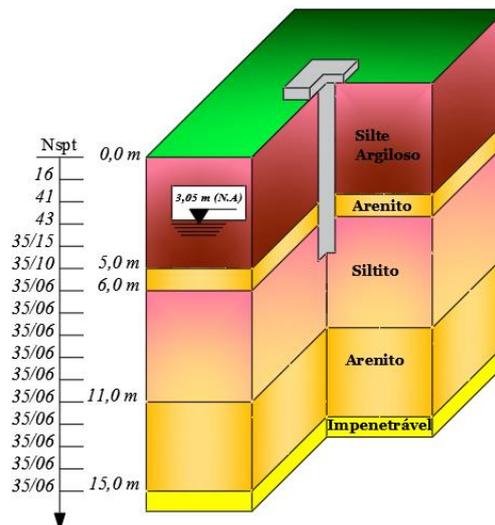
Na obra, realizaram-se 5 ensaios de sondagem a percussão (SPT) e 2 ensaios de prova de carga estática (PCE). Avaliando-se a alternativa de estacas raiz como fundação para a obra, verificam-se diversos aspectos que justificam a referida alternativa. Como mencionado previamente, a obra situa-se no bairro Mucuripe, nas proximidades da Av. Abolição, que apresenta elevada densidade de edificações na vizinhança. Pelo fato da obra ser um edifício residencial com 3 subsolos, o porte da edificação gera cargas nas fundações compatíveis com a carga de trabalho da estaca escolhida, que é de 410 mm de diâmetro. Quanto ao subsolo, o nível do lençol freático situa-se a 3,00 m de profundidade em relação ao nível de assentamento do bloco de coroamento e a estaca raiz é um tipo de estaca escavada que pode ser executada abaixo do nível d'água. Ademais, para o comprimento empregado de 7,7 m, a ponta da estaca está assente em rocha sedimentar, que apresenta elevado valor de N_{SPT} . Devido aos elevados valores

de N_{SPT} ao longo do perfil, considera-se que a adoção de estaca raiz foi adequada para as fundações da referida obra.

4.1.1.1 Sondagens à percussão

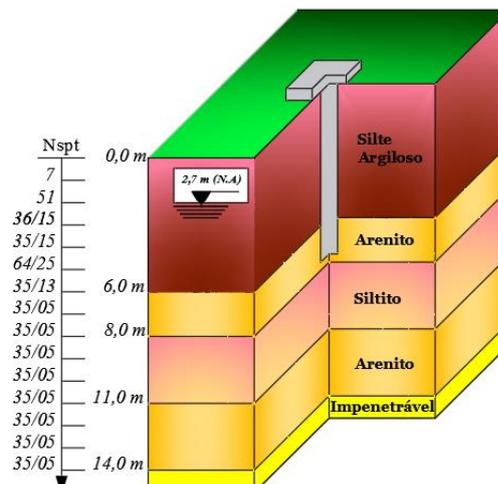
Os ensaios de sondagem a percussão foram realizados na base da escavação dos subsolos, conforme apresentado a seguir. A localização dos furos de sondagem está apresentada na Figura 3.2. O perfil estratigráfico do solo da obra 1, apresenta uma camada de solo silte argiloso, seguido por uma camada composta de rochas sedimentares intercaladas do tipo arenito e siltito, como apresentado nas Figuras 4.1 e 4.2. Verifica-se que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), apresenta valores elevados.

Figura 4.1- Estratigrafia do subsolo da obra 1 – SM-02



Fonte: Tecnord, 2016b

Figura 4.2- Estratigrafia do subsolo da obra 1 – SM-04



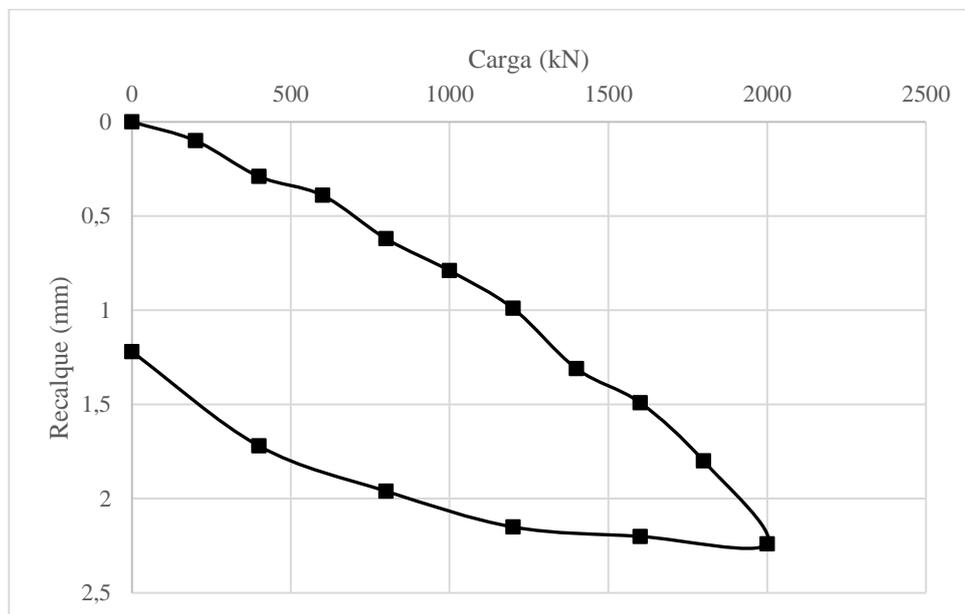
Fonte: Tecnord, 2016b

4.1.1.2 Provas de carga

Na obra 1, as estacas monitoradas foram submetidas à prova de carga lenta, de acordo com a ABNT (2006). O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado em 10 estágios de carga correspondente, cada um, a 20% da carga de trabalho da mesma.

A Figura 4.3 exibe a curva carga-recalque obtida para o ensaio de prova de carga da estaca 1. Durante o ensaio de prova de carga estática, a estaca 1 foi submetida a uma carga máxima de 2000 kN, alcançando um recalque máximo de 2,24 mm. Após o descarregamento, observa-se um recalque residual no valor de 1,22 mm.

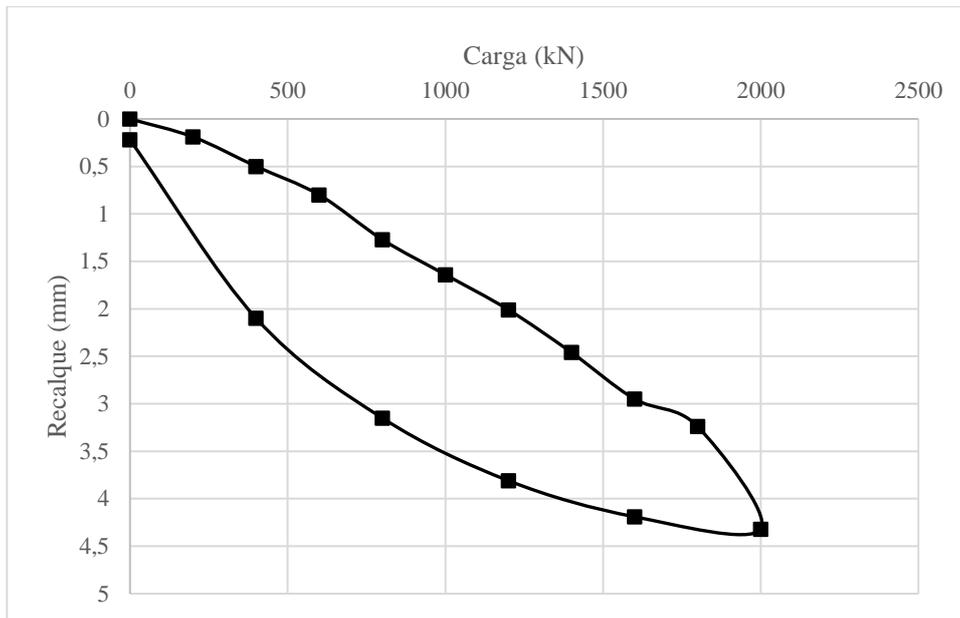
Figura 4.3- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 1



Fonte: Tecnorm, 2016a

O comportamento do sistema solo-estaca apresentado no ensaio de prova de carga, corrobora com os resultados dos ensaios de sondagem a percussão, onde verificou-se uma elevada resistência do conjunto estaca-solo e uma baixa deformabilidade. Nota-se ainda que, a curva carga-recalque não apresenta indicativo de ruptura física, tampouco de ruptura convencional.

A curva carga-recalque apresentada na Figura 4.4 mostra o resultado do ensaio de prova de carga realizado na estaca 2. A estaca 2 foi submetida a uma carga de 2000 kN, e apresenta um recalque máximo de 4,32 mm. Após o descarregamento, observa-se um recalque residual no valor de 0,22 mm.

Figura 4.4- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 2

Fonte: Tecnord, 2016a

Verifica-se que a estaca 2 apresenta um comportamento similar ao da estaca 1, tendo em vista que o perfil estratigráfico na qual as estacas estão inseridas são semelhantes.

Milititsky (1980) relata que para mobilizar toda a resistência lateral em estacas escavadas de grande diâmetro, são necessários deslocamentos entre 0,5% e 1% do diâmetro do fuste, dessa forma, para as estacas 1 e 2, seriam necessários deslocamentos no intervalo de 2,05 mm e 4,1 mm, respectivamente, para que a resistência lateral fosse mobilizada. Assim, pode-se presumir que ambas as estacas tiveram sua resistência lateral mobilizada e que a ponta foi parcialmente mobilizada.

4.1.2 Obra 2

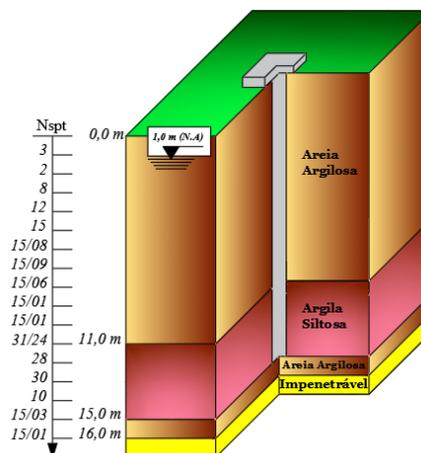
Na obra 2, realizaram-se 5 ensaios de sondagem a percussão (SPT) e 2 ensaios de prova de carga estática (PCE). Os resultados dos ensaios realizados ao longo do perfil de solo encontrado na obra 2 apresentaram resultados semelhantes. O emprego de estacas raiz como fundação para a obra, pode ser elucidado por um conjunto de fatores que descrevem a referida escolha. A obra localiza-se no bairro Luciano Cavalcante, nas proximidades da Av. Washington Soares, região que apresenta uma intensa densidade de edificações. Por se tratar de um edifício residencial, o porte da edificação gera cargas nas fundações compatíveis com a carga de trabalho da estaca escolhida, que é de 410 mm de diâmetro. O nível do lençol freático situa-se a 1,00 m de profundidade em relação ao nível de assentamento do bloco de coroamento e a estaca raiz é um tipo de estaca escavada que pode ser executada abaixo do nível d'água. Além

disso, para o comprimento adotado de 15 m, a ponta da estaca está assente em um solo argilo siltoso que apresenta elevado valor de N_{SPT} . Vale ressaltar que entre 6 e 11 m de profundidade, encontra-se uma camada com valores elevados de N_{SPT} , dessa forma, fazendo-se necessária a utilização de estaca raiz para o avanço da escavação.

4.1.2.1 Sondagens à percussão

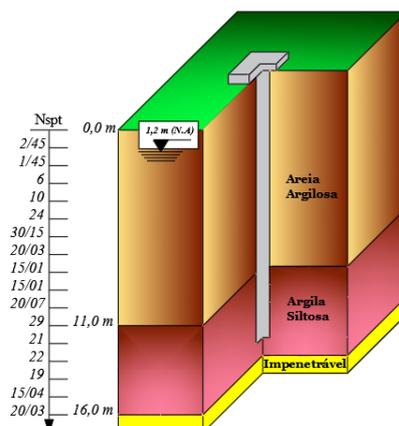
A localização dos furos de sondagem está apresentada na Figura 3.3. O perfil estratigráfico do solo da obra 2, apresenta uma camada de areia argilosa de no máximo, 12 m, seguido por uma camada de argila siltosa com espessura de que varia de 3 m a 5 m, como visto nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7. Observa-se que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), apresentou valores baixos até aproximadamente os primeiros 5 m de profundidade. A partir daí, há um acréscimo relevante do índice de resistência à penetração ao longo de toda a estratigrafia do subsolo da obra 2.

Figura 4.5- Estratigrafia do subsolo da obra 2 – SP-03



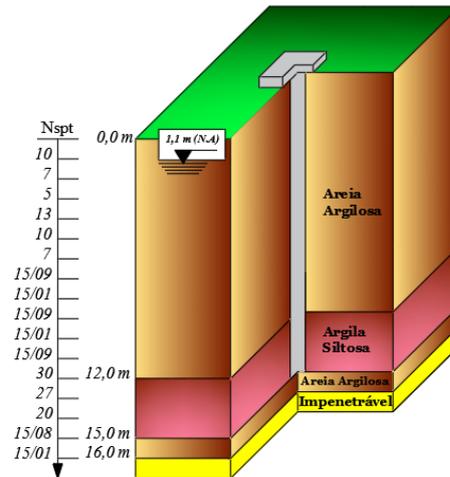
Fonte: Sonda, 2016

Figura 4.6- Estratigrafia do subsolo da obra 2 – SP-04



Fonte: Sonda, 2016

Figura 4.7- Estratigrafia do solo da obra 2 – SP-05

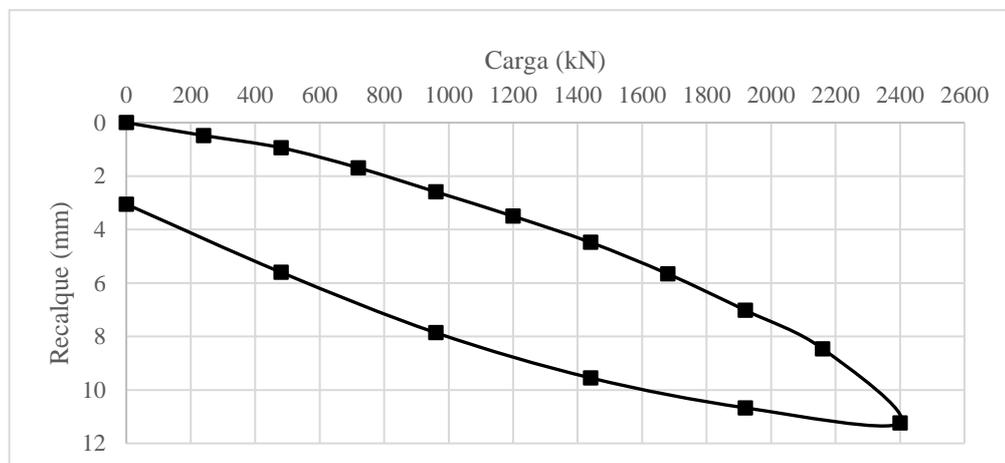


Fonte: Sonda, 2016

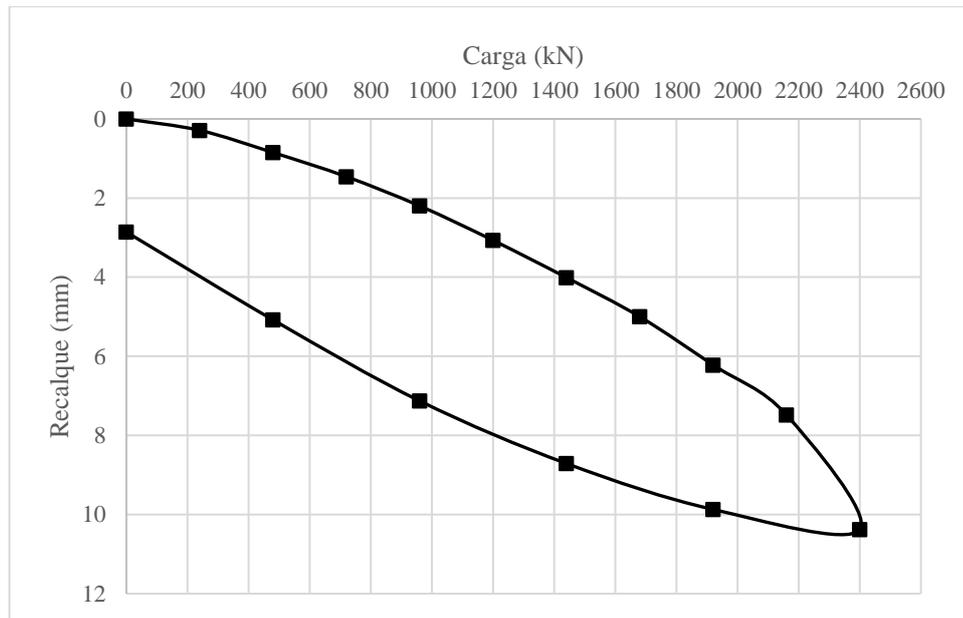
4.1.2.2 Provas de carga

As estacas da obra 2 também foram submetidas à prova de carga lenta, de acordo com a ABNT (2006). O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado em 10 estágios de carga correspondente, cada um, a 20% da carga de trabalho da mesma. A Figura 4.8 apresenta a curva carga-recalque obtida para o ensaio de prova de carga da estaca 3. Durante o ensaio de prova de carga estática, a estaca 3 foi submetida a uma carga de 2400 kN, alcançando um recalque máximo de 11,24 mm. Após o descarregamento, obteve-se um recalque residual de 3,05 mm. Na Figura 4.9, observa-se o resultado do ensaio de prova de carga na estaca 4, onde a partir da curva carga-recalque, identifica-se que a estaca foi sujeita a uma carga máxima de 2400 kN. Verifica-se que o recalque máximo observado foi de 10,38 mm e que o recalque residual medido após o descarregamento é de 2,86 mm.

Figura 4.8- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 3



Fonte: Tecnod, 2016a

Figura 4.9- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 4

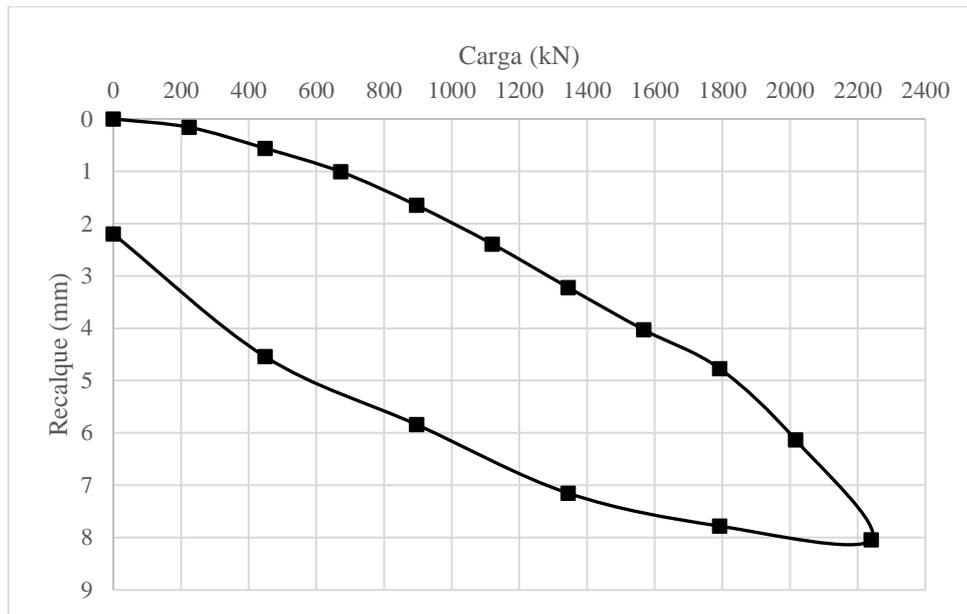
Fonte: Tecnord, 2016a

Percebe-se que tanto o sistema estaca-solo da estaca 3 quanto da estaca 4 possuem um comportamento mecânico similar, onde as estacas apresentaram deslocamentos de 2,74% e 2,53% do diâmetro do fuste, respectivamente, para um carregamento axial de mesmo valor. Novamente a concordância entre os comportamentos é atribuído a semelhança do subsolo. Verifica-se ainda que a curva carga-recalque não apresenta ruptura e sua notável linearidade indica um comportamento predominantemente elástico. Dessa forma, com base em Milititsky (1980), observa-se que a parcela de resistência lateral foi mobilizada, por outro lado, a resistência de ponta não foi completamente mobilizada.

4.1.3 Obra 3

Na obra, realizaram-se 8 ensaios de sondagem a percussão (SPT) e um ensaio de prova de carga estática (PCE). Os resultados dos ensaios realizados ao longo do perfil do subsolo da obra 3 apresentaram resultados semelhantes. Constata-se que o subsolo é composto majoritariamente por rocha e que o nível da água encontra-se a aproximadamente 2,00 m de profundidade em relação ao nível de assentamento do bloco de coroamento, sendo estes, fatores preponderantes para a escolha de estaca raiz como alternativa de fundação para a obra mencionada. Além disso, por se tratar de um viaduto, verifica-se que a obra possui uma acessibilidade limitada e que o porte do mesmo gera cargas nas fundações compatíveis com a carga de trabalho da estaca escolhida. Vale mencionar que para o comprimento adotado de 26 m, a ponta da estaca está assente em rocha, que apresenta elevado valor de N_{SPT} .

Figura 4.11- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 5



Fonte: Tecnord, 2016a

O comportamento do sistema solo-estaca apresentado na de prova de carga realizada, corrobora com os resultados dos ensaios de sondagem a percussão, onde verifica-se uma elevada resistência do sistema estaca-solo. A partir da curva carga-recalque obtida, percebe-se a ausência de ruptura. Baseando-se nos parâmetros de deslocamento indicados por Milititsky (1980), admite-se que a resistência lateral foi totalmente mobilizada.

4.1.4 Obra 4

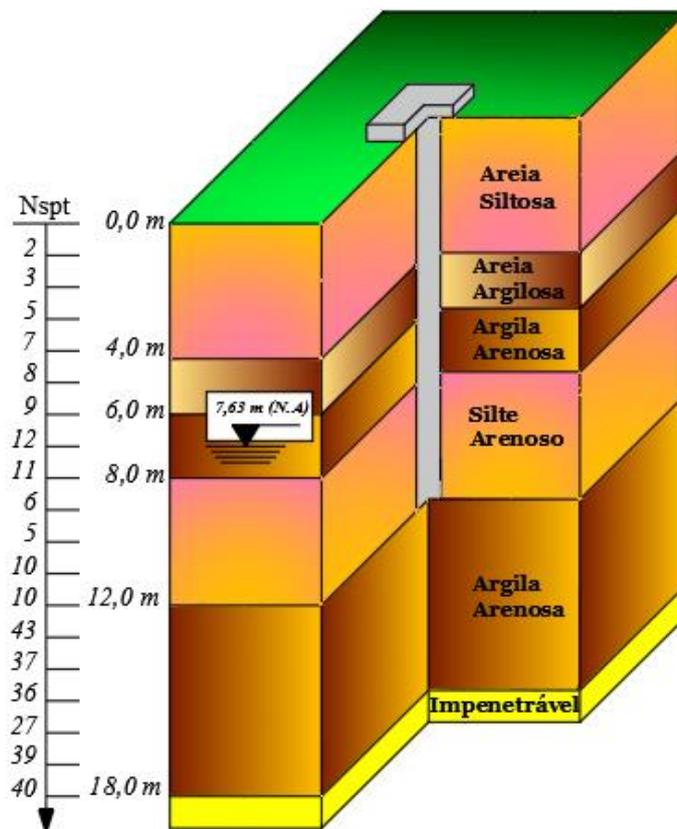
Na obra, realizaram-se 4 ensaios de sondagem à percussão (SPT) e um ensaio de prova de carga estática (PCE). Os resultados dos ensaios realizados no subsolo da obra 4 apresentaram uma caracterização geotécnica diferenciada. Analisando-se a escolha de estacas raiz como fundação para a obra, observa-se uma série de fatores que justificam a mencionada escolha. Como relatado anteriormente, a obra situa-se no bairro Guararapes, nas proximidades da Av. Washington Soares, que apresenta acentuada densidade de edificações na vizinhança. Por se tratar de um edifício residencial, o porte da edificação gera cargas nas fundações compatíveis com a carga de trabalho da estaca escolhida, que é de 310 mm de diâmetro. Com relação ao subsolo, o nível do lençol freático encontra-se a 6,74 m de profundidade e a estaca raiz é um tipo de estaca escavada que pode ser executada abaixo do nível d'água. Além disso, para o comprimento adotado de 12 m, a ponta da estaca está assente em um solo argilo arenoso que apresenta elevado valor de N_{SPT} . Por outro lado, a cerca de 3 m abaixo da cota de assentamento da estaca observa-se uma redução acentuada do índice de resistência (N_{SPT}). Vale mencionar

que a distância entre a ponta da estaca e o solo de baixo N_{SPT} é de cerca 10 vezes o diâmetro da estaca. Considera-se que o distanciamento mencionado é compatível com as recomendações sugeridas pela literatura.

4.1.4.1 Sondagens à percussão

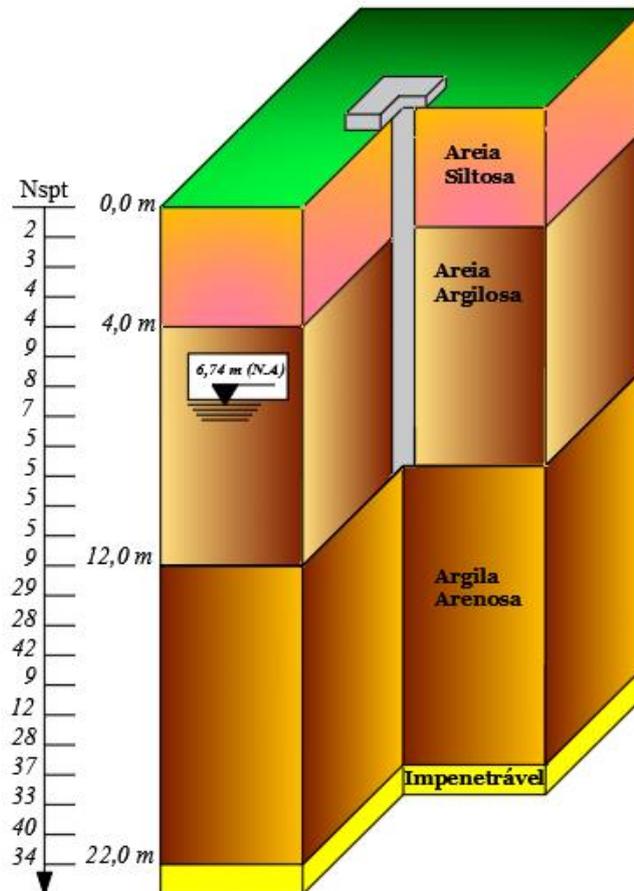
A localização dos furos de sondagem está apresentada na Figura 3.5. O perfil estratigráfico do solo da obra 4, apresenta um perfil composto por transições de solos areno-siltosos, areno-argilosos, argilo-arenosos (Figuras 4.12 e 4.13). Observa-se que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), apresenta valores baixos até aproximadamente 12 m de profundidade, seguido de um acréscimo relevante na camada de argila arenosa, ao longo de toda sua extensão. O nível da água encontra-se a aproximadamente 7 m de profundidade.

Figura 4.12- Estratigrafia do subsolo da obra 4 – SP-01



Fonte: Rocha Brasil, 2016

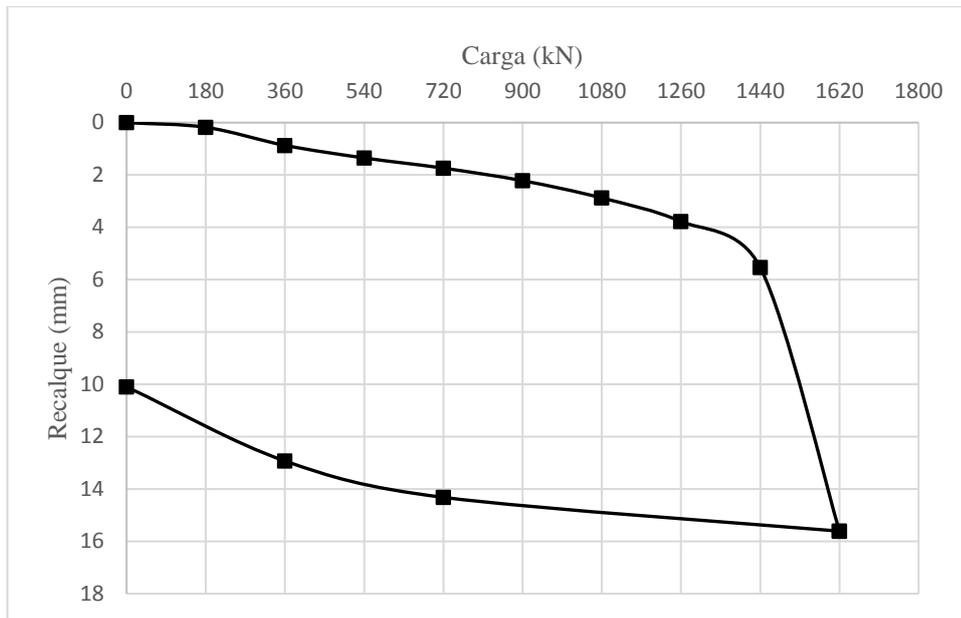
Figura 4.13- Estratigrafia do subsolo da obra 4 – SP-04



Fonte: Rocha Brasil, 2016

4.1.4.2 Provas de carga

As estacas monitoradas na obra 4 foram submetidas à prova de carga lenta, de acordo com a ABNT (2006). O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado em 9 (nove) estágios de carga correspondente, cada um, a 20% da carga de trabalho da mesma. A Figura 4.14 apresenta a curva carga-recalque obtida para o ensaio de prova de carga da estaca 6. Durante o ensaio de prova de carga estática, a estaca 6 foi sujeita uma carga de 1620 kN, aplicada em 10 estágios de carregamento, alcançando um recalque máximo de 15,61 mm. Após o descarregamento, obteve-se um recalque residual no valor de 10,10 mm. Neste caso, não foi aplicado o décimo estágio de carga programado, pois a estaca evidenciou eminência de ruptura.

Figura 4.14- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 6

Fonte: Tecnord, 2016a

A partir da curva carga-recalque, pode-se observar que durante o ensaio de prova de carga, a estaca apresentou ruptura física. Neste caso, ambas as resistências lateral e de ponta foram mobilizadas. Lembrando que, segundo Milititsky (1980), os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência lateral encontram-se numa faixa de 0,5% a 1% do diâmetro do fuste e para mobilizar a resistência de ponta, de 5% a 10%. Considerando as indicações mencionadas, para a estaca 6, o intervalo para a total mobilização da resistência lateral seria entre 1,75 mm e 3,5 mm. O maior valor indicado é concordante com o recalque no final do trecho linear da curva carga-recalque. Já para a ponta, o intervalo para mobilização da resistência é de 17,5 mm e 35 mm.

4.1.5 Obra 5

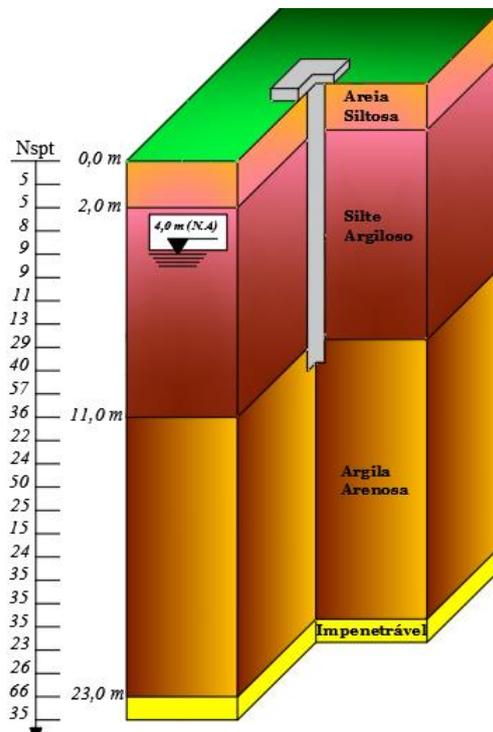
Na obra 5, realizaram-se 8 ensaios de sondagem a percussão (SPT) e 2 ensaios de prova de carga estática (PCE). Avaliando-se a escolha de estacas raiz como fundação para a obra, verificam-se diversos aspectos que justificam a mencionada escolha. Como relatado anteriormente, a obra localiza-se no bairro do Cocó, que apresenta acentuada densidade de edificações na vizinhança. Pelo fato da obra ser um edifício residencial, o porte da edificação gera cargas nas fundações compatíveis com a carga de trabalho da estaca escolhida, que é de 410 mm de diâmetro. Quanto ao subsolo, o nível do lençol freático situa-se a 3,85 m de profundidade e a estaca raiz é um tipo de estaca escavada que pode ser executada abaixo do nível d'água. Além disso, para os comprimentos adotados de 12 m e 16 m, a ponta das estacas

estão assentes, respectivamente, em solos argilo arenosos e silto argilosos que apresentam elevado valor de N_{SPT} . De modo geral, verifica-se que abaixo da cota de assentamento da estaca, ocorre um acréscimo do índice de resistência a penetração (N_{SPT}).

4.1.5.1 Sondagens à percussão

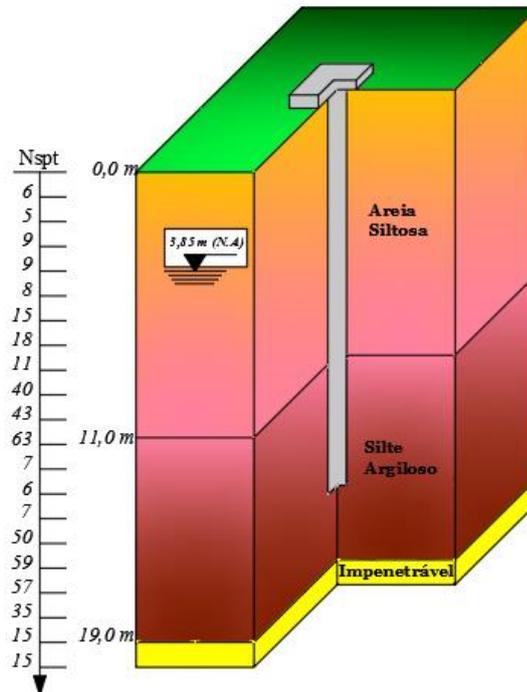
A localização dos furos de sondagem da obra 5 está apresentada na Figura 3.6. O perfil estratigráfico do subsolo, para a sondagem mais próxima à estaca 7 (SP-01), apresenta uma camada de areia siltosa de 2 m, seguido por uma camada de silte argiloso com espessura de 9 m e por uma camada de 12 m de argila arenosa (Figura 4.15). Já para as sondagens com maior proximidade da estaca 8 (SP-04, SP-05, SP-06), identifica-se um perfil geotécnico similar, onde o perfil é composto por camadas de solos areno-siltosos, silto-argilosos e argilo-arenosos (Figura 4.16, a 4.18). Verifica-se que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), apresenta valores menores até 7 m de profundidade. Já o nível da água encontra-se a aproximadamente 4 m de profundidade.

Figura 4.15- Estratigrafia do subsolo da obra 5 – SP-01



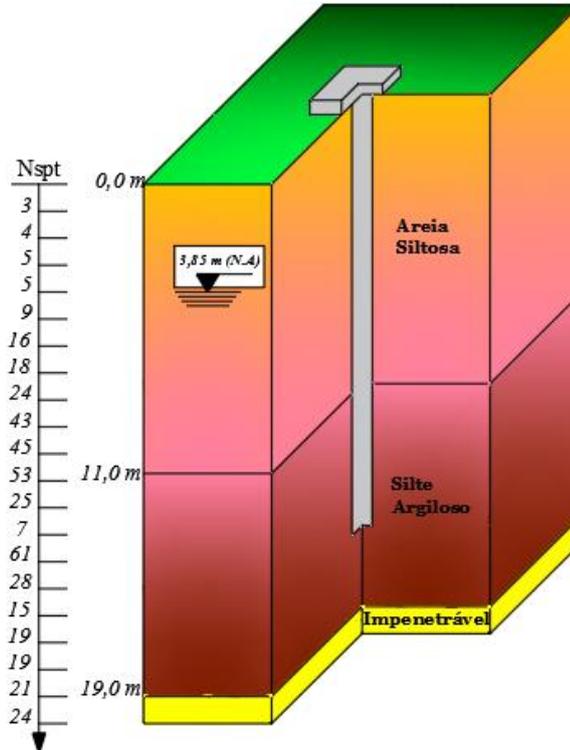
Fonte: Tecnorm, 2016b

Figura 4.16- Estratigrafia do subsolo da obra 5 – SP-04



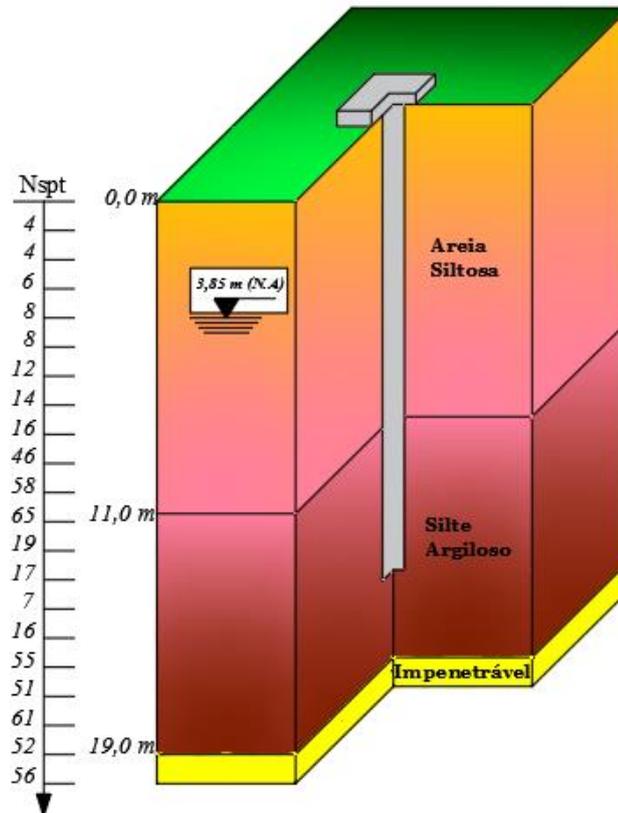
Fonte: Tecnord, 2016b

Figura 4.17- Estratigrafia do subsolo da obra 5 – SP-05



Fonte: Tecnord, 2016b

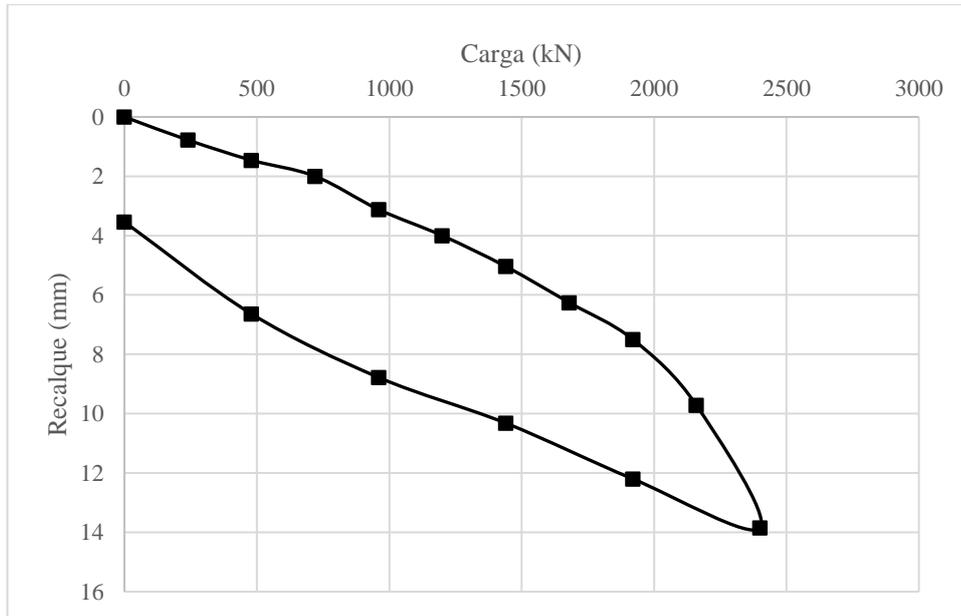
Figura 4.18- Estratigrafia do subsolo da obra 5 – SP-06



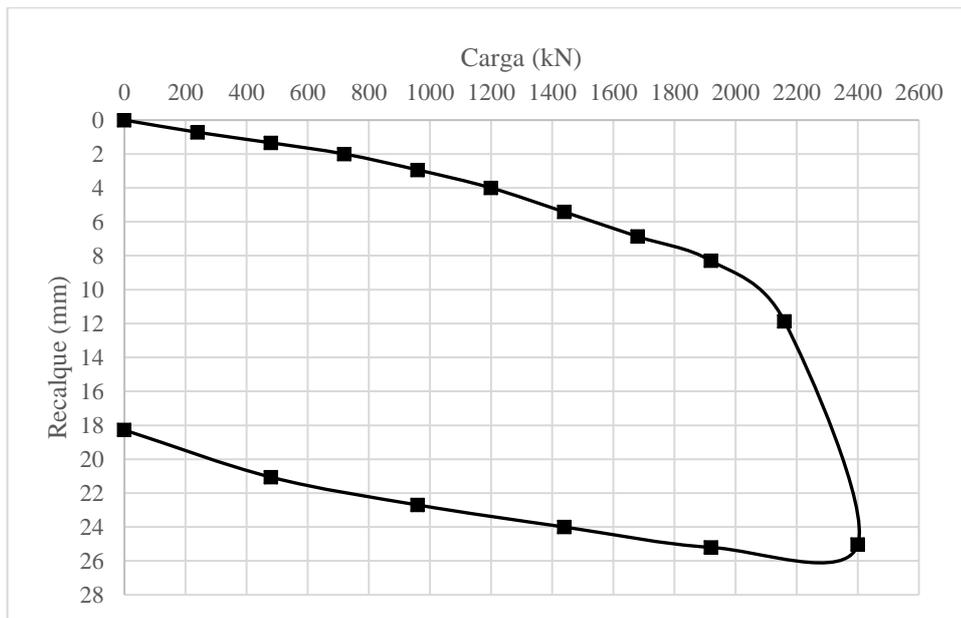
Fonte: Tecnorm, 2016b

4.1.5.2 Provas de carga

As estacas monitoradas na obra 5 foram submetidas à prova de carga lenta. O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado, novamente em 10 estágios de carga correspondente, cada um, a 10% da carga de trabalho da mesma. As Figuras 4.19 e 4.20 apresentam as curvas carga-recalque obtidas para os ensaios de prova de carga das estacas 7 e 8. A máxima carga da prova de carga estática, que a estaca 7 foi submetida foi de 2400 kN, provocando um recalque máximo de 13,85 mm. Após o descarregamento, obteve-se um recalque residual de 3,54 mm. Já a carga máxima da prova de carga realizada na estaca 8 foi de 2400 kN, e o recalque máximo de 25,04 mm. Já o recalque residual obtido após o descarregamento foi de 18,28 mm durante o descarregamento. Considerando as indicações de Milititsky (1980), observa-se que na estaca 8 ocorreu ruptura física, onde resistência lateral e de ponta foi mobilizada. Já na estaca 7, nota-se que a resistência lateral foi totalmente mobilizada, ainda verifica-se o início deformações plásticas, indicando uma possível ruptura.

Figura 4.19- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 7

Fonte: Tecnord, 2016a

Figura 4.20- Resultado do ensaio de prova de carga da estaca 8

Fonte: Tecnord, 2016a

4.2 Resultados obtidos no monitoramento das estacas

Conforme mencionado no capítulo 3, durante o monitoramento, realizou-se o acompanhamento das medidas de algumas variáveis consideradas relevantes durante a execução das estacas, que posteriormente seriam submetidas a ensaios de prova de carga estáticas (PCE). Na Tabela 4.1 são apresentados registros de informações, obtidas durante o monitoramento, relacionadas a geometria e ao controle tecnológico das estacas.

Tabela 4.1- Resultados da etapa de controle tecnológico

Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Tempo de execução (min)	Pressão de injeção de ar (kPa)	Nº de golpes de ar	Consumo de cimento (kg/m)
1	0,41	7,7	196	400	2	91
2	0,41	7,7	183	400	1	91
3	0,41	15	185	300	3	47
4	0,41	15	117	300	3	47
5	0,41	26	279	300	3	27
6	0,35	12	155	300	4	58
7	0,41	16	320	300	7	44
8	0,41	12	280	300	6	58

Fonte: O autor, 2016

A partir dos resultados do monitoramento, observa-se que as estacas da obra 1 (estacas 1 e 2, de mesmo comprimento e diâmetro) apresentaram tempo de execução na mesma ordem de grandeza. Nestas mesmas estacas a pressão de injeção de ar e o consumo de cimento foram constantes. Na obra 2, onde foram executadas as estacas 3 e 4, verifica-se uma diferença de 68 min na execução das 2 estacas, assim, apesar da semelhança de perfil estratigráfico, há divergência na compacidade e na consistência dos solos ao longo da profundidade. Para essas mesmas estacas o consumo de cimento, número de golpes de ar e a pressão de injeção são similares. A estaca 5 (obra 3) foi a estaca executada que apresentou o maior comprimento, bem como o maior consumo de cimento.

Vale comentar que nas obras 4 e 5, onde as estacas 6, 7 e 8 foram executadas, ocorreram paralisações na execução devido a necessidade de manutenção do tubo tremonha, ocasionando um acréscimo relevante no tempo de execução. Vale ressaltar que a estaca 6 apresentou um menor consumo de cimento e tempo de execução, quando comparada com a estaca 8, que também possui 12 m de comprimento. Isso ocorreu pelo fato da estaca 6 possuir um fuste menor com diâmetro de 0,35 m.

Após o monitoramento das variáveis relativas ao controle tecnológico, deu-se início ao monitoramento das variáveis que foram relacionadas com o desempenho das estacas. Os resultados dessa etapa do monitoramento se encontram na Tabela 4.2, onde são registradas as variáveis como: penetração e tempo de escavação, a partir das quais obteve-se a velocidade de

avanço (v_a); frequência do rotator, que é determinada a partir do número de rotações realizadas pelo rotator durante o tempo de escavação; velocidade angular da broca de perfuração (ω_b), que advém da frequência do rotator; velocidade linear da broca de perfuração (v_b), que está associada a frequência do rotator; índice de resistência à penetração na cota onde está apoiada a ponta a estaca ($N_{spt,ponta}$) e o índice de resistência à penetração médio ao longo do fuste ($\bar{N}_{spt,lat}$).

Tabela 4.2- Resultados do monitoramento relacionados com o desempenho das estacas

Estaca	Penetração (m)	Tempo (s)	Velocidade de Avanço (m/s)	Frequência (Hz)	Velocidade Angular (rad/s)	v_b (m/s)	$N_{spt,ponta}$	$\bar{N}_{spt,lat}$
1	0,10	38,00	2,63E-03	2,01	12,60	1,95	60	50
	0,20	51,00	3,92E-03	2,50	15,72	2,44		
	0,20	78,00	2,56E-03	2,15	13,50	2,09		
	0,20	72,00	2,78E-03	2,25	14,13	2,19		
2	0,10	27,00	3,70E-03	1,76	11,08	1,72	60	52
	0,20	50,00	4,00E-03	2,67	16,76	2,60		
	0,20	56,00	3,57E-03	1,36	8,55	1,33		
	0,20	54,00	3,70E-03	2,65	16,62	2,58		
3	0,10	11,22	8,91E-03	2,55	16,00	2,48	60	33
	0,10	8,27	1,21E-02	1,15	7,24	1,12		
	0,20	19,28	1,04E-02	0,99	6,21	0,96		
4	0,10	4,76	2,10E-02	2,00	12,57	1,95	60	32
	0,20	9,78	2,04E-02	1,95	12,24	1,90		
	0,20	15,84	1,26E-02	1,20	7,56	1,17		
5	0,10	18,59	5,38E-03	1,54	9,66	1,50	60	52
	0,20	34,30	5,83E-03	1,94	12,21	1,89		
	0,20	43,19	4,63E-03	1,76	11,08	1,72		
6	0,15	29,00	5,20E-03	3,99	25,10	3,89	10	6
	0,20	43,00	4,70E-03	4,06	25,48	3,95		
7	0,30	30,00	1,00E-02	2,05	12,86	1,99	39	22
	0,20	27,00	7,40E-03	2,44	15,32	2,37		
8	0,30	38,00	7,90E-03	1,61	10,14	1,57	22	22
	0,20	44,00	4,50E-03	4,38	27,52	4,27		

Fonte: O autor, 2016

A partir da Tabela 4.2, observa-se que o monitoramento, durante a execução do último metro da estaca, apresentou trechos totais de escavação de no máximo 0,35 metros a 0,7 metros, de modo que estes trechos fossem segmentados para uma melhor compreensão do comportamento das variáveis monitoradas. A princípio buscou-se realizar o monitoramento em trechos de: 10 cm, 20 cm e 20 cm. No entanto, devido a imprevistos que ocorriam em campo, foi necessário realizar alterações nos comprimentos dos trechos monitorados.

Limita-se o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) em 60 golpes, nas profundidades que apresentam elevados valores de N_{SPT} , onde a execução das estacas prosseguia sem dificuldades adicionais. Para as estacas 1 e 2 executadas em perfis estratigráficos semelhantes (Obra 1), observa-se tempos de escavação mais elevados quando comparado ao das outras estacas, apresentando valores elevados, cujo motivo é atribuído a ponta das estacas que estavam assentadas em horizonte rochoso. Dessa forma, para estas estacas, verifica-se menores velocidades de avanço. Já a frequência do rotator, variável que está diretamente associada com a velocidade linear da broca de perfuração, apresenta valores similares (que destoam 23,0%) aos valores das estacas 4 e 5.

A estaca 5 (Obra 3), a qual possui a ponta assentada em gnaiss magmático, e que tem um índice de resistência à penetração médio ao longo do fuste similar aos das estacas 1 e 2, que também possuem a ponta apoiadas em rochas. Na obra 4, onde a estaca 6 foi executada, verifica-se uma conformidade razoável com a estaca 8, quando avaliadas em relação a velocidade de avanço. As estacas 6 e 8 estão inseridas numa estratigrafia de solos que alternam entre solos areno siltosos, areno argilosos, silto arenosos e argilo arenosos. Estas estacas apresentam uma variação de 7,4% quando comparada as respectivas velocidades de avanço, que é menor para a estaca 8. Isso ocorre devido ao fato do índice de resistência à penetração na ponta da estaca 8 ser mais elevado que o da estaca 6. Assim, observa-se que existe correlação entre essas duas variáveis, observado por Lima (2014), de tal forma que, quanto maior o índice de resistência à penetração, menor é a velocidade de avanço, ou seja, a relação dessas variáveis é inversamente proporcional.

Nas estacas 7 e 8 que foram executadas na obra 5, cujos perfis de solos são similares. No entanto, vale mencionar que a ponta da estaca 7 está apoiada em um solo silto-argiloso e a ponta da estaca 8 está assentada em um solo argilo-arenoso. Nestes casos, a tendência indicada por Lima (2014) em relação a velocidade de avanço e o índice de resistência à penetração da ponta da estaca não foi observada, pois o solo onde a estaca 7 está assente apresenta um índice de resistência à penetração (N_{SPT}) mais elevado que o do solo da estaca 8, bem como a velocidade de avanço. Já comparando-se as estacas 6, 7 e 8, observa-se valores de frequência elevados, que já eram esperados, devido a relação direta da frequência com a velocidade linear da broca (v_b), pois observa-se a partir do monitoramento realizado, que quanto maior a frequência, maior é a velocidade linear da broca e menor é o N_{SPT} do solo. Com base no exposto, percebe-se que a capacidade de carga do sistema estaca-solo é inversamente proporcional a velocidade linear da broca (v_b) e a frequência.

4.3 Estimativas de capacidade de carga

Inicialmente, são apresentadas comparações entre os resultados da utilização de alguns dos principais métodos semi-empíricos utilizados para estimativa da capacidade de carga em estacas raiz. Para avaliar a carga “limite” das estacas raiz, através dos resultados de prova de carga estática, utiliza-se o método de Van der Veen (1953). Segundo Décourt (2008) as estacas escavadas submetidas a provas de carga normalmente não apresentam ruptura nítida, e dessa forma o autor sugere a utilização do termo de carga limite ao invés do termo carga de ruptura.

4.3.1 Estimativas realizadas a partir de provas de carga

Para a estimativa da carga limite das estacas submetidas a ensaios de prova de carga estática, utilizam-se metodologias consagradas na literatura, tais como: Van der Veen (1953), Davisson (1972), Chin (1971), ABNT (2010) e De Beer (1967).

O diâmetro das estacas estudadas variou entre 0,35m e 0,41m, de acordo com a estaca estudada. Adota-se um módulo de deformabilidade de 22 GPa, de acordo com os valores indicados por Benati (2007). Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados obtidos a partir da aplicação dos referidos métodos aos resultados dos ensaios de prova de carga das estacas estudadas.

Tabela 4.3- Valores de carga limite obtidos a partir de ensaios de prova de carga

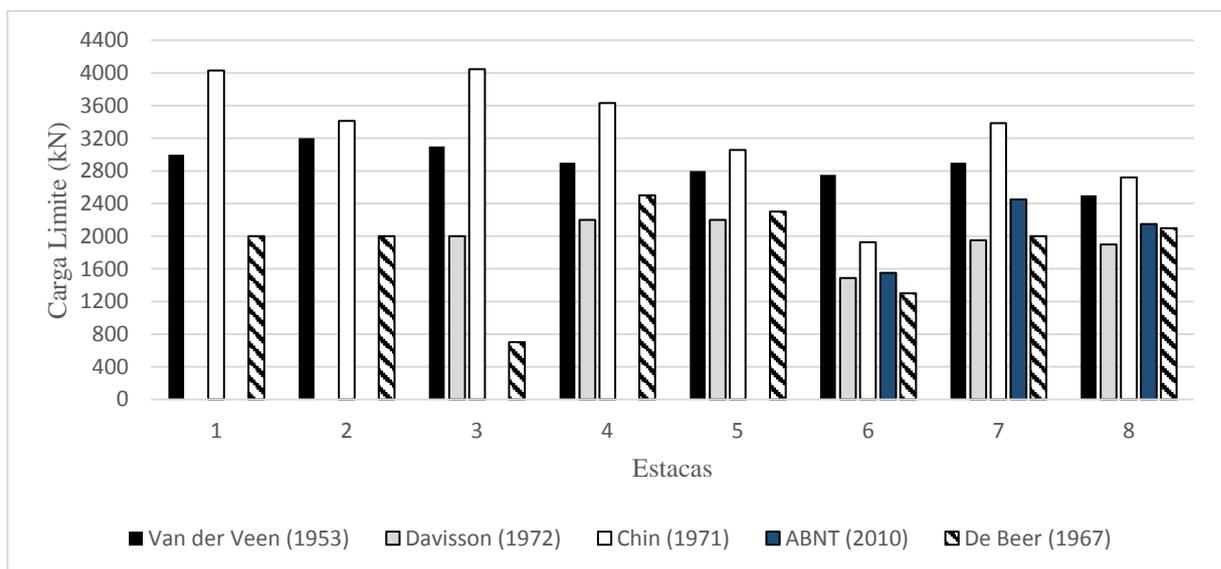
Métodos	Estaca							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Van der Veen (1953)	3000,0	3200,0	3100,0	2900,0	2800,0	2750,0	2900,0	2500,0
Davisson (1972)	N/A	N/A	2000,0	2200,0	2200,0	1490,0	1950,0	1900,0
Chin (1971)	4031,0	3412,0	4045,0	3633,0	3056,0	1924,0	3385,0	2720,0
ABNT (2010)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1550,0	2450,0	2150,0
De Beer (1967)	2000,0	2000,0	700,0	2500,0	2300,0	1300,0	2000,0	2100,0
N/A = Não Aplicável								
Nota: Valores em kN								

Fonte: O autor, 2016

Observa-se a partir da Tabela 4.3 que o método de Chin (1971) indica os valores mais elevados de carga limite, quando comparado com os outros métodos, exceto no caso da estaca 6. O método de De Beer (1967) apontou valores de carga limite similares para maior parte das estacas, sendo que ao verificar as curvas carga-recalque das estacas, nota-se que o método não estimou de forma coerente os valores de carga limite, pois esse método estima a carga limite, a

partir da interseção das retas das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, sendo que na maioria das curvas carga-recalque, há apenas a fase pseudo-elástica. A ABNT (2010) e Davisson (1972) são métodos que estimam a carga limite partindo do recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca, somado a um deslocamento de ponta relacionado ao diâmetro da estaca, estes métodos são conhecidos por estimar a carga limite através de um recalque limite. Dessa forma, verificou-se que só foi possível avaliar o método da ABNT (2010) em três estacas, estacas 6, 7 e 8, pois nestas, os deslocamentos observados nas provas de carga eram elevados, possibilitando a aplicação do método para a estimativa da carga limite. O mesmo ocorre para o método de Davisson (1972), que não possibilitou aplicação nas estacas 1 e 2, devido a deslocamentos insuficientes para aplicação do método. A partir do método de Van der Veen (1953), determinam-se valores coerentes de carga limite para a maioria das estacas cuja as curvas carga-recalque ainda se encontravam no trecho pseudo-linear. Vale ressaltar que o método não apontou valores coerentes para as estacas 6, 7 e 8, pelo fato dessas estacas apresentarem uma ruptura física definida. A Figura 4.21 mostra os valores de carga limite obtidos a partir de métodos que utilizam resultados das curvas carga-recalque de provas de carga.

Figura 4.21- Valores de carga limite a partir de curvas carga-recalque de provas de carga



Fonte: O autor, 2016

Vale mencionar que nos ensaios de provas de carga estáticas que não apresentaram ruptura física (Figuras 4.3, 4.4, 4.8, 4.9 e 4.11), utilizou-se o consagrado método de Van der Veen (1953) para a extrapolação da carga limite, que é o caso das estacas 1, 2, 3, 4 e 5. Já para as estacas 6, 7 e 8, em que foi possível visualizar o valor da carga limite (Figuras 4.14, 4.19 e 4.20), ao se verificar grandes deformações para pequenos incrementos de carga (“ruptura física nítida”), não foi necessário a utilização de métodos de extrapolação. Assim, na Tabela 4.4 estão

descritos os valores adotados para as cargas limite das estacas estudadas. No apêndice A, da Figura A1 a A6, são apresentadas as extrapolações de prova de carga pelo método de Van Der Veen (1953).

Tabela 4.4- Valores de carga limite adotados

Obra	Estaca	Carga Limite (kN)
1	1	3000,0
	2	3200,0
2	3	3100,0
	4	2900,0
3	5	2800,0
4	6	1550,0
5	7	2450,0
	8	2150,0

Fonte: O autor, 2016

4.3.2 Estimativas realizadas por métodos semi – empíricos

Foram efetuadas previsões de capacidade de carga de oito estacas a partir dos métodos propostos por: Aoki Velloso (1975), Lizzi (1982), Décourt-Quaresma (1978), Cabral (1986), Brasfond (1991) e Texeira (1996). Os resultados das previsões das capacidades estão apresentados na Tabela 4.5. Vale ressaltar que para valores mais elevados de índice de resistência à penetração (N_{SPT}), limitou-se o N_{SPT} em 60.

Tabela 4.5- Estimativa de capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos

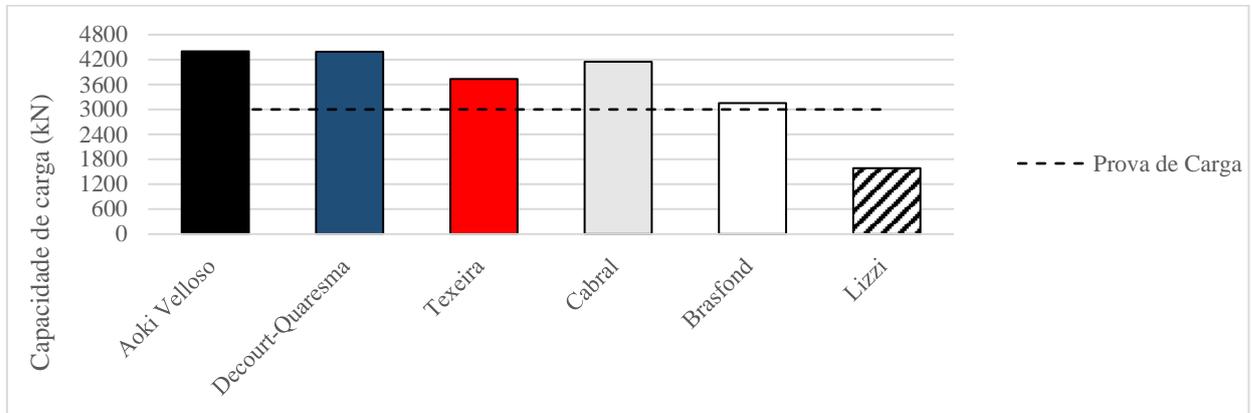
Métodos	Estaca							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Aoki Velloso (1975)	4399,2	4286,5	3349,7	3319,5	9345,0	579,4	2078,6	1153,2
Decourt-Quaresma (1978)	4388,6	4388,6	3940,2	4285,8	10635,0	938,3	3055,2	2063,1
Texeira (1986)	3733,3	3666,3	3366,1	3469,0	8827,0	775,6	2550,7	2370,4
Cabral (1986)	4148,2	3975,9	3589,6	3508,4	10876,2	729,0	3270,1	1488,9
Brasfond (1991)	3153,6	2998,3	1856,3	2068,5	6641,9	594,8	1604,5	1288,5
Lizzi (1982)	1586,9	1586,9	3091,3	3091,3	5358,3	1583,4	2473,1	2473,1
Nota: Valores em kN								

Fonte: O autor, 2016

Conforme apresentado na Figura 4.22, a previsão da capacidade de carga da estaca 1 variou de 1586,8 kN a 4399,2 kN. Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) superestimaram capacidade de carga da estaca 1 em torno de 32,0%. Já o método de Lizzi (1982), subestimou a capacidade de carga em 47,0%. Com exceção do método de Lizzi (1982), todas as estimativas estão acima da carga de referência. No entanto, a estimativa feita

pelo método de Brasfond (1991) apresentou uma diferença irrisória, ou seja, praticamente concordante.

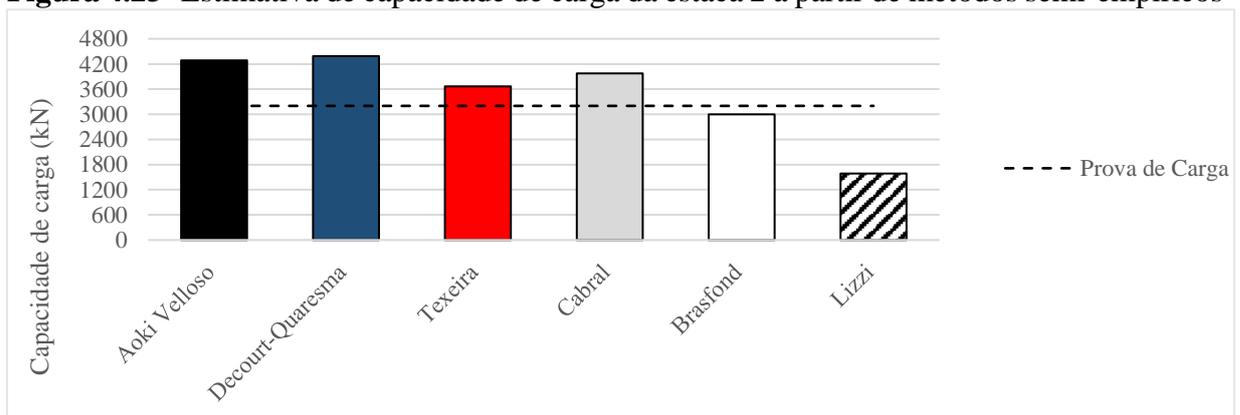
Figura 4.22- Estimativa de capacidade de carga da estaca 1 a partir de métodos semi-empíricos



Fonte: O autor, 2016

A Figura 4.23 apresenta as previsões da capacidade de carga da estaca 2, que variou de 1586,8 kN a 4388,6 kN. Verifica-se uma tendência de resultados similar ao obtido na estaca 1, no entanto, de acordo com o método de Brasfond (1991), a capacidade de carga estimada foi a favor da segurança. Os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Texeira (1986) e Cabral (1986) superestimaram capacidade de carga da estaca 2, na média, a capacidade de carga foi estimada em 4200kN, sendo que o valor de referência foi de 3200 kN. O método de Lizzi (1982), subestimou a capacidade de carga em 50,4%.

Figura 4.23- Estimativa de capacidade de carga da estaca 2 a partir de métodos semi-empíricos

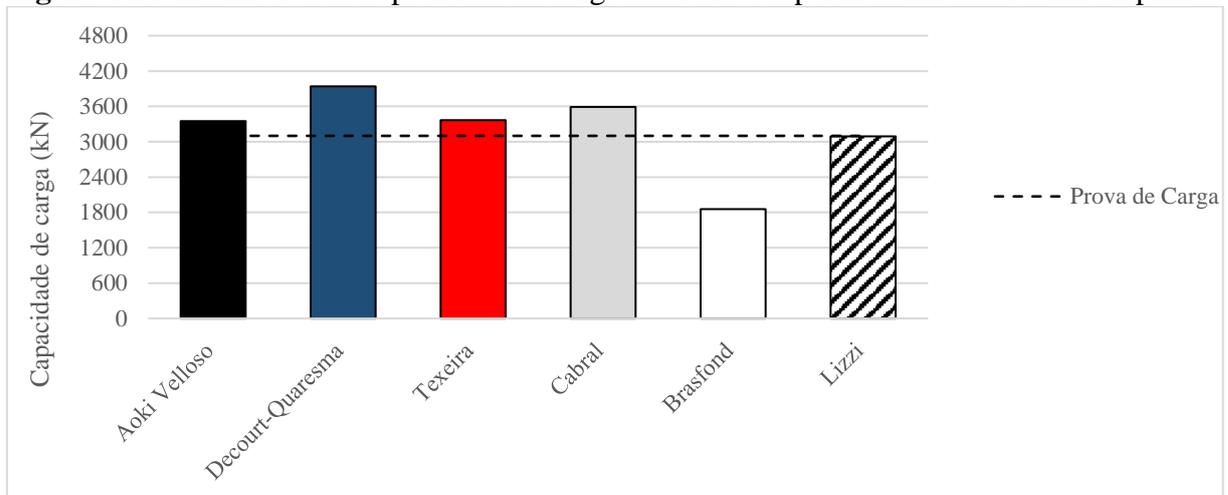


Fonte: O autor, 2016

A previsão da capacidade de carga da estaca 3 variou de 1856,3 kN a 3940,2kN, como apresentado na Figura 4.24. O método de Brasfond (1991) foi o que apresentou a maior diferença quando comparado com o valor de referência, subestimando a capacidade de carga em 40,1%, enquanto o método Décourt-Quaresma (1978) superestimou a capacidade de carga

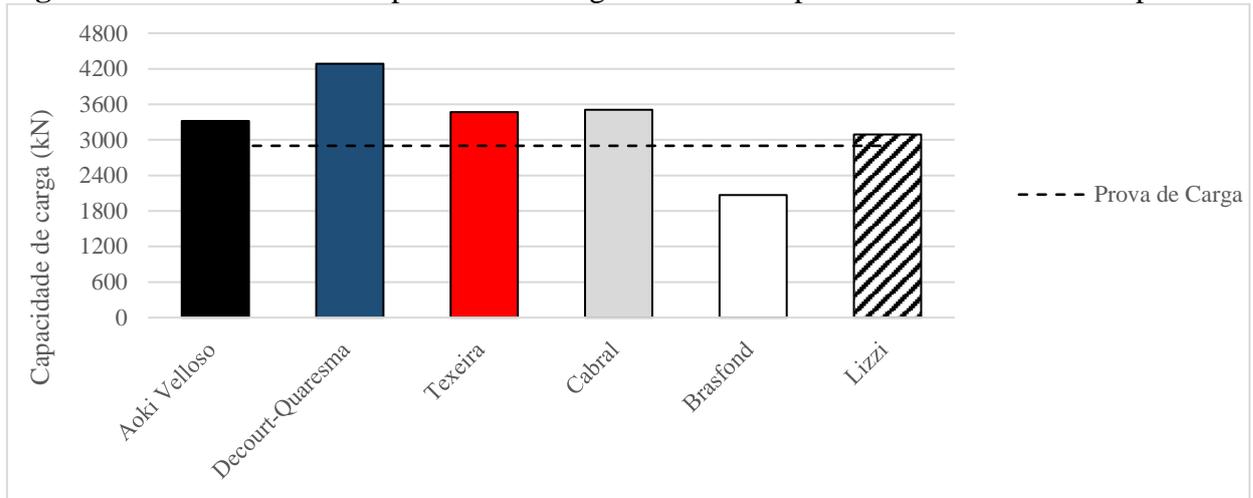
em 27,1%. Os métodos de Aoki-Velloso (1975), Texeira (1986) e Lizzi (1982) apresentaram estimativas de capacidade de carga bastante próximas do valor de referência, porém contra a segurança. Neste caso, o método de Lizzi (1982) apresentou a mais concordante estimativa de capacidade de carga, proporcionando uma previsão praticamente coincidente com o valor de referência. Atribuiu-se o bom desempenho do método ao caso da capacidade de carga da estaca 3 está sendo absorvida na sua totalidade pela capacidade de carga lateral, como pressupõe o método.

Figura 4.24- Estimativa de capacidade de carga da estaca 3 a partir de métodos semi-empíricos



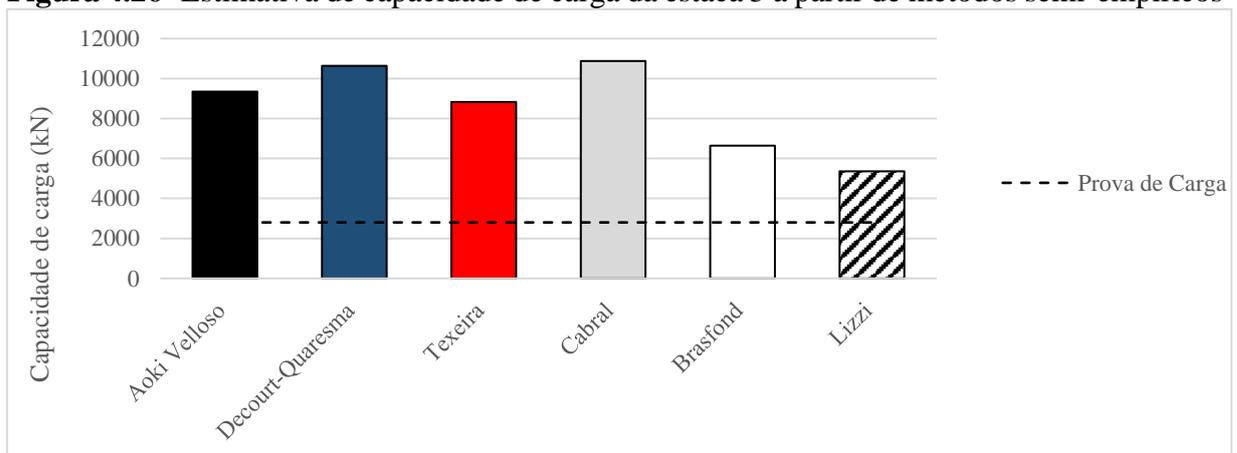
Fonte: O autor, 2016

Conforme apresentado na Figura 4.25, a previsão da capacidade de carga da estaca 4 variou de 2068,5 kN a 4285,8 kN. Verifica-se que a capacidade de carga para essa estaca foi superestimada por todos os métodos, exceto pelo de Brasfond (1991). O método de Décourt-Quaresma (1978) foi o que apresentou a maior discrepância, superestimando a capacidade de carga em 47,7%, enquanto os métodos de Aoki-Velloso (1975), Cabral (1986), Texeira (1986) e Lizzi (1982) superestimaram a capacidade de carga numa média de 15,4%. O método de Brasfond (1991) foi o único que subestimou a capacidade de carga quando comparado ao valor da carga limite obtido a partir do ensaio de prova de carga. Vale mencionar que o método de Lizzi (1982) proporcionou a estimativa de capacidade de carga mais próxima ao valor de referência, no entanto, ligeiramente contra a segurança. Novamente atribui-se ao bom desempenho do método ao fato da estaca resistir apenas pela lateral da estaca.

Figura 4.25- Estimativa de capacidade de carga da estaca 4 a partir de métodos semi-empíricos

Fonte: O autor, 2016

A Figura 4.26 apresenta as previsões da capacidade de carga da estaca 5, que variou de 5358,3 kN a 10635,0 kN. Neste caso, todos os métodos superestimaram a capacidade de carga dessa estaca. Vale ressaltar, que a mesma possui 26 m de comprimento e que o perfil no qual a estaca foi executada é composto por rocha a partir dos 12 metros. Novamente, o método que apresentou a menor discrepância foi o método de Lizzi (1982), superestimando a capacidade de carga em 91,3%. Verifica-se ainda que a estaca foi executada em rocha e os métodos foram desenvolvidos para solos, assim, ocasionando uma elevada discrepância devido a falta de compatibilidade dos métodos com o solo estudado nessa estaca.

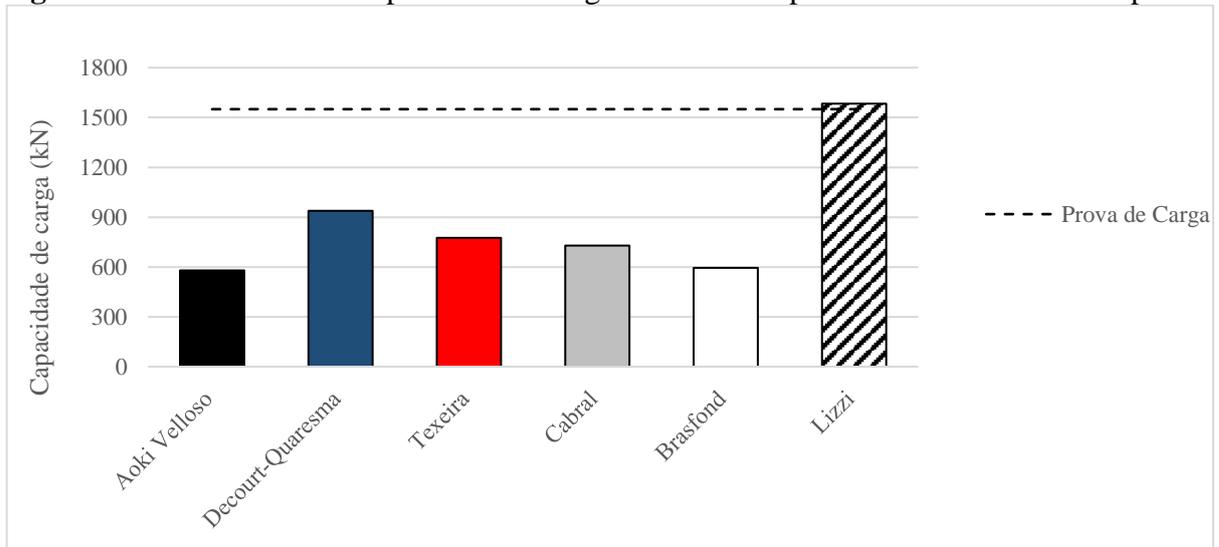
Figura 4.26- Estimativa de capacidade de carga da estaca 5 a partir de métodos semi-empíricos

Fonte: O autor, 2016

A previsão da capacidade de carga da estaca 6 variou de 594,8 kN a 1583,4 kN, como apresentado na Figura 4.27. A metodologia proposta por Lizzi (1982) foi a única estimar a capacidade de carga com razoável precisão, apesar de superestimar a capacidade de carga em

2,1%. Em contrapartida, as outras metodologias subestimaram a capacidade de carga em um valor médio de 53,3%. Vale ressaltar que o método de Lizzi (1982) não faz uso do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) na estimativa da capacidade de carga. Vale comentar que o solo no qual a estaca 6 foi executado, apresentou índices de resistência à penetração (N_{SPT}) baixos.

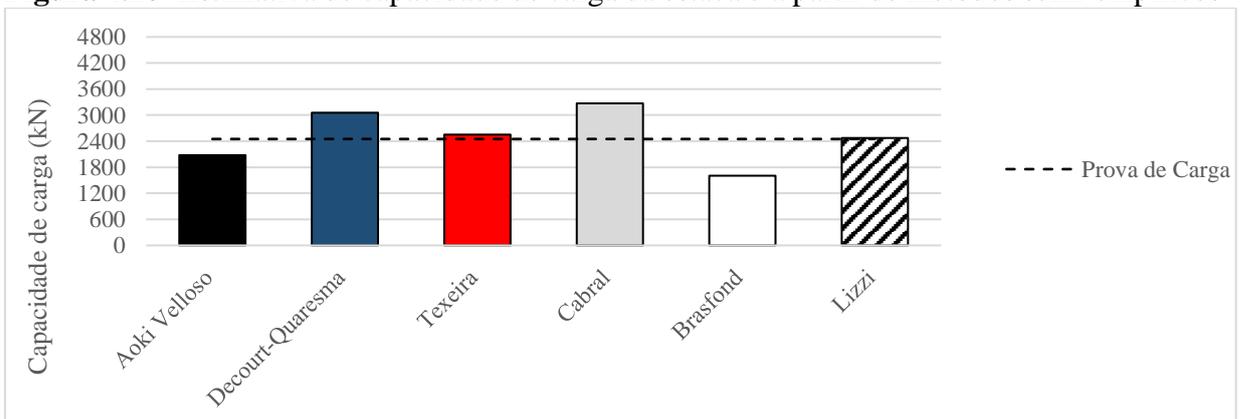
Figura 4.27- Estimativa de capacidade de carga da estaca 6 a partir de métodos semi-empíricos



Fonte: O autor, 2016

Conforme apresentado na Figura 4.28, a previsão da capacidade de carga da estaca 7 variou de 1604,5 kN a 3270,1 kN. Os métodos de Teixeira (1986) e Lizzi (1982) indicam capacidades de carga muito próximas ao valor da carga limite de referência. Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Brasfond (1991) subestimaram a capacidade de carga da estaca 7 em 15,1% e 34,5% respectivamente. Já as metodologias propostas por Cabral (1986) e Décourt-Quaresma (1978) superestimaram a capacidade de carga em 33,4% e 24,7% respectivamente. Vale comentar, ainda, que a estimativa realizada por Lizzi (1982), mais uma vez indicou a capacidade de carga mais próxima do valor de referência.

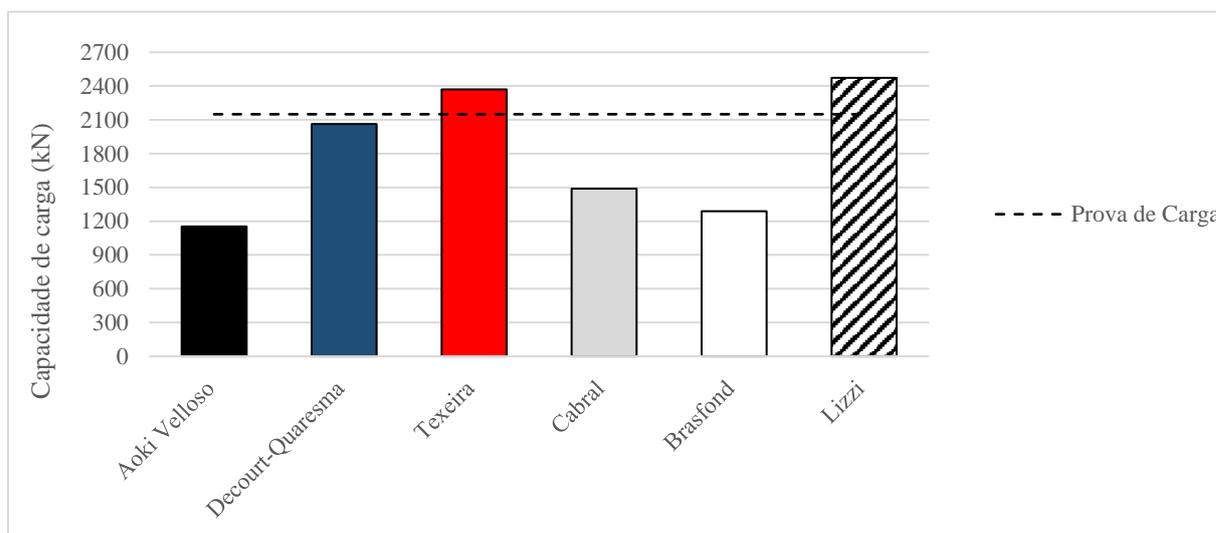
Figura 4.28- Estimativa de capacidade de carga da estaca 7 a partir de métodos semi-empíricos



Fonte: O autor, 2016

A previsão da capacidade de carga da estaca 8 variou de 1288,5 kN a 2473,1 kN, como apresentado na Figura 4.29. A metodologia proposta por Décourt-Quaresma (1978) apresentou a estimativa de capacidade de carga mais concordante em comparação ao valor de referência. Observa-se, que para a estaca 8, que os métodos de Aoki-Velloso (1975), Brasfond (1991) e Cabral (1986), subestimaram a capacidade de carga da estaca estudada, na média em 39,0%. Por outro lado, os métodos de Texeira (1986) e Lizzi (1982) superestimaram o valor da capacidade de carga em 10,2% e 15,0% respectivamente.

Figura 4.29- Estimativa de capacidade de carga da estaca 8 a partir de métodos semi-empíricos



Fonte: O autor, 2016

Considerando-se todas as estacas estudadas, verifica-se que a utilização das metodologias de Lizzi (1982) e Texeira (1986) foram as que proporcionaram os valores de capacidade de carga mais próximos dos valores de carga limite de referência.

4.4 Desenvolvimento da proposta

Conforme relatado no capítulo 3, partindo das recomendações de Lima (2014), selecionou-se duas variáveis obtidas no monitoramento para relacionar com a capacidade de carga das estacas, são elas: velocidade linear da broca de perfuração e a velocidade de avanço da broca. A primeira é associada ao atrito lateral e a segunda à resistência de ponta. A partir daí, durante a execução das estacas monitoradas, os valores dessas variáveis foram registrados nos 50 cm finais de escavação, que possibilitou verificar a existência de relação entre as mesmas e a capacidade de carga das estacas, como observado na Tabela 4.2. Além das variáveis supracitadas, as seguintes variáveis também foram associadas com a capacidade de carga das estacas estudadas: índice de resistência na ponta ($N_{spt, \text{ponta}}$), índice de resistência lateral médio

($\bar{N}_{spt,lat}$), diâmetro (D), perímetro da estaca (U) e o comprimento da estaca (L). Na Tabela 4.6 são mostrados os valores médios das variáveis monitoradas.

Tabela 4.6- Média dos resultados do monitoramento durante a execução da estaca

Estaca	Penetração (m)	Tempo (s)	v_a (m/s)	Frequência (Hz)	ω (rad/s)	v_b (m/s)	$N_{spt,ponta}$	$\bar{N}_{spt,lat}$	Q_{ult} (kN)
1	0,175	59,75	2,97E-03	2,23	13,99	2,17	60	50	3000,0
2	0,175	46,75	3,74E-03	2,11	13,25	2,05	60	52	3200,0
3	0,133	12,92	1,05E-02	1,56	9,81	1,52	60	33	3100,0
4	0,167	10,13	1,80E-02	1,72	10,79	1,67	60	32	2900,0
5	0,167	32,03	5,28E-03	1,75	10,98	1,70	60	52	2800,0
6	0,175	36,00	4,95E-03	4,03	25,29	3,92	10	7	1550,0
7	0,250	28,50	8,70E-03	2,24	14,09	2,18	39	22	2450,0
8	0,250	41,00	6,20E-03	3,00	18,83	2,92	22	22	2150,0

Fonte: O autor, 2016

Lima (2014) propõe que a parcela relativa à resistência de ponta (Q_p), deva ser relacionada pelas variáveis área da ponta (A_p), velocidade de avanço da broca (v_a) e índice de resistência de ponta ($N_{spt,ponta}$); enquanto a parcela relativa ao atrito lateral Q_l deverá ser composta pelas seguintes variáveis: velocidade linear da broca de perfuração (v_b), Área da projeção do fuste ($U \times L$) e índice de resistência lateral médio do fuste ($\bar{N}_{spt,lat}$). Para correlacionar as variáveis monitoradas com a capacidade de carga das estacas, obtida a partir de ensaios de prova de carga, foi necessário estimar as parcelas da capacidade de carga última (Q_{ult}) que são absorvidas pela lateral da estaca e pela ponta. Posteriormente, foram considerados cenários distintos, onde em cada um deles a capacidade de carga lateral é responsável por 80% da capacidade de carga total e a capacidade de carga de ponta é responsável por 20% da capacidade de carga total. Nos outros cenários, considerou-se que a lateral das estacas resistiriam a 90% da capacidade de carga e a ponta 10% e, finalmente, foi considerado a situação em que a capacidade de carga é totalmente absorvida pela lateral da estaca. Para o desenvolvimento da expressão, utilizou-se o método de análise de regressão linear múltipla. Vale mencionar, que as estacas foram divididas em dados de calibração e validação, assim, as estacas 3, 4, 6, 7 e 8 foram escolhidas para o desenvolvimento da expressão (calibração) e as estacas 1, 2 e 5 para a validação. Para avaliar o cenário onde a capacidade de carga lateral é responsável por 80% da capacidade de carga total e a capacidade de ponta é responsável por 20% da capacidade de carga total, tem-se as Tabelas 4.7 e 4.8 mostram a relação das variáveis com as respectivas capacidades de carga lateral e de ponta.

Tabela 4.7- Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_l = 80\%$)

Estaca	Q_l (kN)	v_b (m/s)	$\bar{N}_{spt,lat}$	$U \cdot L$ (m ²)
3	2480,0	1,5	33	19,3
4	2320,0	1,6	32	19,3
7	1960,0	2,1	22	20,6
6	1240,0	3,9	7	13,1
8	1720,0	2,9	22	15,4

Fonte: O autor, 2016

Tabela 4.8- Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_p = 20\%$)

Estaca	Q_p (kN)	A_p (m ²)	v_a (m/s)	$N_{SPT,ponta}$
3	620,0	0,13	0,01	60
4	580,0	0,13	0,01	60
7	490,0	0,13	0,008	39
6	310,0	0,09	0,004	10
8	430,0	0,13	0,006	22

Fonte: O autor, 2016

Sendo Q_l e Q_p as variáveis dependentes e as demais variáveis explicativas. Aplicando-se o método de análise de regressão linear múltipla, conforme descrito na metodologia do Capítulo 3, obtêm-se:

$$Q_{ult,80/20} = \frac{81,61 A_p^{0,015} N_{spt,ponta}^{0,404}}{V_a^{0,08}} + \frac{1615,33 (UL)^{0,0058} \bar{N}_{spt,lat}^{0,168}}{V_b^{0,44}} \quad (4.1)$$

Sabendo que a primeira parcela da equação 4.1 considera a capacidade de carga de ponta e a segunda parcela corresponde lateral da estaca. Onde: A_p é a área da ponta (m²); (v_a) é a velocidade de avanço da broca (m/s); $N_{spt,ponta}$ é o índice de resistência de ponta; v_b é a velocidade linear da broca de perfuração (m/s); ($U \times L$) é a área da projeção do fuste (m²) e $\bar{N}_{spt,lat}$ é o índice de resistência lateral médio do fuste.

Já para o cenário onde a capacidade de carga lateral é responsável por 90% da capacidade de carga total e a capacidade de ponta é responsável por 10% da capacidade de carga total, tem-se as Tabelas 4.9 e 4.10, que mostram a relação das variáveis com as respectivas capacidades de carga lateral e de ponta.

Tabela 4.9- Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_l = 90\%$)

Estaca	Q_l (kN)	v_b (m/s)	$\bar{N}_{spt,lat}$	$U \cdot L$ (m ²)
3	2790,0	1,5	33	19,3
4	2610,0	1,6	32	19,3
7	2205,0	2,1	22	20,6
6	1395,0	3,9	7	13,1
8	1935,0	2,9	22	15,4

Fonte: O autor, 2016

Tabela 4.10- Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_p = 10\%$)

Estaca	Q_p (kN)	A_p (m ²)	v_a (m/s)	$N_{SPT,ponta}$
3	310,0	0,13	0,01	60
4	290,0	0,13	0,01	60
7	245,0	0,13	0,008	39
6	155,0	0,09	0,004	10
8	215,0	0,13	0,006	22

Fonte: O autor, 2016

Aplicando-se novamente o método de análise de regressão linear múltipla para esse cenário, obtêm-se:

$$Q_{ult,90/10} = \frac{40,80 A_p^{0,015} N_{spt,ponta}^{0,404}}{V_a^{0,08}} + \frac{1817,25 (UL)^{0,0058} \bar{N}_{spt,lat}^{0,168}}{V_b^{0,44}} \quad (4.2)$$

Onde: A_p é a área da ponta (m²); (v_a) é a velocidade de avanço da broca (m/s); $N_{spt,ponta}$ é o índice de resistência de ponta; v_b é a velocidade linear da broca de perfuração (m/s); ($U \times L$) é a área da projeção do fuste (m²) e $\bar{N}_{spt,lat}$ é o índice de resistência lateral médio do fuste.

Para o cenário onde que a capacidade de carga está sendo totalmente absorvida pela lateral da estaca, tem-se a Tabela 4.11, que mostra a relação das variáveis com a capacidade de carga lateral.

Tabela 4.11- Relação entre capacidade de carga lateral e as variáveis monitoradas ($Q_1 = 100\%$)

Estaca	Q_1 (kN)	v_b (m/s)	$\bar{N}_{spt,lat}$	$U \cdot L$ (m ²)
3	3100,0	1,5	33	19,3
4	2900,0	1,6	32	19,3
7	2450,0	2,1	22	20,6
6	1550,0	3,9	7	13,1
8	2150,0	2,9	22	15,4

Fonte: O autor, 2016

Aplicando-se novamente o método de análise de regressão linear múltipla chega-se a:

$$Q_{ult,100/0} = \frac{2019,17 (UL)^{0,0058} \bar{N}_{spt,lat}^{0,168}}{V_b^{0,44}} \quad (4.3)$$

Onde: v_b é a velocidade linear da broca de perfuração (m/s); $(U \times L)$ é a área da projeção do fuste (m²) e $\bar{N}_{spt,lat}$ é o índice de resistência lateral médio do fuste.

Analisando as expressões obtidas a partir da utilização da metodologia de regressão linear múltipla, verificou-se que os coeficientes de regressão não se alteraram, ocorrendo variações apenas nas constantes de regressão, isso ocorreu tanto para a capacidade de carga lateral, quanto para a capacidade de carga de ponta. Observa-se a redução da capacidade de carga de ponta de 20% para 10%, reduziu a constante de regressão pela metade. Já a constante de regressão da capacidade de carga lateral aumentou gradualmente ao passar de um cenário para o outro. Verifica-se que o coeficiente de determinação (R^2) das equações é de 0,99, como visto na Figura B1 do Apêndice B.

Vale ressaltar que as expressões propostas para o controle executivo apresentam sentido físico para a capacidade de carga, sendo que as variáveis que possuem um coeficiente de regressão positivo, são diretamente proporcionais. Dessa forma, por exemplo, quanto maior forem a projeção da área do fuste ($U \times L$) e o índice de resistência lateral médio ($\bar{N}_{spt,lat}$), maior será a capacidade de carga lateral da estaca. Por outro lado, quanto maior a velocidade linear da broca de perfuração (v_b), menor será a capacidade de carga, como visto no apêndice B, das Figuras B2 a B4.

Da mesma forma, para a capacidade de carga de ponta, observa-se que a velocidade de avanço é inversamente proporcional a capacidade de carga de ponta. Assim, quanto maior a

velocidade de avanço da broca de perfuração (v_a), menor será a capacidade de carga de ponta, e quanto maior forem a área de ponta (A_p) e o índice de resistência de ponta ($N_{spt,ponta}$), maior será a capacidade de carga como visto no apêndice B, das Figuras B5 a B7. Vale mencionar, que as variáveis área de ponta (A_p) e projeção da área do fuste (UL) não apresentaram influência significativa na estimativa da capacidade de cargas das estacas monitoradas.

4.5 Validação da proposta

A validação da proposta consiste em aplicar a formulação desenvolvida no presente trabalho em algumas estacas, do mesmo tipo, e que não fizeram parte do universo de dados utilizados para o desenvolvimento da formulação. Dessa forma, tendo-se provas de carga estática utilizadas nessas mesmas estacas, pode-se avaliar ao desempenho da utilização da metodologia proposta. Assim, as estacas 1, 2 e 5 foram selecionadas para realizar a validação. Na Tabela 4.12 são exibidas as estimativas de capacidade de carga a partir das expressões propostas, assim como as obtidas a partir dos resultados das provas de carga.

Tabela 4.12- Estimativa da capacidade pelos métodos propostos

Método	Estaca 1			Estaca 2			Estaca 5		
	Ql (kN)	Qp (kN)	Qt (kN)	Ql (kN)	Qp (kN)	Qt (kN)	Ql (kN)	Qp (kN)	Qt (kN)
Qult,80/20	2244,7	671,0	2915,6	2314,5	658,2	2972,7	2533,7	639,8	3173,5
Qult,90/10	2525,3	335,5	2860,8	2603,8	329,1	2932,9	2850,4	319,9	3170,3
Qult,100	2805,9	0,0	2805,9	2893,1	0,0	2893,1	3167,1	0,0	3167,1
Prova de Carga	3000,0			3200,0			2800,0		

Fonte: O autor, 2016

Considerando os cenários apresentados, observa-se que o erro percentual entre os valores estimados e os valores de referência considerados foi de, no mínimo 2,8% e no máximo 13,3%. Ao comparar os valores de capacidade de carga estimados e os valores de referência para a estaca 1, verifica-se um erro percentual absoluto de 4,6%. Vale comentar, ainda, que todos os valores de capacidade de carga estimados para a estaca 1 apresentaram valores ligeiramente inferiores ao do valor de referência (carga limite obtida a partir da prova de carga). Vale comentar que o cenário considerado nesta análise tomou como base as indicações da literatura, que sugere que nas estacas escavadas há uma mobilização, praticamente apenas do atrito lateral das estacas. Fato esse evidenciado nas curvas carga-recalque da estaca 1, conforme pode ser observado na Figura 4.3, cuja relação carga-recalque é nitidamente linear.

Já para a estaca 2, observa-se um erro percentual absoluto de 8,3%, ao comparar os valores de capacidade de carga estimados com valores de referência. Da mesma forma que a estaca 1, verifica-se que os valores de capacidade de carga previstos para a estaca 2 apresentam

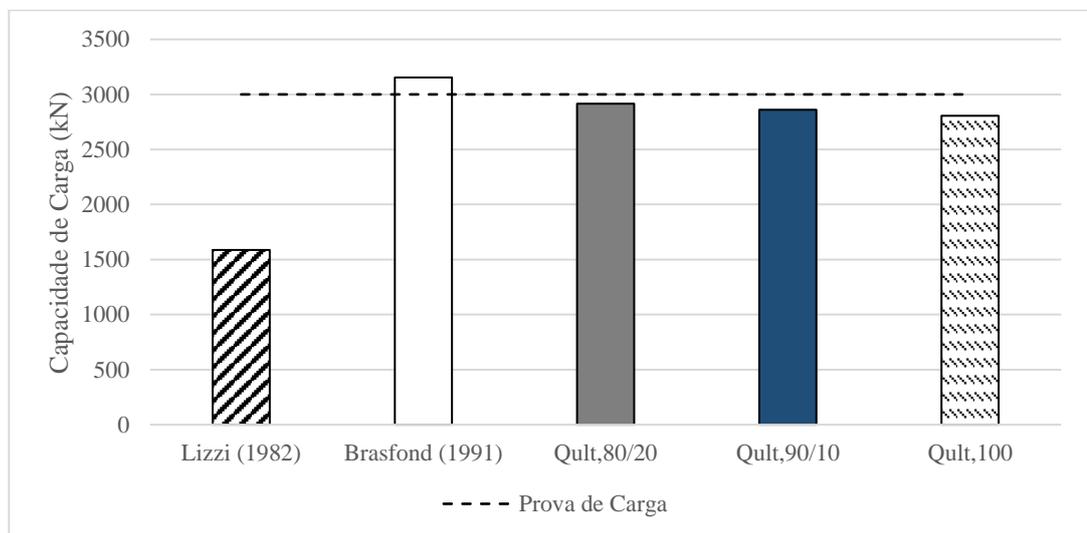
valor inferior ao do valor de referência, isso ocorre para todos os cenários de distribuição de carga.

Na estaca 5 constata-se uma tendência distinta das outras estacas, com os maiores erros percentuais absolutos (média de 13,2%). Os valores de capacidade de carga previstos para a estaca 5 apresentaram valores superiores ao do valor de referência.

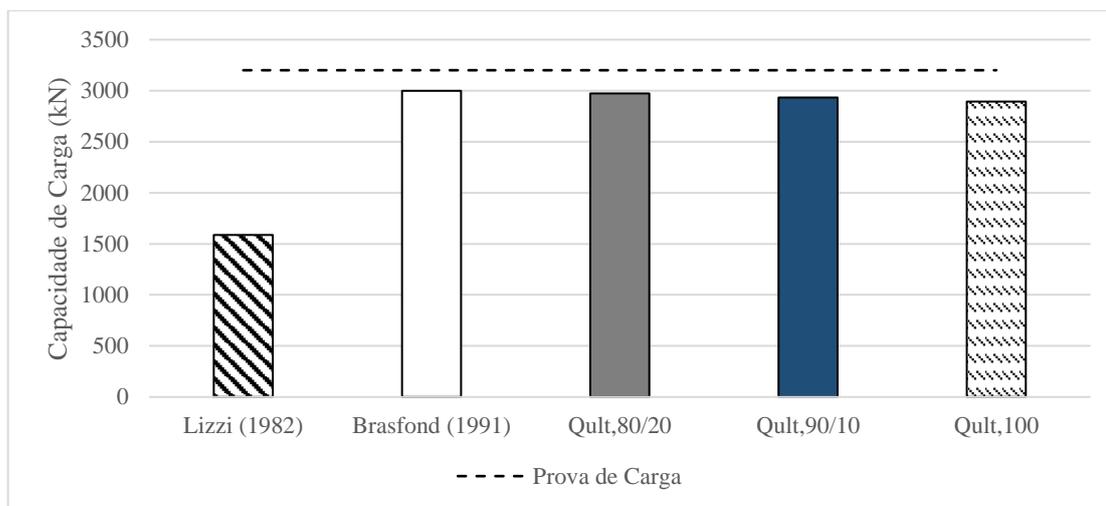
As Figuras 4.30 a 4.32 exibem uma comparação das estimativas de capacidade de carga, a partir dos métodos semi-empíricos de Brasfond (1991) e Lizzi (1982), com os valores estimados pelos métodos propostos no trabalho e pelos respectivos valores de provas de carga.

Com relação aos métodos semi-empíricos, apesar do método de Lizzi (1982) ter sido o método que apresentou as melhores previsões de capacidade de carga das estacas estudadas, o mesmo não apresentou resultados concordantes para as estacas utilizadas na validação. Já o método de Brasfond (1991) foi o método semi-empírico que proporcionou as estimativas mais concordantes em relação a carga limite de referência, tanto para a estaca 1 quanto para a estaca 2. Na estaca 5 todos os métodos semi-empíricos superestimaram a capacidade de carga da estaca.

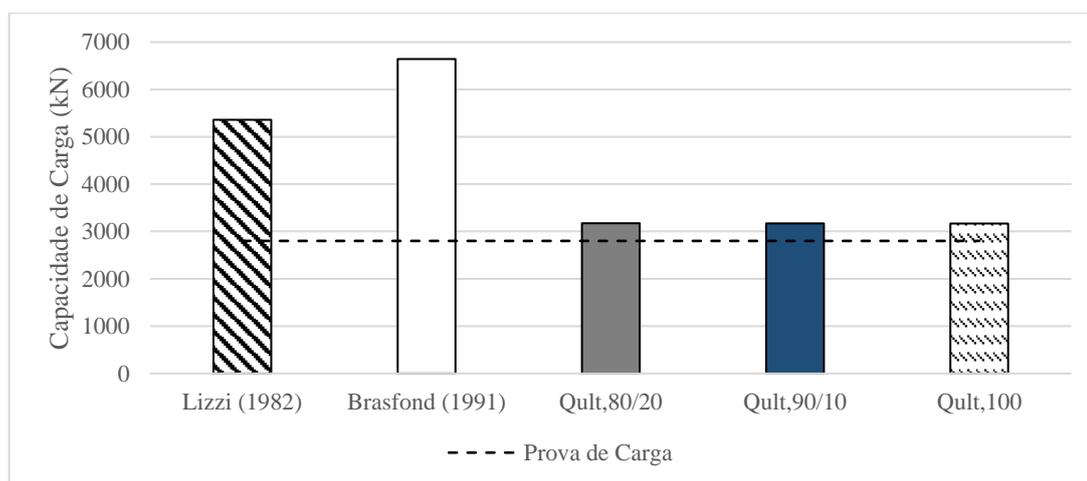
Figura 4.30- Estimativas de capacidade de carga para a estaca 1



Fonte: O autor, 2016

Figura 4.31- Estimativas de capacidade de carga para a estaca 2

Fonte: O autor, 2016

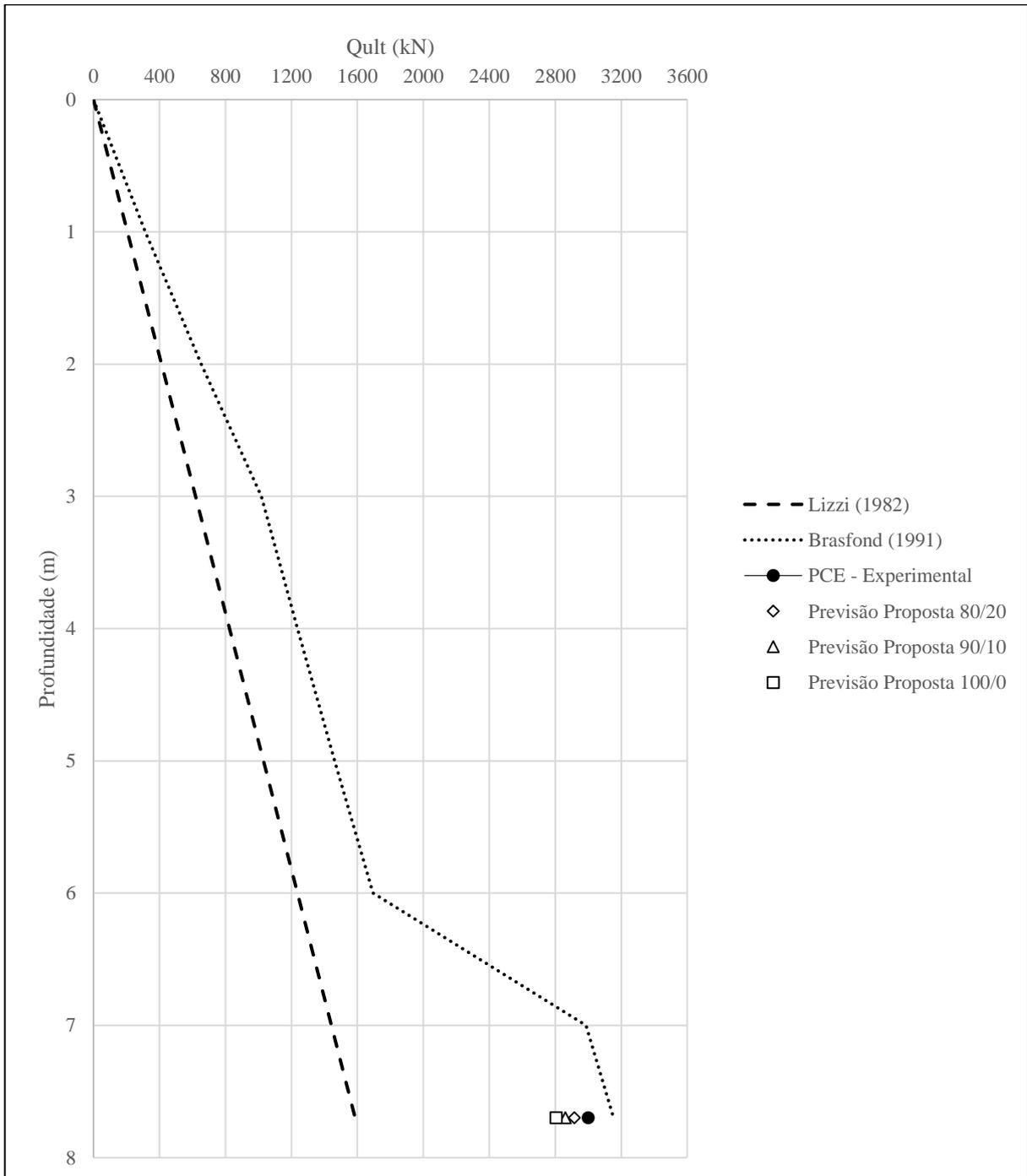
Figura 4.32- Estimativas de capacidade de carga para a estaca 5

Fonte: O autor, 2016

Comparando-se agora as estimativas realizadas a partir das expressões propostas, pode-se observar que a proposta $Q_{ult/80,20}$ foi a que apresentou os valores mais concordantes com os valores de carga limite, obtidos do ensaio de prova de carga. Verifica-se que nas estacas 1 e 2, os métodos propostos subestimam muito pouco a capacidade de carga das mesmas, ao passo que na estaca 5, os valores previstos pelos métodos propostos são ligeiramente superestimados.

Nas Figuras 4.33 a 4.35, apresenta-se uma comparação entre os valores de capacidade de carga, estimados pelo método da Van der Veen (1953), pelos métodos semi-empíricos de melhor desempenho nas estacas utilizadas no desenvolvimento das equações propostas para as estacas 1, 2 e 5.

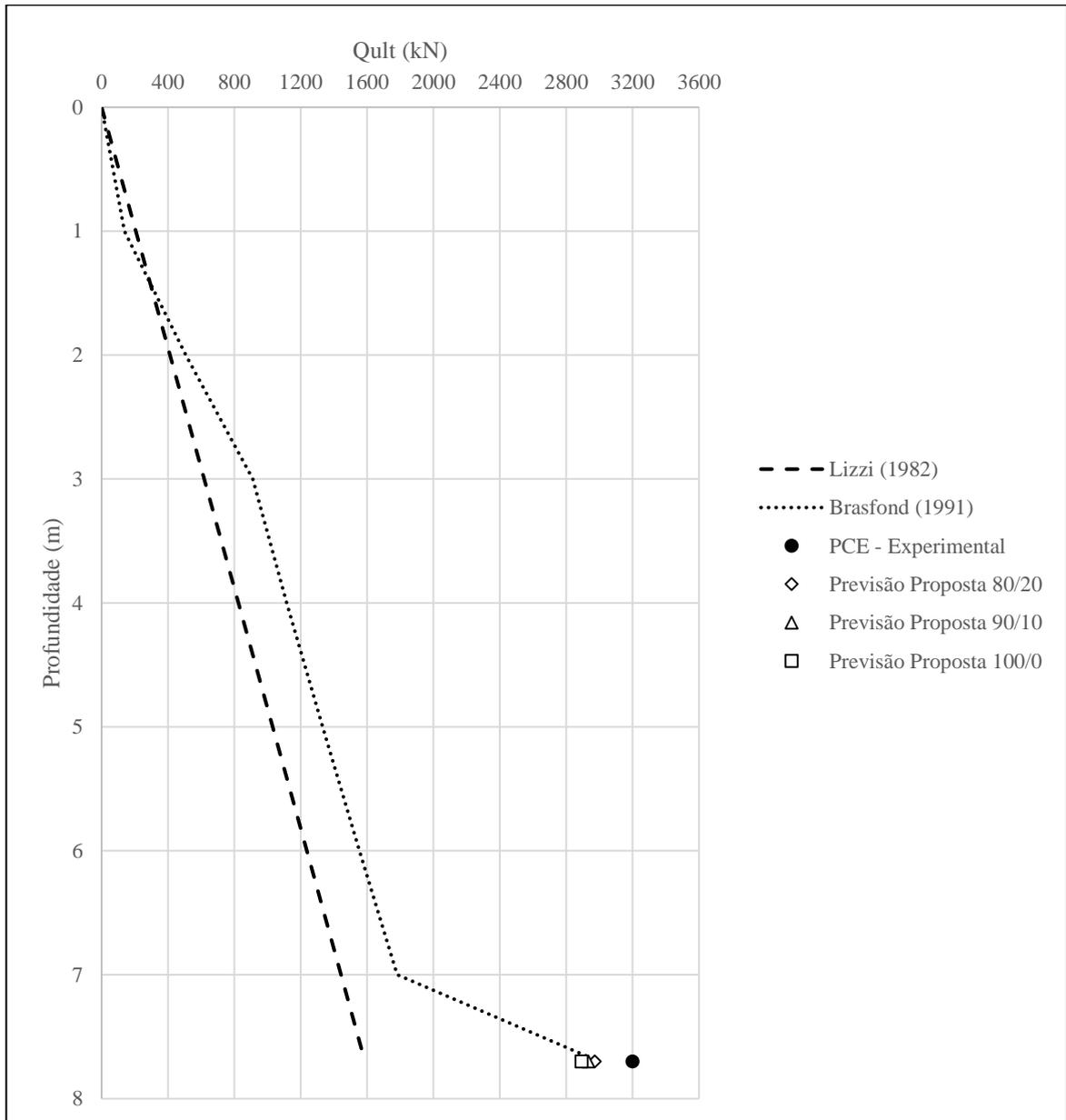
Figura 4.33- Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 1



Fonte: O autor, 2016

Analisando a capacidade de carga ao longo da profundidade, observa-se que os métodos de Brasfond (1991) e Lizzi (1982). Considerando o comprimento da estaca de referência, o método de Brasfond (1991) foi o mais concordante. Pela Figura 4.33, constata-se que as previsões obtidas das expressões propostas apresentaram convergência com a carga limite de referência da estaca 1.

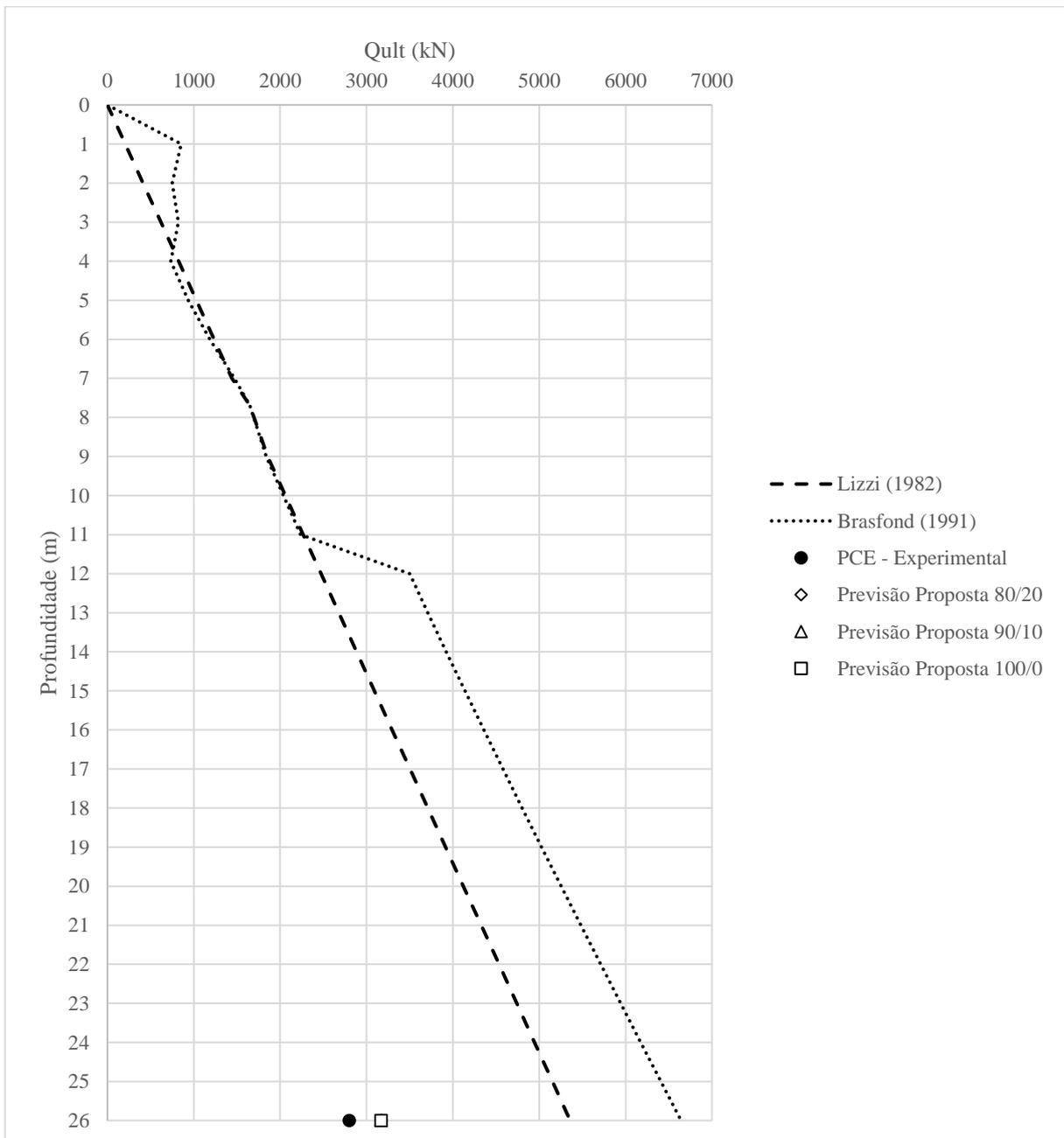
Figura 4.34- Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 2



Fonte: O autor, 2016

Para a estaca 2, verifica-se que a capacidade de carga estimada pelas metodologias de Brasfond (1991) e Lizzi (1982) apresentaram valores relativamente próximos até estacas de 7m. Em seguida, os valores de capacidade de carga estimado pelos métodos foram gradualmente divergentes. Do mesmo modo que na estaca 1, o método de Brasfond (1991) foi o que apresentou estimativa mais concordante. Novamente, para a estaca 2 as equações propostas proporcionaram estimativas da capacidade de carga concordantes. Tal fato decorre de ambas as estacas 1 e 2 terem sido executadas em subsolo com características geotécnicas e geológicas similares.

Figura 4.35- Comparação entre previsões da capacidade de carga para diferentes comprimentos da estaca 5



Fonte: O autor, 2016

Pela Figura 4.35 observa-se que, os métodos semi-empíricos que, apresentaram valores muito discrepantes para a estaca 5. Para esta estaca, a previsão da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos mostra que a estaca com apenas 15m de comprimento apresentou uma capacidade de carga similar a carga limite de referência. Essa inconsistência atesta a importância do emprego de metodologias que auxiliem na verificação da capacidade de carga da estaca, durante sua execução. A estaca 5 foi executada em rocha, dessa forma, a avaliação da capacidade de carga da estaca a partir de métodos desenvolvidos para solos não representara

seu comportamento de maneira razoável, constatando-se assim, uma discrepância significativa com os métodos semi-empíricos.

De modo geral, os valores previstos pelas equações propostas apresentaram concordância com os valores de referência.

Constata-se, portanto, que existe correlação entre a capacidade de carga e as variáveis sugeridas. Vale ressaltar que a proposta deste trabalho, é a de apresentar um procedimento simplificado para o controle executivo de estacas raiz, auxiliando nas tomadas de decisões em campo, com relação a definição do comprimento da estaca a executar.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, indicando os resultados obtidos e os objetivos alcançados. Por fim, são apresentadas as sugestões para pesquisas futuras, necessárias para a complementação dos estudos apresentados neste trabalho.

5.1 Conclusões

Neste trabalho, foram propostas metodologias e equações simplificadas para controle executivo de estacas raiz, proporcionando uma ferramenta útil que auxilie na tomada de decisão de alterações nas dimensões das estacas estudadas no projeto. A metodologia é baseada no monitoramento de variáveis de execução das estacas (velocidade de avanço e velocidade linear da broca de perfuração), determinadas a partir de correlações de fundamentos da física clássica com medidas realizadas em campo. Com base nestas equações, tornou-se possível estabelecer uma metodologia de monitoramento para estacas do tipo raiz. As variáveis de execução medidas no monitoramento são correlacionadas com valores de capacidade de carga obtidos a partir de ensaios de prova de carga, através da utilização de regressão linear múltipla. Através da validação constata-se que existe correlação entre a capacidade de carga e as variáveis sugeridas.

Com relação ao tema abordado no presente trabalho, conclui-se que:

- Existe um número bastante reduzido de pesquisas, nacionais e internacionais relativas ao estudo do desempenho de estacas do tipo raiz;
- A maior parte dos trabalhos que abordam o tema sobre controle executivo de estacas raiz, tem como objetivo discorrer sobre controle de qualidade da argamassa utilizada na estaca;

Quanto à capacidade de carga das estacas ensaiadas, conclui-se que:

- As previsões de capacidade de carga realizadas, por métodos semi-empíricos, das estacas 1 e 2 foram concordantes entre si, de modo que todos os métodos superestimaram a capacidade de carga, exceto o método de Lizzi (1982) e o método de Brasfond (1991), na estaca 2;
- As estimativas da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos para as estacas 3 e 4 foram superestimadas por todos os métodos, exceto pelo de Brasfond (1991). Sendo a metodologia proposta por Décourt-Quaresma (1978) a que

apresentou a maior discrepância, superestimando a capacidade de carga em 47,7%;

- Para a estaca 5, as estimativas de capacidade de carga realizadas a partir de métodos semi-empíricos, foram todas superestimadas. Neste caso, o método menos discrepante foi o método de Lizzi (1982), superestimando a capacidade de carga em 91,3%;
- Para a estaca 6, a metodologia proposta por Lizzi (1982) foi a única estimar a capacidade de carga de maneira concordante, superestimando a capacidade de carga em apenas 2,1%;
- Para as estacas 7 e 8, as estimativas da capacidade de carga para ambos os métodos de Texeira (1986) e Lizzi (1982) apresentaram concordância com os valores de referência. A metodologia proposta por Décourt-Quaresma (1978) apresentou a estimativa mais concordante de capacidade de carga quando comparado ao valor de referência para a estaca 8. Já para a estaca 7, ambos os métodos de Texeira (1986) e Lizzi (1982) apresentam capacidades de carga próximos ao valor da carga limite adotada;

Quanto ao monitoramento, pode-se concluir que:

- Quanto maior o índice de resistência à penetração, menor é a velocidade de avanço, assim, observa-se que a relação entre essas variáveis é inversamente proporcional;
- Observa-se uma relação diretamente proporcional entre a frequência e a velocidade linear da broca (v_b). Foi possível avaliar ainda que a capacidade de carga do solo é inversamente proporcional a velocidade linear da broca (v_b) e a frequência;

Quanto a validação da formulação proposta, pode-se concluir que:

- As expressões propostas para o controle executivo apresentam sentido físico para a capacidade de carga;

- Os resultados obtidos pelas expressões propostas foram concordantes com os valores de referência, para todas as estacas utilizadas na validação. Observa-se ainda, que o erro percentual entre os valores estimados e os valores de referência foi de, no mínimo 2,8% e no máximo 13,3%;
- Ao comparar os valores de capacidade de carga estimados com os valores de referência para a estaca 1 e 2, verifica-se erros percentuais absolutos na faixa de 4,6% e 8,3% respectivamente. Vale comentar, ainda, que todos os valores de capacidade de carga estimados para a estaca 1 e 2 apresentaram valores inferiores ao do valor de referência;
- Na estaca 5 observa-se uma tendência distinta das outras estacas da validação, apresentando os erros percentuais mais elevados, mas que não superaram 13,2% em média, quando compara-se os valores de capacidade de carga estimados com valores de referência;
- A partir das análises realizadas, observa-se que a adoção do cenário $Q_{ult/80,20}$ foi o mais concordante com relação os valores de carga limite de referência considerados;
- O cenário $Q_{ult/100,0}$ foi o que melhor representou o fenômeno estudado fisicamente, pois a maioria das estacas estudadas mobilizaram apenas a resistência lateral, de acordo com os níveis de deformação citados na literatura;
- A partir da realização desta pesquisa, observa-se que a metodologia proposta apresenta-se como uma alternativa viável para o controle executivo de estacas raiz;
- O método pressupõe sondagens confiáveis e que devem ser realizadas no momento da execução.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, foram identificadas algumas possibilidades de melhoria e de continuação a partir de futuras pesquisas, as quais incluem:

- Realizar o monitoramento das variáveis em todo o processo e não apenas na faixa de paralização da escavação;
- Monitorar novas estacas com prova de carga, executadas em perfis de solos diferentes daqueles apresentados neste trabalho;
- Elaborar uma metodologia que estime a quantidade de água utilizada na escavação da estaca, de modo que se avalie a sua influência;
- Utilizar um velocímetro que tenha precisão de, no mínimo três casas decimais, visando minimizar os erros de medição ao longo do monitoramento;
- Estudar métodos que utilizem apenas os dados de execução para poder identificar eventuais falhas na prospecção do solo.

5.3 Sugestões para procedimentos futuros

Quanto ao procedimento de monitoramento para controle executivo de estacas raiz sugere-se:

- Realizar a medição do diâmetro do rotador da broca de perfuração e da broca de perfuração utilizada na escavação;
- Registrar variáveis geométricas da estaca (diâmetro e comprimento);
- Demarcar os segmentos de escavação com espaçamentos de 0,5m na haste de perfuração do último metro da estaca;
- Acoplar o velocímetro digital na cabeça de perfuração para o registro dos dados de monitoramento;
- Utilizar ímã de neodímio e manter o sensor a uma distância de no máximo 4 cm.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P J R; CARVALHO, D; NOGUEIRA, R C R. Avaliação da capacidade de carga de estaca raiz e escavada convencional, instrumentadas, em solo de diabásio. In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 5., 2009, Pelotas. **GeoRS**. Pelotas: Editora da Universidade Católica de Pelotas, 2009. v. 1, p. 1-8.

AOKI, N; VELLOSO, D A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V PAN AMERICAN CSMFE, 5, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Notas de Aula, Universidade Gama Filho, 1976.

AOKI, N; CINTRA, J C A. Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais do III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**. São Paulo: Abms, 1975. v. 1, p. 173 – 184

AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em prova de carga dinâmica de energia crescente**. 1997. 111 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, EESC/USP, São Carlos, 1997.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **12131**: Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: Moderna, 2006. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: Moderna, 2010. 91 p.

ALONSO, U R. Estacas Injetadas. In: HACHICH, W et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 361-372.

AMANN, K A P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2000. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

AMANN, K A P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ANSON. **Prova de carga estática**. 2015. Disponível em: <http://anson.com.br/provas_cg.html>. Acesso em: 18 mai. 2016.

ARAÚJO, C B C. **Aplicação das redes neurais artificiais do tipo perceptron na estimativa de recalques em estacas**. 2015. 118 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

BARRETO, G W. **Projeto de uma perfuratriz multifuncional para execução de estacas e desenvolvimento de um ensaio de campo que utiliza o sistema de monitoração eletrônica da perfuratriz.** 2014. 262 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

BENATI, J B. **Metodologia de execução e determinação da capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro cravadas e injetadas.** 2007. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007.

BESSA, A O. **Avaliação de resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração.** 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005.

BESSA, A K S. **Análise de métodos de interpretação de curva carga x recalque de provas de carga estática em fundações profundas.** 2014. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Fortaleza, Fortaleza, 2014.

BRANCO, C J M C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada.** 2006. 158 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

BRASFOND. **Catálogo técnico sobre estacas raiz.** Guarulhos, 1991.

BRONS, K F; KOOL, A F. Methods to improve the quality of auger piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGERPILES, 1., 1988, Ghent. **Proceedings...** . Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p. 269 - 272.

CABRAL, D A. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: CBMSEF, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** . Porto Alegre, 1986. v. 6, p. 71 - 82.

CADDEN, A; GOMEZ, J; BRUCE, D. Micropiles: recent advances and future trends. In: ASCE. **Current practices and future trends in deep foundations.** Los Angeles: Asce, 2004. p. 140-165.

CHIN, F K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: 2ND SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2., 1970, Singapura. **Proceedings of the 2nd southeast asian conference on soil engineering.** Singapura: Seags, 1970. p. 81 - 92.

CHIN, F K. Discussion of pile test: arkansas river project. **Journal for soil mechanics and foundation engineering.** St. Louis, p. 930-932. 1970.

CORRÊA, R S. **Previsão da carga de ruptura de estacas raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1988. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

COSTA, C M C et al. Análise comparativa entre o nspt e o torque obtido no monitoramento de estacas hélice contínua. In: SEFE VI - SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 6., 2008, São Paulo. **Anais...** . São Paulo: Abms, 2008.

CUNHA, R. P. Acquired knowledge on the behavior of deep foundations vertically and horizontally loaded in the soil of Brasília. **Soils and rocks: an international journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**. Rio de Janeiro: Abms, v. 34, n. 3, 2011.

CYNA, H et al. **FOREVER: Synthesis of the Results and Recommendations of the French National Project on Micropiles**. Paris: Adsc, 2004. 254 p.

DAVISSON, M T. High Capacity Piles. In: PROCEEDINGS OF LECTURE SERIES ON INNOVATIONS IN FOUNDATION CONSTRUCTION, 2., 1972, Chicago. **Proceedings...** .Chicago: Asce, 1972.

DEBEER, E E. **Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal**. Tijdschrift der openbar verken van belgie, No. 6, 1967.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A R. Capacidade de carga de estaca a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, , 2., 1982. **Proceedings...** Amsterdam, 1982.

DÉCOURT, L. **Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT**, Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações - Instituto de Engenharia, São Paulo, 1986.

DEEP FOUNDATIONS INSTITUTE. **Guide to drafting and specifications for high capacity drilled and grouted micropiles for structural support**. New Jersey: Adsc, 2002. 39 p.

FELLENIOUS, B H. Negative skin friction and settlement of piles. In: SECOND INTERNATIONAL SEMINAR, PILE FOUNDATIONS, 2., 1984, Cingapura. **Proceedings...** .Cingapura: Seags, 1984.

FÓA, S B. **Análise de prova de carga dinâmica de energia crescente para o projeto de fundações profundas**. 2001. 200 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2001.

FONTOURA, S A B. Mecanismos de transferência de carga em sistemas solo-estacas escavadas. In: SIMPÓSIO SOBRE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES, 1., 1982, Rio de Janeiro. **Anais...** . Rio de Janeiro: Abms, 1982.

FHWA. **Drilled and grouted micropiles state-of-the-practice review**. Bridgeville: Trid, 1997.

FHWA. **Micropile design and construction guidelines, implementation manual**. Bridgeville: Trid, 2000.

FRANÇA, D C. **Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FUNDESP. **Esquema típico de reticulado em terrenos soltos**. 2016. Disponível em: < http://www.fundesps.com.br/port/pt_08_m2.htm >. Acesso em: 18 nov. 2016.

GARCIA, J R. **Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas a compressão**. 2006. 189 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

GOOGLE. **Google Earth**. 2016. Disponível em: < <https://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/> >. Acesso em: 14 ago. 2016.

GRUBER, N; KORECK, H W; SCHWARZ, P. **Bearing behaviour of micropiles at cyclic axial loading (2 investigations)**. Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Techn. Univ. München, Heft(Publ.), 1985.

HACHICH, W et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1998.

HANSEN, J B. Discussion on hyperbolic stress-strain response on cohesive soils. **Journal For Soil Mechanics And Foundation Engineering**. Chicago, p. 241-242. 1963.

KONDNER, R L. Hyperbolic stress-strain response. **Journal for soil mechanics and foundation engineering**. Chicago, p. 115-143. 1963.

KORECK, W. Small diameter bored injection piles. **Groundengineering**. Londres, p. 14-20. 1978.

LAISTER, E. **Influência do consumo de cimento e da relação água/cimento em argamassas para execução de estaca raiz**. 2012. 168 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

LANGONE, M J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. 204 f. Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

LIMA, D R. **Contribuição ao estudo do desempenho de estacas do tipo raiz**. 2014. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

LIZZI, F. Root pattern piles underpinning. In: SYMP. ON BEARING CAPACITY OF PILES, 1., 1964, Roorkee. **Proceedings...** . Roorkee: Cement And Concrete Magazine, 1964.

LIZZI, F. Reticoli di pali radice per il miglioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno. In: CONVEGNO DI GEOTECNIA, 10., 1970, Bari. **Proceedings...** . Bari, 1970.

LIZZI, F. The “pali radice” (root piles): A state of the art report. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, 1., 1982, Banguécoque. **Proceedings...** . Banguécoque: Asian Institute Of Technology, 1982. p. 417 - 432.

MAGALHÃES, M N; PEDROSO DE LIMA, A C. **Noções de probabilidade e estatística**. 3. ed. São Paulo: Ime-usp, 2001. 375 p.

MARCHEZINI, S F. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical**. 2013. 173 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MONTEIRO, P F. **Capacidade de carga de estaca: Método de AokiVelloso**. São Paulo: Franki Ltda, 1997.

MONTGOMERY, D C; RUNGER, G C. **Applied statistics and probability for engineers**. 3. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2003. 807 p.

MOURA, A S; LIMA, D R; MONTEIRO, F F. A preliminary proposal: executive control of root piles. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**. Stillwater, p. 12906-12920. 2015.

NOGUEIRA, R C R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial em solo de diabásio**. 2004. 246 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

O'NEILL, M W.; REESE, L C. **Drilled shafts: construction procedures and design methods**. Bridgeville: Fhwa, 1999.

PÉREZ, N B N. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014.

POULOS, H G; DAVIS, E H. **Pile foundation analysis and design**. Sydney: Rainbow-bridge book co., 1980. 397 p.

POULOS, H G. Pile behavior: consequences of geological and construction imperfections. In: 40TH TERZAGHI LECTURE, J. GEOTECH. & GEOENVIR, 40., 2005, Cove West. **Proceedings...** . Cove West: Eng, 2005. v. 131, p. 538 - 563.

PRESA, E P; POUSADA, M C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. Salvador: Abms, 2004. 107 p.

ROCHABRASIL. **Relatórios de sondagens**. Fortaleza: Rochabrasil, 2016.

SILVA, M C; CAMAPUM, J C. Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra. In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15., 2010, Gramado. **Anais...** . Gramado: Abms, 2010. v. 1, p. 1 - 12.

SILVA, C M. **Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua.** 2011. 311 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SODRÉ, D J R. **Estaca raiz (método executivo e capacidade de carga).** 1996. 94 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

SONDA. **Relatórios de sondagens.** Fortaleza: Sonda, 2016.

TECNORD. **Relatórios de ensaios de prova de carga.** Fortaleza: Tecnord, 2016a.

TECNORD. **Relatórios de sondagens.** Fortaleza: Tecnord, 2016b.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEFE, 3, São Paulo. **Anais...** São Paulo:Abms, 1996. v. 1.

TSUKADA, Y; ICHIMURA, Y. Micropiles in Japan: Present Status and Future Prospects. In: IWM, 1., 1997, Seattle. **Proc.1st IWM.** Seattle: Dfi, 1997. p. 1 - 13.

VAN DER VEEN, C. Bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, 1953. v. 2.

VARGAS, M. Provas de carga em estacas : uma apreciação histórica. **Revista Solos e Rochas,** São Paulo, v.13, n. único, 1990, p. 3-12.

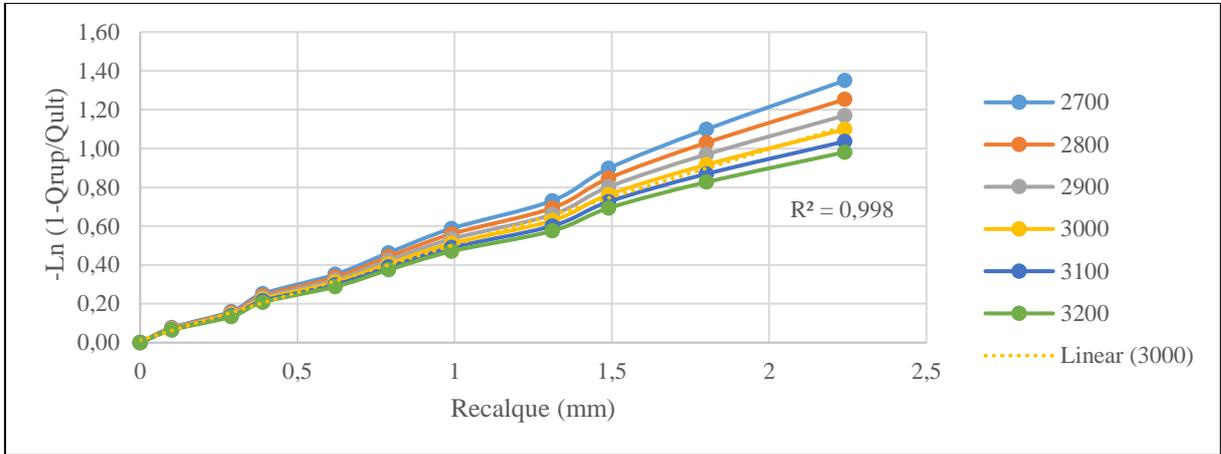
VELLOSO, D A. Fundações: projetos, execução, patologia e reforço. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE IV, 4., 2000, São Paulo. **Anais...** . São Paulo: Abms, 2000. p. 1 - 10.

VELLOSO, D A; LOPES, F R. **Fundações.** Rio de Janeiro: COPPE -UFRJ, 2010.v. 2.

VENÂNCIO, P B F. **Dosagem de argamassa para estaca raiz.** 2008. 175 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

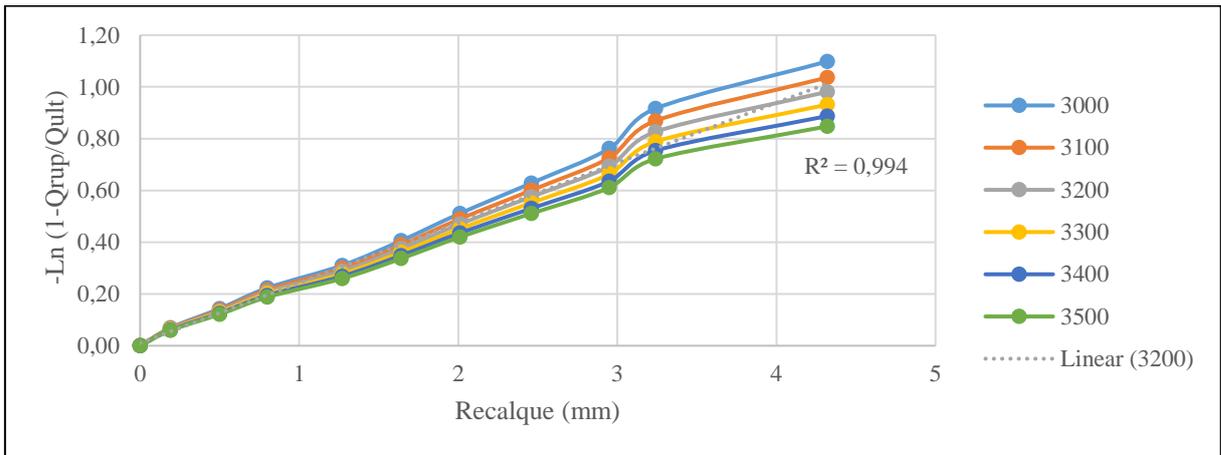
APÊNDICE A – EXTRAPOLAÇÃO DE PROVAS DE CARGA PELO MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)

Figura A1- Resultado da Extrapolação pelo Método de Van Der Veen (1953) para estaca 1



Fonte: O autor, 2016

Figura A2- Resultado da Extrapolação pelo Método de Van Der Veen (1953) para estaca 2



Fonte: O autor, 2016

Figura A3- Resultado da Extrapolação pelo Método de Van Der Veen (1953) para estaca 3

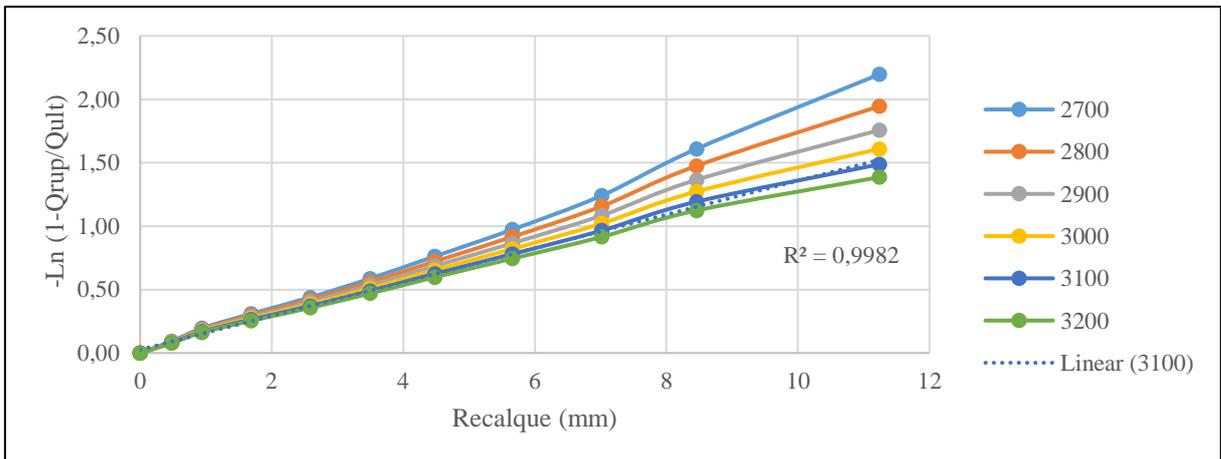
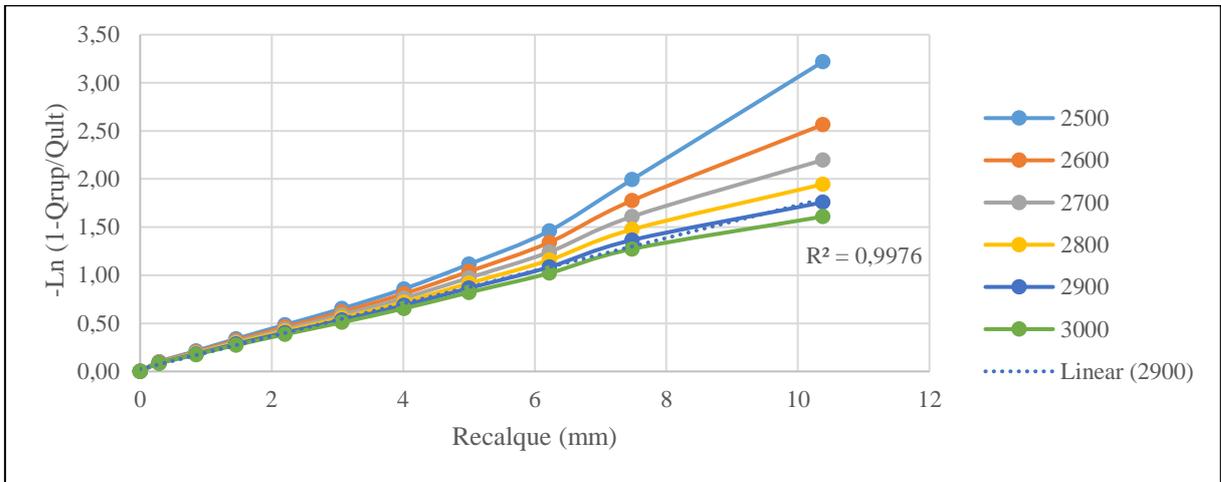
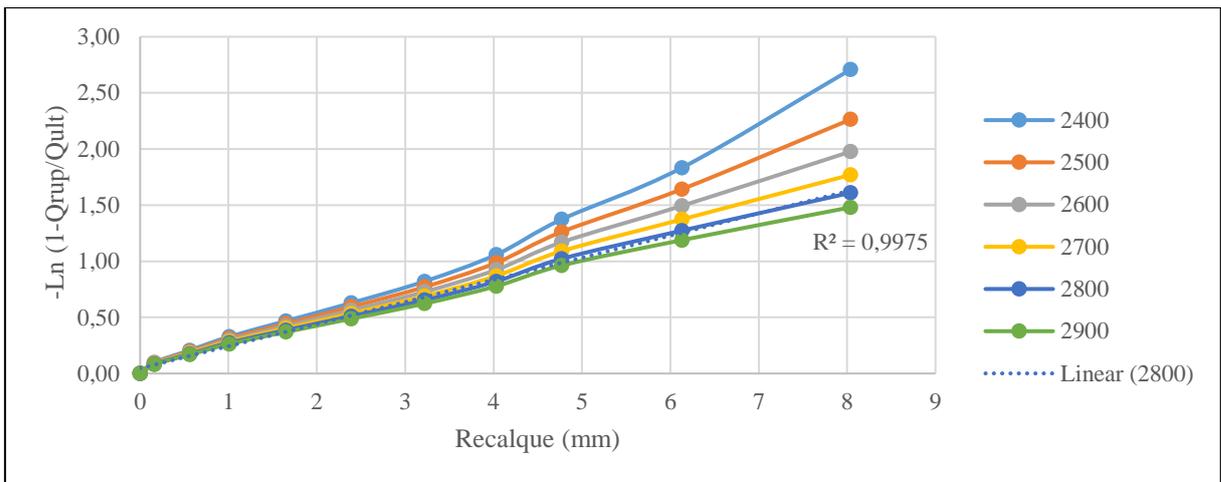


Figura A4- Resultado da Extrapolação pelo Método de Van Der Veen (1953) para estaca 4



Fonte: O autor, 2016

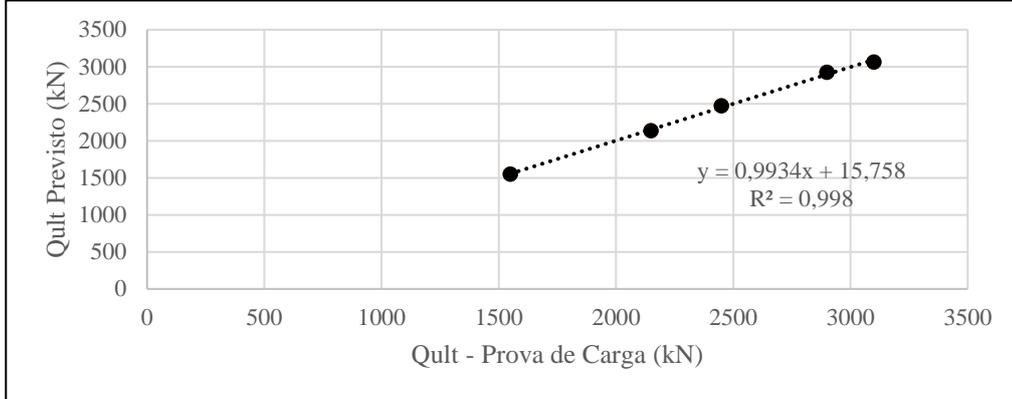
Figura A5- Resultado da Extrapolação pelo Método de Van Der Veen (1953) para estaca 5



Fonte: O autor, 2016

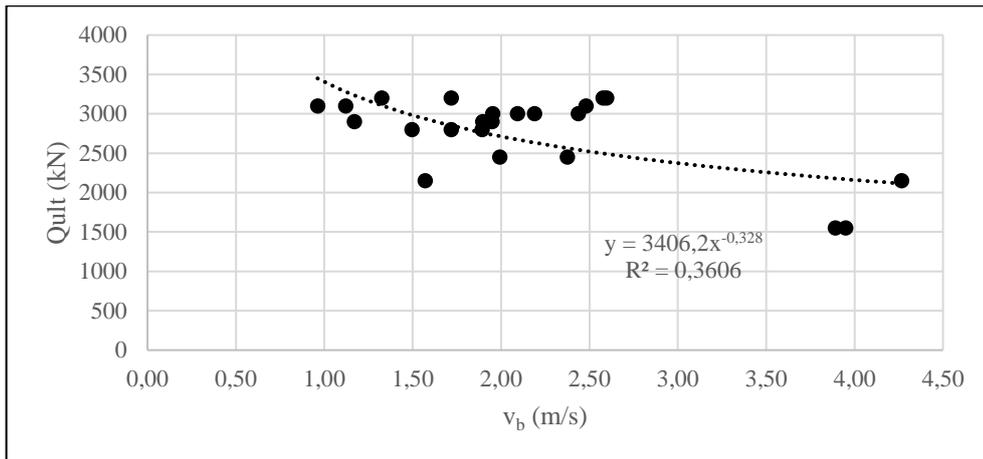
APÊNDICE B – RELAÇÃO DAS VARIÁVEIS MONITORADAS

Figura B1- Coeficiente de Determinação das Equações Propostas



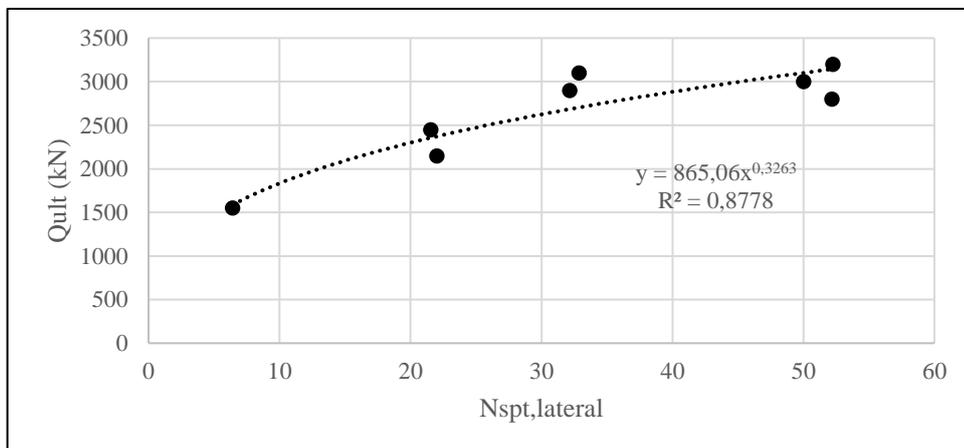
Fonte: O autor, 2016

Figura B2- Relação entre Q_{ult} e v_b



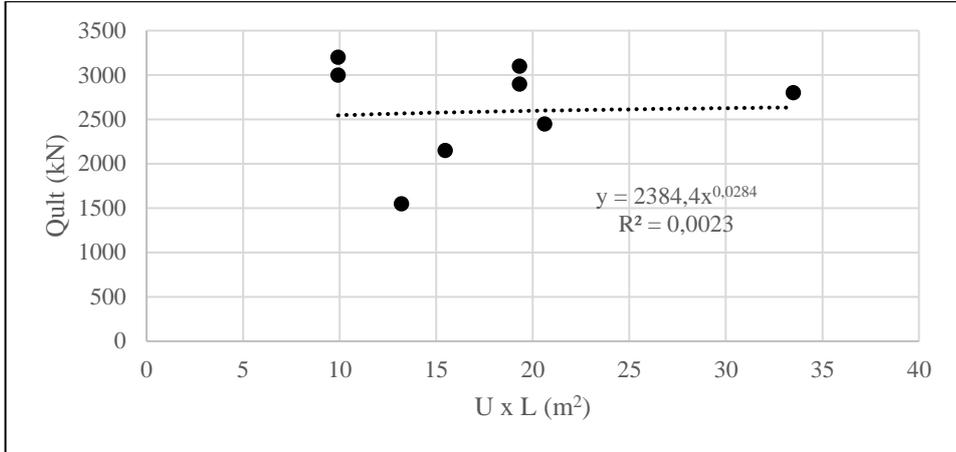
Fonte: O autor, 2016

Figura B3- Relação entre Q_{ult} e $\bar{N}_{spt,lat}$



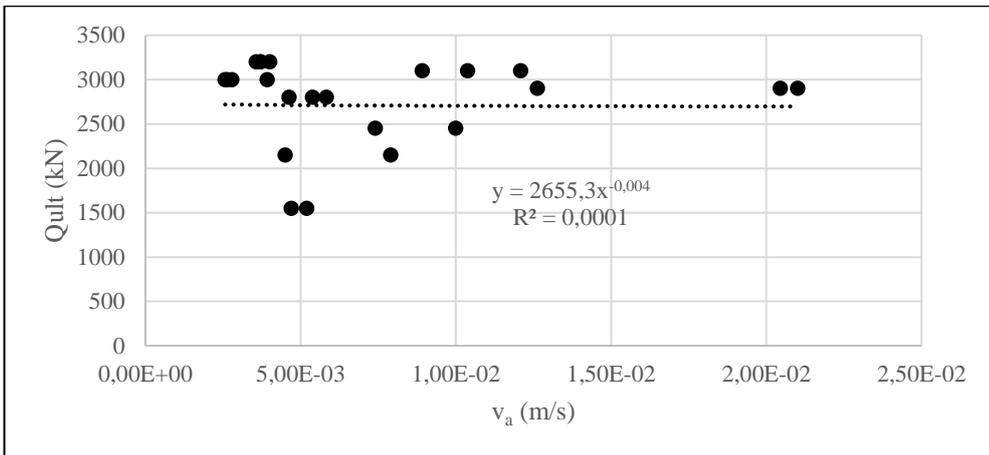
Fonte: O autor, 2016

Figura B4- Relação entre Q_{ult} e $(U \times L)$



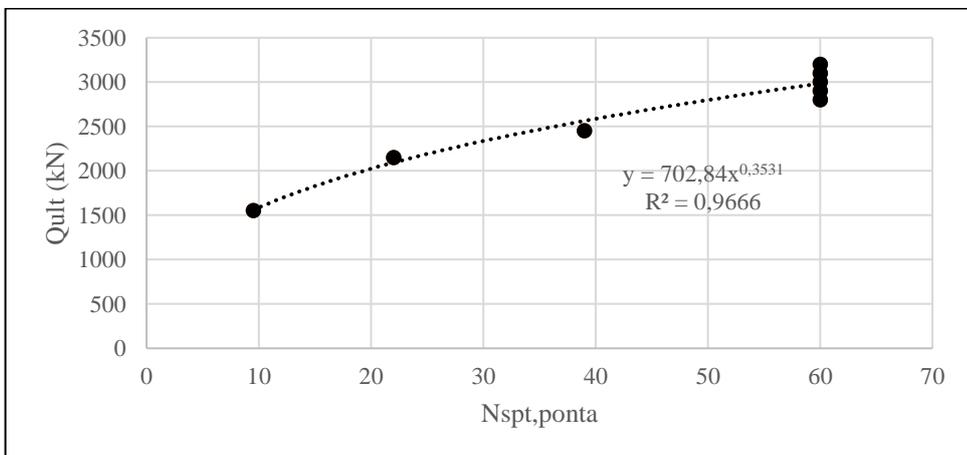
Fonte: O autor, 2016

Figura B5- Relação entre Q_{ult} e v_a

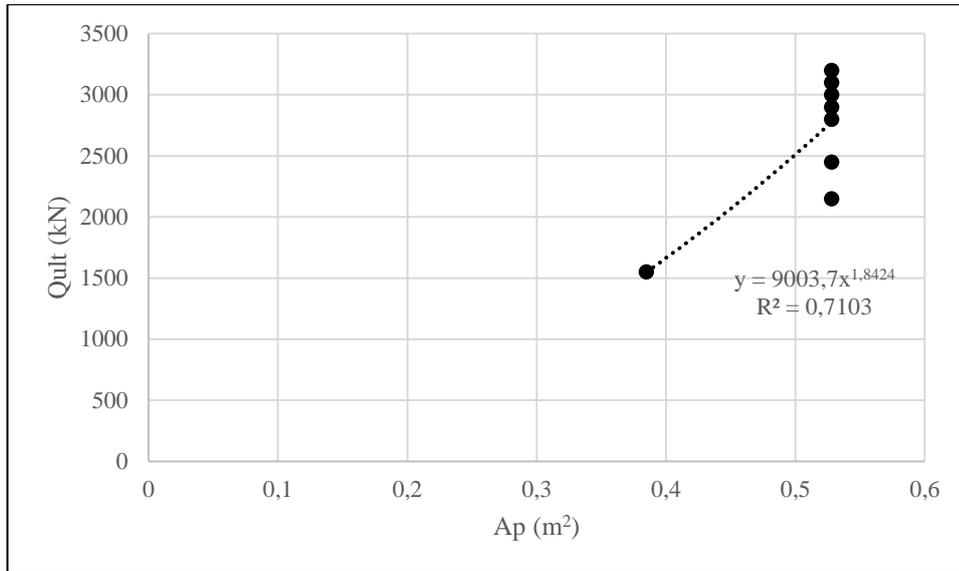


Fonte: O autor, 2016

Figura B6- Relação entre Q_{ult} e $N_{spt,ponta}$



Fonte: O autor, 2016

Figura B7- Relação entre Q_{ult} e A_p 

Fonte: O autor, 2016