



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - RECURSOS
HÍDRICOS, SANEAMENTO AMBIENTAL E GEOTECNIA

YAN CARLOS CHIU RODRIGUEZ

AVALIAÇÃO PRELIMINAR DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E DO
RECALQUE DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO EM PERFIS
DE SOLOS GRANULARES

FORTALEZA

2015

YAN CARLOS CHIU RODRIGUEZ

AVALIAÇÃO PRELIMINAR DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E DO
RECALQUE DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO EM PERFIS DE SOLOS
GRANULARES

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial para obtenção
do Título de Mestre em Engenharia Civil.
Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Universidade Federal do Ceará

Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia – BPGE

R619a Rodriguez, Yan Carlos Chiu.

Avaliação preliminar da previsão da capacidade de carga e do recalque de estacas pré-moldadas de concreto em perfis de solos granulares / Yan Carlos Chiu Rodriguez. – 2015.

141 f. : il., enc. ; 30 cm.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2015.

Área de Concentração: Geotecnia.

Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

1. Geotecnia. 2. Estacas de concreto. 3. Recalque de estruturas. I. Título.

CDD 624.1513

YAN CARLOS CHIU RODRIGUEZ

AVALIAÇÃO PRELIMINAR DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E DO
RECALQUE DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO EM PERFIS DE SOLOS
GRANULARES

Dissertação de Mestrado apresentada à
Coordenação do Curso de Pós Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial para obtenção
do Título de Mestre em Engenharia Civil.
Área de Concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

Aprovada em: 29 / 09 /2015.

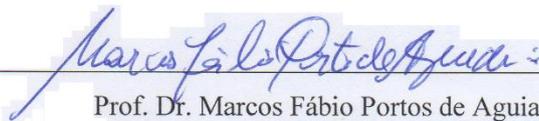
BANCA EXAMINADORA



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



Prof. Dr. Adriano Frutuoso da Silva
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof. Dr. Marcos Fábio Portos de Aguiar
Universidade de Fortaleza (UNIFOR)
Instituto Federal de Educação, Ciências e Tecnologia do Ceará (IFCE)

A Virgen de la Caridad del Cobre e
a Deus.

À minha família que deu todo o
suporte para que eu chegasse até
aqui: meus pais Maria Teresa e
Carlos Manuel e minha irmã Karla
Lien.

AGRADECIMENTOS

A la Virgen de la Caridad del Cobre por cuidarme todos los días desde el exterior mi tierra natal, por protegerme de los problemas y darme las fuerzas necesarias para las tareas de cada día.

Aos meus pais Maria Teresa Rodriguez Pacheco e Carlos Manuel Chiu Revuelta e minha irmã Karla Lien Chiu Rodriguez pelo amor e apoio incondicionais que são a base das minhas conquistas na vida.

Aos demais membros da família e amigos de Cuba que sempre estiveram presentes, me dando apoio de uma forma ou outra.

A minha querida esposa Maria Viviane Agostinho dos Santos Chiu, que soube me dar amor e apoio incondicional durante todo o mestrado.

A minha amiga Diana Rodrigues Lima que me ofereceu incondicionalmente teto e ajuda ao chegar no Brasil.

Ao professor Alfran Sampaio Moura pelos ensinamentos, compreensão, atenção e incentivo inerentes de sua orientação.

Aos professores Adriano Frutuoso da Silva e Marcos Fábio Portos de Aguiar por aceitar formar parte da banca para a defesa do trabalho.

À CNPQ pelo apoio financeiro através da bolsa de mestrado.

Às empresas: TECNORD, BERATER, ROCHA BRASIL, GEOBRASIL e C.G CONSTRUÇÕES por colaborar com recursos e informações de grande relevância na presente pesquisa.

Aos colaboradores do Laboratório de Mecânica do Solo da UFC pelo auxílio, paciência e orientação nas atividades desenvolvidas.

Aos funcionários e colegas do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – DEHA da UFC pelo companheirismo, apoio e os momentos de descontração.

Aos colegas e amigos do curso que me ajudaram nas diferentes situações.

“Não é o mais forte que sobrevive,
nem o mais inteligente, mas o que
melhor se adapta às mudanças”

Charles R. Darwin.

RESUMO

As estacas pré-fabricadas são uma alternativa de fundação indicada em situações em que a vizinhança não apresenta restrições quanto a vibrações decorrentes de sua execução. Além disso, perfis de solos com baixa capacidade de suporte superficialmente e que se estende a maiores profundidades também apontam para a possibilidade de escolha dessa alternativa. Nestes casos, além de outros, fundações em estacas pré-fabricadas de concreto podem proporcionar fundações tecnicamente possíveis e economicamente mais atraente. Nesta dissertação, é feita uma análise da aplicabilidade dos principais métodos de previsão de capacidade de carga e recalque de estacas pré-moldadas de concreto armado em perfis de solos granulares típico dos encontrados comumente em Fortaleza. O objetivo deste trabalho é avaliar se previsões realizadas por métodos semi-empíricos de capacidade de carga e de recalque, realizados a partir de sondagens à percussão (SPT) e em perfis de solos granulares, são concordantes tendo como referência resultados de 7 provas de cargas estáticas realizadas. Além disso, pretende-se ainda avaliar se, provas de cargas interrompidas prematuramente são capazes de serem extrapoladas de forma a proporcionar previsões da carga de ruptura concordantes. Para isso foram realizadas sondagens a percussão (SPT) e provas de cargas em alguns locais situados em Fortaleza. A seguir foram estimados os valores da capacidade de carga e do recalque de cada estaca ensaiada nas provas de carga, e para a carga de trabalho, através de métodos semi-empíricos, utilizando valores do índice resistência de sondagens à percussão (N_{SPT}) corrigidos, e não corrigidos, a partir da estimativa da eficiência das sondagens utilizadas. As previsões realizadas a partir dos valores do índice resistência (N_{SPT}) corrigidos proporcionaram estimativas da capacidade de carga e do recalque das estacas avaliadas mais concordantes. Os métodos semi-empíricos que apresentaram uma maior concordância nas previsões das capacidades de carga foram o Aoki e Velloso (1975) e o Decourt e Quaresma (1982). Os métodos semi-empíricos que apresentaram uma maior concordância nas previsões de recalque foram Bowles (1979) e Poulos & Davis (1980).

Palavras-chave: Capacidade de carga. Prova de carga em estacas. Recalques. Sondagens a percussão N_{SPT} . Eficiência.

ABSTRACT

The pre-fabricated piles are recommended foundation types if the surrounding areas to work do not present any kind of restriction on vibration effect arising as a result of the execution of piles foundations. Other situations where this solution is recommended, is for foundations in soils with low surface load capacity where soil resistance required by the project is achieved at greater depths. In these cases, as well as other, pré-fabricated piles of reinforced concrete can provide foundations technically feasible and economically viable. In this paper, it was carried out an analysis of the applicability of the main methods of forecasting capacity and emphasize on pre-fabricated reinforced concrete piles, making this study profiles of typical granular soils of the city of Fortaleza. The aim of this study is to assess whether the forecasts of capacity and emphasize, conducted through semi-empirical methods, and from standart penetration test (SPT) in profiles of granular soils are similar to reference results obtained from 7 static loading tests performed. Besides that, it is intended to evaluate load testing is interrupted before the end of the procedure, they are able to be extrapolated so as to allow forecasts provide load capacities of concordant failure. For that they were made standart penetration test and load testing in some places of the city of Fortaleza. A follow were estimated through semi-empirical methods, the values of load capacity and settlements. in each pile tested in test loads using index values resistance standart penetration test (N_{SPT}) corrected and uncorrected, corrections made from the estimate of the efficiency of penetration used. The forecasts from the values of resistance index (N_{SPT}) corrected, they provided estimates of capacity and emphasize more consistent. The semi-empirical methods showed greater concordance forecasts load capacities were Aoki methods and Velloso (1975) and Decourt and Quaresma (1982). The semi-empirical methods showed greater concordance emphasize forecasts were Bowles (1979) and Poulos & Davis (1980).

Keywords: Loading capacity. Load test piles. Settlements. Standart Penetration Test N_{SPT} . Efficiency.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - a) Diagrama de tensão-deformação. b) Modulo de deformação tangente inicial. ...	21
Figura 2 - Mecanismo de formação de trincas e fissuras.	24
Figura 3 - Emenda com luva.....	25
Figura 4 - Detalhes do anel metálico soldado.	26
Figura 5 - Manuseio de estacas por dos pontos.	28
Figura 6 - Estacas descarregadas sem auxilio de guindastes.....	28
Figura 7 - Manuseio de estacas por um ponto.	29
Figura 8 - Sistemas de acoplamento de martelos: a) internos, b) externos.	30
Figura 9 - Ciclo operacional de um martelo automático a diesel a) Início do ciclo b) Fechamento da válvula de admissão de ar e injeção de óleo c) Impacto e ignição d) e) Exaustão.	32
Figura 10 - Esquema de um corte longitudinal de um martelo automático hidráulico.	32
Figura 11 - Arrasamento de estacas de seção quadrada e circular.	34
Figura 12 - Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzahi; 1943, Meyerhof, 1951, 1976; Berezantzev, 1961 e Vesic, 1972).	36
Figura 13 - Estimativa da resistência de ponta segundo Monteiro (1997).	41
Figura 14 - Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953).	48
Figura 15 - Carga de ruptura pela NBR 6122/2010.	49
Figura 16 - Método Mazurkiewicz (1972).	50
Figura 17 - Método de Chin (1970).....	51
Figura 18 - Esquema para o modelo de Poulos e Davis - (a) Problema analisado, (b) Elemento de estaca, (c) Ação da estaca sobre o solo e (d) Ação do solo sobre a estaca.	53
Figura 19 - (a) Fator de correção para a compressibilidade da estaca; (b) Fator de correção para a presença de uma base rígida; (c) Fator de influência de recalque; (d) Fator de correção para o coeficiente de Poisson.	55
Figura 20 - Fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca.	56
Figura 21 - Esboço do dígrama de esforço normal na estaca ao longo de uma profundidade "z".	57
Figura 22 - (a) Resistência de base; (b) Resistência lateral.	59
Figura 23 - Planta de locação das sondagens 01, 02 e 03.....	64

Figura 24 - Resultado da sondagem à percussão SP 01.	64
Figura 25 - Resultado da sondagem à percussão SP 02.	65
Figura 26 - Resultado da sondagem à percussão SP 03.	66
Figura 27 - Planta de locação das sondagens 04, 05 e 06.	67
Figura 28 - Resultado da sondagem à percussão SP 04.	68
Figura 29 - Resultado da sondagem à percussão SP 05.	69
Figura 30 - Resultado da sondagem à percussão SP 06.	70
Figura 31 - Localização das provas de carga 01, 02 e 03.	71
Figura 32 - Curva carga – recalque da prova de carga 01.	72
Figura 33 - Curva carga – recalque da prova de carga 02.	73
Figura 34 - Curva carga – recalque da prova de carga 03.	73
Figura 35 - Localização das provas de carga 04, 05, 06 e 07.	74
Figura 36 - Curva carga – recalque da prova de carga 04.	76
Figura 37 - Curva carga – recalque da prova de carga 05.	77
Figura 38 - Curva carga – recalque da prova de carga 06.	77
Figura 39 - Curva carga – recalque da prova de carga 07.	78
Figura 40 - Localização do campo experimental.	82
Figura 41 - Equipamento utilizado na sondagem, elementos principais. a) Martelo, b) Hastes, Luvas, Amostrador e Cabeça de Bater.	83
Figura 42 - Locação das sondagens SPT-01, SPT-02 e SPT-03.	84
Figura 43 - Resultado da sondagem à percussão SP - A.	85
Figura 44 - Resultado da sondagem à percussão SP - B.	86
Figura 45 - Resultado da sondagem à percussão SP - C.	87
Figura 46 - Sistema de referencia para monitoramento da queda do martelo.	88
Figura 47 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 01.	93
Figura 48 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 02.	93
Figura 49 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 03.	94
Figura 50 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 04.	94
Figura 51 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 05.	95
Figura 52 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 06.	95
Figura 53 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 01.	98
Figura 54 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 02.	99
Figura 55 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 03.	100
Figura 56 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 04.	102

Figura 57 - Valores de capacidade de carga obtidos para as estacas 05 e 06.....	103
Figura 58 - Valores de capacidade de carga obtidos para as estacas 07.....	104
Figura 59 - Diferenças entre valores de capacidade de carga corrigidos e não corrigidos.....	106
Figura 60 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 01.	108
Figura 61 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 02.	108
Figura 62 - Utilização do método de Van der Veen e da NBR 6122/2010, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 03.	109
Figura 63 - Utilização do método de Mazurkiewicz, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 04.	110
Figura 64 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 05.	111
Figura 65 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 06.	111
Figura 66 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 07.	112
Figura 67 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 01.	114
Figura 68 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 02.	114
Figura 69 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 03.	115
Figura 70 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 04.	115
Figura 71 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 05.	116
Figura 72 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 06.	116
Figura 73 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 07.	117
Figura 74 - Determinação do valor de capacidade de carga sem a retirada de pontos.....	119
Figura 75 - Determinação do valor de capacidade de carga com a retirada de 1 ponto.....	119
Figura 76 - Determinação do valor de capacidade de carga com a retirada de 2 pontos.	120

Figura 77 - Determinação do valor de capacidade de carga sem a retirada de 3 pontos.	120
Figura 78 - Gráfico resumo dos valores obtidos na retirada de pontos.	121
Figura 79 - Extrapolação das curvas carga – recalque.	122
Figura 80 - Recalques estimados para a estaca 1.....	123
Figura 81 - Recalques estimados para a estaca 2.....	124
Figura 82 - Recalques estimados para a estaca 3.....	124
Figura 83 - Recalques estimados para a estaca 4.....	125
Figura 84 - Recalques estimados para a estaca 5.....	125
Figura 85 - Recalques estimados para a estaca 6.....	126
Figura 86 - Recalques estimados para a estaca 7.....	126
Figura 87 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 1.	128
Figura 88 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 2.	128
Figura 89 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 3.	128
Figura 90 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 4.	129
Figura 91 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 5.	130
Figura 92 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 6.	130
Figura 93 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 7.	130
Figura 94 - Determinação do recalque a partir da curva carga - recalque.....	131
Figura 95 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 1.	133
Figura 96 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 2.	134
Figura 97 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 3.	134
Figura 98 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 4.	135
Figura 99 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 5.	135
Figura 100 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 6.	136
Figura 101 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 7.	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de correção F1 e F2, Aoki e Velloso (1975).....	39
Tabela 2 - Coeficiente K e razão de atrito α Aoki e Velloso (1975).	39
Tabela 3 - Valores de “k” e “ α ”, segundo Monteiro (1997).	41
Tabela 4 - Valores de “F1” e “F2”, segundo Monteiro (1997).	42
Tabela 5 - Coeficiente característico do solo C (Cintra e Aoki, 2010).	42
Tabela 6 - Valores de “ α ” e “ β ” (Teixeira, 1996).	45
Tabela 7 - Valores de E_c para diferentes tipos de estacas.	58
Tabela 8 - Valores para E_0 sugeridos.....	60
Tabela 9 - Numeração dos ensaios e localização.	63
Tabela 10 - Características do equipamento utilizado.	83
Tabela 11 - Médias das alturas de queda e eficiências estimadas para o SP-A.....	91
Tabela 12 - Médias das alturas de queda e eficiências estimadas para o SP - B.....	91
Tabela 13 - Médias das alturas de queda e eficiências estimadas para o SP - C.....	92
Tabela 14 - Médias das eficiências pelo Método de Newton.	92
Tabela 15 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 01.	98
Tabela 16 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 02.	99
Tabela 17 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 03.	100
Tabela 18 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 04.	101
Tabela 19 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 05 e 06.	103
Tabela 20 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 07.	104
Tabela 21 - Métodos usados para o cálculo da capacidade de carga.....	107
Tabela 22 - Resumo dos valores de capacidade de carga (Qult) obtidos através dos métodos utilizados em cada prova de carga.	112
Tabela 23 - Valores de recalques estimados.....	123
Tabela 24 - Valor de recalque obtido a partir da curva carga – recalque.	132
Tabela 25 - Valores de recalques estimados e determinados para cada estaca.	132
Tabela 26 - Diferença entre valores de recalques estimados e os valores de referência.	133

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Contexto geral.....	17
1.2	Objetivo	17
1.3	Estrutura da dissertação	18
2	ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	19
2.1	Fabricação de estacas pré-fabricadas.....	19
2.1.1	Propriedades mecânicas.....	20
2.1.2	Cura do concreto, Vibração, Centrifugação e Extrusão	22
2.1.3	Avaliação de fissuras, trincas e quebras de estacas	24
2.1.4	Emendas de estacas pré-fabricada.	25
2.2	Execução de estacas pré-fabricadas	27
2.2.1	Manuseio das estacas.....	27
2.2.2	Pré-cravação de estacas pré-moldadas	29
2.2.3	Sistema de cravação.....	30
2.2.4	Sistema de amortecimento, arrasamento, corte e aproveitamento de estacas	33
3	PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	34
3.1	Métodos para a previsão de capacidade de carga de estacas cravadas	35
3.1.1	Métodos teóricos	35
3.1.2	Métodos semi-empíricos	36
3.1.3	Provas de carga estáticas	45
3.1.4	Métodos dinâmicos de controle.....	51
3.2	Métodos para a previsão de recalques de estacas cravadas	52
4	METODOLOGIA E DADOS COLETADOS	62
4.1	Metodologia.....	62
4.2	Coleta de dados.....	62
4.2.1	Sondagens coletadas	63
4.2.2	Resultados das provas de cargas coletadas.....	71
5	Estimativas da eficiência das medidas de sondagens á percussão	79
5.1	Local das estimativas de eficiência.....	81
5.2	Sondagens a percussão realizadas e caracterização dos equipamentos utilizados.....	82

5.3	Monitoramento da altura de queda e estimativa realizadas	88
5.4	Apresentação dos resultados das estimativas de eficiência realizadas	90
5.5	Correção dos índices de resistência das sondagens utilizadas no local do estudo.....	93
6	ANÁLISE DE RESULTADOS	97
6.1	Análises da capacidade de carga.....	97
6.6.1.	Estimativas da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos	97
6.6.2.	Estimativas da capacidade de carga a partir de provas de cargas.....	106
6.6.3.	Comparação das determinações de capacidade de carga.....	113
6.2	Estimativa de recalque	122
6.2.1.	Estimativa de recalques através de métodos semi-empíricos e teóricos	122
6.2.2.	Determinação do recalque a partir das provas de carga	131
7	CONCLUSÕES.....	139
8	RECOMENDAÇÕES	140
	REFERÊNCIAS	141

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto geral

Determinar a capacidade de carga e o recalque das fundações das edificações é uma tarefa difícil e de grande responsabilidade. Fundações profundas em estacas cravadas é uma solução clássica e que, em certos casos, continua a ser uma alternativa de fundações atraente, tendo em vista principalmente o baixo custo de sua execução em relação às alternativas mais modernas disponíveis como, por exemplo, as estacas hélice contínua e as estacas raiz.

As estacas pré fabricadas de concreto caracterizam-se por serem cravadas no terreno, geralmente por percussão, podendo-se utilizar bate estacas convencionais com martelo de queda livre ou automático.

Estacas pré-fabricadas de concreto são indicadas para transpor camadas extensas de solo mole, ou fofo, não apresentando restrições quanto ao uso abaixo do lençol freático. Podem ser fabricadas em concreto armado ou protendido, possibilitando um controle rigoroso da qualidade do concreto.

Na prática geotécnica atual, a previsão da capacidade de carga e do recalque de estacas pré fabricadas de concreto é feita, mais comumente a partir de métodos que utilizam resultados de sondagens à percussão (SPT). Dentre os principais métodos semi empíricos utilizados para a previsão da capacidade de carga, pode-se citar: Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978), Monteiro (1997) e Teixeira (1996). Para a determinação da capacidade de carga a partir das provas de cargas são usados os métodos: Van der Vem (1953), a NBR 6122/2010, Mazurkiewicz (1972) e Chin (1970). Já para a previsão de recalques pode-se citar Poulos e Davis (?), Bolwes (1996) e Aoki (1979, 1984).

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é avaliar se previsões realizadas por métodos semi-empíricos de capacidade de carga e de recalque, realizados a partir de sondagens à percussão (SPT) e em perfis de solos granulares, são concordantes tendo como referência os resultados de 7 provas de cargas estáticas realizadas. Além disso, pretende-se ainda avaliar se, provas de cargas interrompidas prematuramente são capazes de serem extrapoladas de forma a

proporcionar previsões da carga de ruptura concordantes, e saber se previsões realizadas a partir de NSPT corrigidos com relação a sua eficiência são capazes de fazer previsões mas concordantes.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação foi estruturada em sete capítulos:

- a) No capítulo 1 está sendo lido uma introdução sobre o assunto abordado e a estrutura da dissertação.
- b) No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica sobre estacas pré-moldadas de concreto armado. São apresentadas neste capítulo as características principais desses elementos estruturais, assim como sua fabricação, questões relativas ao transporte e a forma de execução.
- c) No capítulo 3, apresenta-se os principais métodos de previsão da capacidade de carga e recalque de estacas cravadas, com ênfase aos métodos utilizados nessa pesquisa.
- d) No capítulo 4, é apresentada a metodologia utilizada para a realização desse trabalho e a coleta de dados.
- e) No capítulo 5, são apresentadas as estimativas das eficiências das sondagens a percussão (SPT), realizadas. Também são apresentados os perfis das sondagens à percussão utilizados nessa pesquisa, corrigidos posteriormente a partir da eficiência estimada.
- f) No capítulo 6 são estimados, através de métodos que utilizam resultados de sondagens à percussão (SPT) e de provas de carga, os valores de capacidade de carga e do recalque das estacas estudadas. A seguir, apresentam-se as comparações dos resultados obtidos com relação aos respectivos valores de referência.
- g) No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões da dissertação e as sugestões para trabalhos futuros.

2 ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO ARMADO

A utilização de fundações por estacas ocorre desde a antiguidade, quando então eram confeccionadas em madeira. Seu uso intensificou-se a partir do século XVIII, pois, como o material era abundante e a mão de obra utilizada tinha um baixo custo, cravavam-se no terreno quantas ele aceitasse. Com o advento da revolução industrial, exigiu-se edificações de maior porte para abrigar os equipamentos, tornando as estruturas mais robustas e portanto mais pesadas, acarretando assim maior carga ao solo. As estacas de madeiras já não poderiam ser utilizadas como anteriormente devido aos novos custos, pela maior quantidade a ser cravada, aumentando o impacto ambiental pelo desmatamento e acelerando o aquecimento global. Os engenheiros foram obrigados a desenvolver novos tipos de estacas. Assim surgiram os diferentes tipos de estacas que são usadas até hoje, classificadas segundo seu material em estacas de aço, de concreto, madeira, e segundo seu método de fabricação em pré-fabricadas ou fabricadas in situ.

Considerando que o tema da presente dissertação, trata de estacas pré-fabricadas de concreto armado estas serão abordadas neste capítulo da revisão bibliográfica.

2.1 Fabricação de estacas pré-fabricadas.

As estacas pré-fabricadas de concreto, conforme sua própria definição, são estacas que precisam ser previamente fabricadas para que, posteriormente possam ser colocadas no subsolo, por cravação ou outro processo, e serem utilizadas como elementos de fundação. No Brasil esse tipo de fundação deve atender as prescrições estabelecidas na NBR-6118, enquanto elemento estrutural e, também, as da NBR-6122, quando embutida no subsolo e utilizada como elemento geotécnico de fundação.

O concreto utilizado para a produção de estacas pré-fabricadas precisa apresentar algumas características básicas. O concreto ideal, a princípio, é aquele que apresenta melhor trabalhabilidade, maior velocidade de desforma e uma bom desempenho durante o processo de cravação por percussão. Nesse sentido nem sempre a principal característica a ser objetivada é a resistência a compressão. Além disso, também deve ser considerado como um fator importante a durabilidade do concreto que depende diretamente das propriedades do próprio material (massa específica, absorção de água, índice de vazios, etc). As estacas eventualmente

podem sofrer a influência de agentes químicos que estão contidos no solo, ou mesmo na água, tais como, os sulfatos, a água do mar, esgotos, entre outros.

Segundo Gonçalves (2007), a massa específica para concretos usuais situa-se entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. É comum a adoção do valor de 2350 kg/m³ para concretos simples e para peças de concreto armado, o valor de 2500 kg/m³. Quanto a absorção de água por imersão, os valores ideais situam-se entre 4 e 6% e, o índice de vazios entre 8 e 12%.

2.1.1 Propriedades mecânicas

As principais características mecânicas a serem observadas em um concreto destinado a fabricação de estacas de pré-fabricadas são as resistência a compressão, à tração e o modulo de elasticidade. Tais propriedades físicas são sempre determinadas a partir de ensaios laboratoriais executados em condições específicas e visando a garantia do controle de qualidade do produto final.

A resistência a compressão simples, também denominada f_c , é considerada a característica mecânica mais importante a ser analisada. Sua estimativa é efetuada por amostragem através da coleta e moldagem de corpos de prova em lotes de concreto, em conformidade com a metodologia estabelecida na NBR – 5738, sendo posteriormente ensaiados segundo a NBR – 5739.

Nestes ensaios são obtidos dois tipos de resistências a compressão do concreto, a primeira é a *Resistência Média do Concreto a Compressão* (f_{cm}), que corresponde a média aritmética dos diversos valores de resistência a compressão simples (f_c) para o conjunto de corpos de prova ensaiados, e a segunda é a *Resistencia Característica do Concreto a Compressão* (f_{ck}), calculada segundo um processo estatístico. Outras expressões e procedimentos são apresentados nos trabalhos de Andrade e Tutikian (2011).

Para estacas pré-fabricadas de concreto armado, a norma NBR – 6122 restringe a resistência característica do concreto em 35 MPa. Obviamente tratando-se de peças produzidas em indústrias, onde a necessidade de produção em larga escala obriga as peças a serem

desformadas em pouco tempo, a resistência adquirida quando do saque das peças deve ser tal que não permita o aparecimento de fissuras ou até mesmo trincas acentuadas durante as fases que antecedem sua instalação no subsolo.

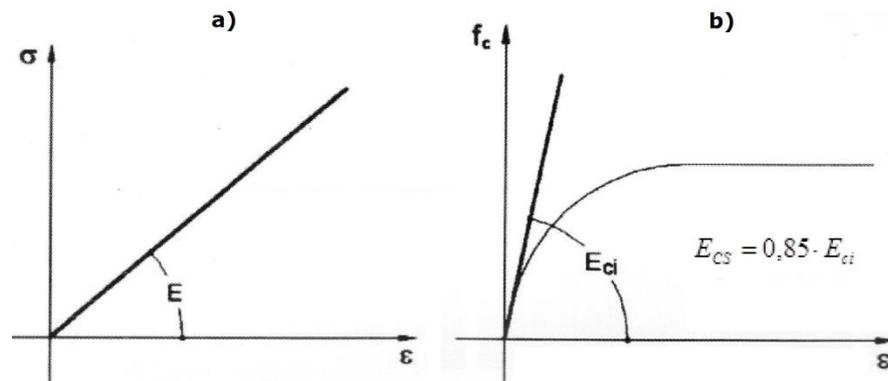
Em geral esse tipo de estaca é confeccionado com cimento CP-V (ARI), com o objetivo de conferir ao concreto elevada resistência inicial, proporcionando condições de desforma das peças com bastante rapidez. A quantidade de cimento por metro cúbico de concreto varia entre 350 e 420 kg e o fator água – cimento (a/c) varia em geral, entre 0,4 e 0,5 com a utilização de aditivos.

Os conceitos relativos à resistência do concreto à tração direta, f_{ct} , são análogos aos expostos para a resistência à compressão. Portanto, tem-se a resistência média do concreto à tração, f_{cm} , valor obtido da média aritmética dos resultados, e a resistência característica do concreto à tração, f_{ctk} . A diferença no estudo da tração encontra-se nos tipos de ensaios. Segundo Andrade e Tutikian (2011) existem 3 formas de determinar a resistência a tração do concreto: por tração direta, tração na flexão e tração por compressão diametral. Segundo Mehta & Monteiro (2008), a determinação da tração direta raramente é executada. O ensaio de tração na compressão diametral (splitting test) é o ensaio mais utilizado. É conhecido internacionalmente como Ensaio Brasileiro. Para a sua realização, um corpo-de-prova cilíndrico de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura é colocado com o eixo horizontal entre os pratos de uma prensa, sendo aplicada uma força até a sua ruptura por tração indireta.

O módulo de Young, ou módulo de elasticidade, é um parâmetro mecânico do material que proporciona uma medida da rigidez da sua composição e é calculada a partir da lei de Hooke. Vários autores tem realizado ensaios visando obter os diagramas tensão x deformação de compressão do concreto simples. Entre eles, podem ser citados Chin, Mansur & Wee (1997), Palmquist & Jansen (2001), RILEM TC 148-SSC (1997) e Shah Ahmad (1985).

Para o concreto, a expressão do módulo de elasticidade aplica-se somente à parte reta do diagrama tensão x deformação obtido no ensaio (Figura 1) ou, quando não existir uma parte retilínea, a expressão é aplicada á tangente da curva de origem. Neste caso, tem-se o Módulo de Deformação Tangente Inicial (E_{ci}).

Figura 1 - a) Diagrama de tensão-deformação. b) Módulo de deformação tangente inicial.



Fonte: Gonçalves (2007).

Nas análises elásticas de projeto, especialmente para a determinação de esforços solicitantes e verificação dos estados limites de serviços das estruturas, utiliza-se o Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs}). Em geral o concreto utilizado na produção de estacas pré-fabricadas apresenta valores de módulos de elasticidade tangenciais (E_{ci}), considerando ensaios efetuados em corpos de prova moldados quando da concretagem das estacas, na seguinte faixa de valores:

- E_{ci} (3 dias) = 19 a 22GPa.
- E_{ci} (7 dias) = 22 a 27GPa.
- E_{ci} (14 dias) = 27 a 28GPa.
- E_{ci} (28 dias) = 28 a 30GPa.

Deve-se registrar que no caso específico das estacas pré-fabricadas, não é aconselhável que o concreto apresente quando da sua cravação, resistência a cima de 50 MPa e nem, tão pouco módulos de elasticidade acima de 40 GPa, pois nesse caso observa-se uma incidência considerável de quebras no topo das estacas durante o processo de cravação, quando submetida aos impactos do martelo na cravação. Outras expressões para o calculo do modulo de elasticidade são apresentadas no trabalho de Shehata (2011).

A relação entre a deformação transversal e a longitudinal é denominada coeficiente ou modulo de Poisson (ν). Para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$, pode ser adotado $\nu = 0,20$. Quanto mais novo for o concreto, maior será esse coeficiente. No caso específico do concreto, este se situa entre 0,10 e 0,30 e teoricamente é sempre inferior a 0,50.

2.1.2 Cura do concreto, Vibração, Centrifugação e Extrusão

O método mais empregado em escala comercial para acelerar o endurecimento do concreto, é a cura do concreto utilizando-se vapor de água a pressão atmosférica, em temperaturas variando de 50 a 90°C, obtendo-se resistências mecânicas elevada em curto prazo. Essa metodologia visa a otimizar a utilização dos equipamentos e as condições operacionais, proporcionando assim a desforma e a utilização das peças em menor intervalo de tempo após sua concretagem e, por consequência, a diminuição de custos de produção. A cura a vapor, em síntese, proporciona a aceleração das reações de hidratação do cimento, a qual, por sua vez, produz a aceleração do endurecimento de pasta de cimento do concreto.

Mais importante que a aplicação do calor no concreto é a aplicação da umidade decorrente do vapor de água sobre ele pulverizado. A hidratação das peças durante a fase de cura auxilia consideravelmente a redução de fissuras de retração entre outras vantagens. Outro aspecto relevante a ser considerado refere-se ao fato de ocorrer liberação de calor quando da reação de hidratação do cimento. Trata-se de uma reação química exotérmica e essa quantidade de calor gerada pode ser aproveitada como fonte térmica que auxilie o processo de cura.

A colocação do concreto em formas e seu adequado preenchimento é feito através do deslocamento da massa de concreto envolvida nessa operação, sobre si mesma. Assim sendo, para que o trabalho envolvido nessa operação seja fácil e resulte na produção de peças de boa qualidade, faz-se necessária a utilização de equipamentos apropriados visando a que o material seja trabalhável. Essa característica do concreto é denominada trabalhabilidade e esta baseada principalmente no fato de vencer o atrito interno da massa do concreto durante a sua manipulação no seu estado fresco. Para medir a trabalhabilidade do concreto existem vários métodos, os dois mais comuns são o Slump Test e a Mesa de batidas.

O Slump Test consiste basicamente em medir o abatimento de uma massa de concreto fresco, imediatamente após sua desforma sobre uma superfície plana e nivelada. Depois de ocorrida a desforma do concreto, ainda fresco, mede-se o abatimento em relação à altura do cone.

Concretos com pouca quantidade de água não podem ser colocados nas formas e adensados manualmente, pois certamente não apresentariam boas condições de trabalhabilidade de tal modo que não preencheria todos os espaços das formas, resultando em peças defeituosas. Assim sendo, é necessária a adoção de alguns procedimentos como a vibração, centrifugação e a extrusão. Desses o mais usado é a vibração.

O processo de vibração é feito a través da introdução de uma agulha vibratória diretamente no interior da massa de concreto ou a través da fixação de um vibrador junto as formas, que passam então a funcionar com membranas vibratórias, transmitindo assim, a vibração á massa de concreto contida em seu interior. A vibração aplicadas nas fôrmas, em geral apresenta rendimento inferior á aplicada internamente por agulha de imersão, porém esta exige maior cuidado em sua execução de modo assegurar um adensamento uniforme do concreto. A retirada da agulha de imersão deve ser feita com bastante cuidado e lentamente para não provocar vazios entre os agregados.

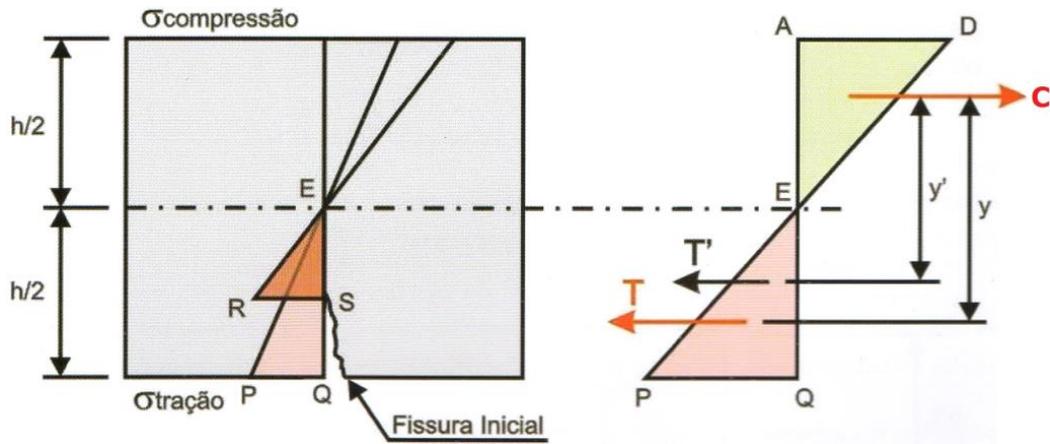
A centrifugação do concreto trata-se de um processo que acaba proporcionando um elevado grau de compactação dos agregados utilizados em um concreto, se comparando a outro processo convencional. Neste processo coloca-se no interior de uma forma metálica um determinado volume de concreto e armadura devidamente posicionada, fazendo-se em seguida com que essa forma gire em alta velocidade distribuindo o concreto uniformemente ao longo da face externa da forma e obtendo no final uma estaca circular e de seção transversal vazada.

O processo de extrusão caracteriza-se pela utilização de um equipamento que, através de sua operação, literalmente expulsa o concreto de seu interior, a semelhança da produção de tijolos furados.

2.1.3 Avaliação de fissuras, trincas e quebras de estacas

As fissuras e as trincas em fuste de estacas de concreto são problemas que ocorrem com relativa frequência, principalmente se forem vazadas e não protendidas. A Norma Brasileira NBR-6118 (2003) aborda esse assunto. A Figura 2 mostra o mecanismo de formação de trincas e fissuras no concreto.

Figura 2 - Mecanismo de formação de trincas e fissuras.



Fonte: Montoya (2010)

O trabalho efetuado por Alonso (1998) estabelece critérios para auxiliar na avaliação de trincas em estacas. Assim, sugere classificar como fissuras, as abertas cujo limite esteja situado em 1 mm. Acima desse valor, as aberturas são consideradas trincas.

2.1.4 Emendas de estacas pré-fabricada.

Em muitos casos de obras, a profundidade a ser atingida pelas pontas das estacas superam o seu comprimento. Quando isso acontece, são usadas as chamadas “emendas”, que geralmente são peças metálicas colocadas na junção de duas estacas, tornando-a uma única peça.

De acordo com a atual Norma Brasileira de Fundações, NBR 6122 (2010), são consideradas apenas dois tipos de emendas: as que utilizam luva de encaixe (embora com restrições) e as que utilizam cordão de solda (sem restrições).

A luva de encaixe é um tipo de emenda que consiste em unir os dois segmentos (Figura. 3) a través de um tubo metálico, cuja geometria e dimensões são projetadas de tal forma a unir os segmentos a serem emendados. Apresenta uma chapa metálica soldada em seu interior, dividindo-o ao meio, sobre a qual se apoiam as pontas dos dois segmentos. Entre as principais vantagens encontram-se a rapidez executiva no campo e não necessitar de energia elétrica na obra.

Figura 3 - Emenda com luva.

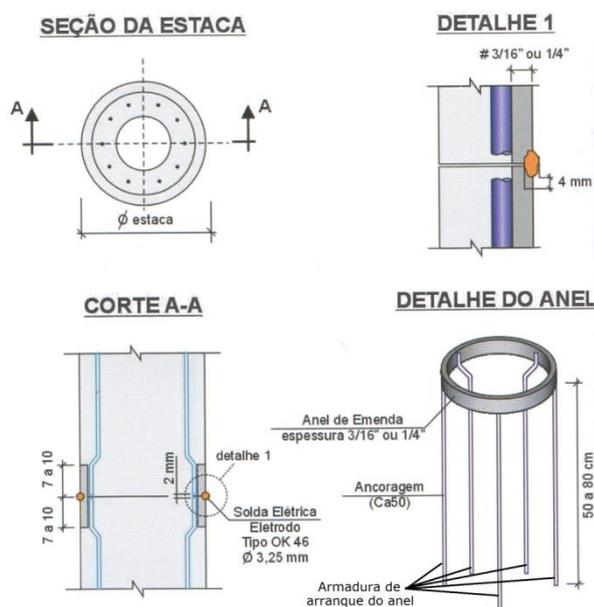


Fonte: Gonçalves (2007)

O Anel Metálico Soldado é o tipo de emenda mais difundido e utilizado no Brasil. Pode ser utilizado em praticamente qualquer tipo de obra e em qualquer condição de cravação desde que, antecipadamente, apresente características de dimensionamento e execução coerentes com o tipo de esforço a ser absorvido. A Figura 4 apresenta o detalhe da emenda.

Este tipo de emenda requer uma série de cuidados que muitas vezes, não são observados e, por consequência, acabam por gerar uma série de problemas que, não raras as vezes, acabam por inutilizar as estacas. Isto pode ocorrer na fase de cravação e na fase de utilização como elementos de fundação, porém esses problemas são divididos em duas etapas: aqueles relacionados à fabricação das estacas e, aqueles relacionados á execução das emendas durante a cravação das estacas.

Figura 4 - Detalhes do anel metálico soldado.



Fonte: Gonçalves (2007)

Entre os principais problemas que se encontram relacionados á fabricação das estacas estão os seguintes: posicionamento errado da armadura de arranque (chumbadores), dobramento errado da armadura de arranque (chumbador), cobrimento inadequado da armadura

de arranque (chumbador), falhas localizadas de concretagem, esquadro das cabeças (pontas dos segmentos) e estribagem insuficiente dos arranques.

Os principais problemas relacionados à execução das emendas durante a cravação das estacas são a utilização de calços em anéis fora de esquadro e o alinhamento entre os elementos soldados.

2.2 Execução de estacas pré-fabricadas

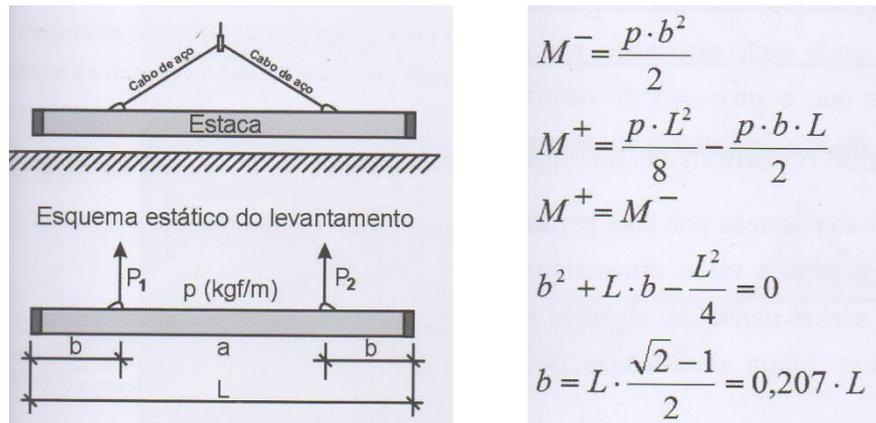
O processo de execução de estacas pré-fabricadas começa com o manuseio dentro da própria fábrica para o seu traslado até a obra, e conclui com a cravação do elemento no canto especificado pelo projeto. Durante essa etapa as estacas passam por diferentes processos visados a obter o melhor rendimento da obra e manter a qualidade e integridade do elemento. Entre os principais processos encontram-se o manuseio, apoio, cravação, arrasamento, corte e aproveitamento das estacas.

2.2.1 *Manuseio das estacas*

No caso de estacas de concreto, devem ser sempre observadas duas condições distintas de manuseio: aquela correspondente à desforma e levantamento das pistas, estocagem, carregamento e descarregamento na obra, que sempre considera que as peças serão manuseadas por dois pontos distintos, e aquela que corresponde ao posicionamento das estacas na torre do bate estacas, que sempre é feito por um único ponto. Em ambos os casos o princípio a ser observado, é o do equilíbrio de momentos fletores oriundos dos esforços a que as estacas serão submetidas na fase de manuseio, quer seja por dois pontos, quer seja por um único ponto. Esse equilíbrio deve ser avaliado de tal modo que em nenhuma outra seção da estaca ocorra flexão superior aquela ocorrida no ponto de manuseio.

O manuseio das estacas por dois pontos ocorre sempre na fase de desforma das pistas, estocagem, transporte e descarga na obra. A fase crítica corresponde à desforma das pistas, pois nesse caso a resistência do concreto ainda encontra-se relativamente baixa ($18 \text{ MPa} < f_{cj} < 24 \text{ MPa}$), seguindo a do transporte que induz à estacas esforços adicionais devido à própria natureza da operação. A Figura 5 representa um esquema ilustrativo de uma estaca manuseada por dois pontos.

Figura 5 - Manuseio de estacas por dos pontos.



Fonte: Gonçalves (2007).

Outra maneira de manusear as estacas na operação de descarga na obra consiste em descarregá-las sem auxílio de guindastes, com pranchas de madeira posicionadas nos pontos de apoios indicados são inclinadas entre o plano do assoalho das carretas e o piso onde serão estocadas na obra (Figura 6). Essa operação pode colocar em risco as estacas e é efetuada com auxílio de cordas.

Figura 6 - Estacas descarregadas sem auxílio de guindastes.

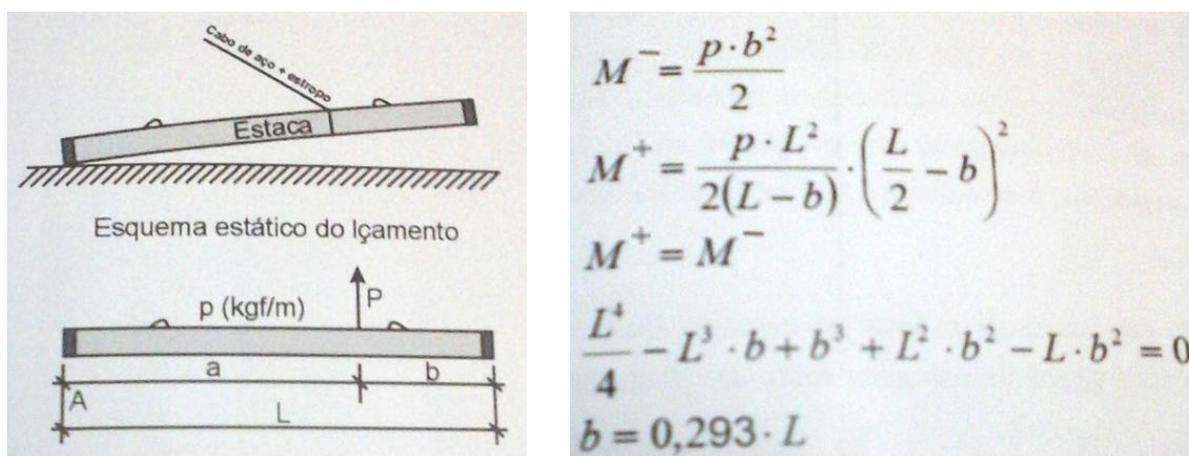


Fonte: Gonçalves (2007).

Assim que as estacas chegam á obra o processo para ser levantada é diferente do processo anterior referente á desforma das pistas. Neste caso as estacas são sempre levantadas por um único ponto para serem posicionadas na torre do bate estacas antes de iniciar o processo de cravação. Nesse caso, além dos esforços estaticamente avaliados, convém majorar em 30% o momento final obtido, no intuito de considerar um incremento de esforço decorrente dos

impactos e solavancos decorrentes do processo de manuseio da estaca até que esta seja posicionada na torre. A Figura 7 mostra um esquema ilustrativo de uma estaca manuseada por um único ponto.

Figura 7 - Manuseio de estacas por um ponto.



Fonte: Gonçalves (2007)

Na grande maioria dos casos, o apoio e manuseio das estacas são efetuados por dois e por um ponto respectivamente, mas a estocagem dos elementos produzidos pode ser feita sobre apoios distribuídos em mais pontos, principalmente no caso de peças longas, com comprimentos superiores a 10 metros. Nesses casos, também se faz recomendável proceder a avaliação do posicionamento dos pontos de apoio, de tal forma a promover o equilíbrio dos momentos positivos e negativos.

2.2.2 Pré-cravação de estacas pré-moldadas

Existem casos em que o solo apresenta uma resistência muito grande perante a cravação das estacas. Devido a isto a própria cravação da estaca pode ser auxiliada com jato de água, ou ar (denominado processo de lavagem), ou a traves de perfurações. Estas perfurações podem ter suas paredes suportadas ou não, e o suporte pode ser um revestimento a ser recuperado ou a ser perdido, ou lama estabilizante. De qualquer maneira, quando se trata de estacas trabalhando a compressão, a cravação final deve ser feita sem uso desses recursos, cujo emprego deve ser devidamente levado em consideração na avaliação na avaliação da capacidade de carga das estacas e também na análise do resultado da cravação NBR 6122 (2010).

A pré-cravação de estacas pré-moldadas pode ser feita por pré-furo com auxílio de ponteira metálica, pré-furo através de escavação mecânica, pré-furo com auxílio de Jato d'água ou pré-furo estabilizada com Lama.

2.2.3 Sistema de cravação

Embora se faça menção de que as estacas também podem ser cravadas a traves de processos de prensagem ou vibração, na pratica isso costuma ser feito por percussão.

A cravação por percussão é feita através a aplicação de sucessivos impactos de uma massa previamente definida, denominada martelo ou pilão, que se desloca para cima e para baixo á medida que cada um desses impactos é desferido sobre o topo das estacas. Em geral, podem ser usados três tipos de martelos: martelos de queda livre, martelos automáticos a diesel e martelos automáticos hidráulicos.

Os martelos tipo queda livre são os mais simples e, por consequência os mais utilizados no Brasil. Trata-se de um sistema composto por uma massa predeterminada, que se encontra suspensa á torre do bate estacas por um cabo de aço, que por sua vez enrola-se a um guincho acionado por um motor elétrico ou a diesel. A energia de cravação a ser utilizada é pré-estabelecida através da altura de queda a ser utilizada em cada golpe desferido e pela massa do martelo ($E_{pot} = m \cdot g \cdot h$). A eficiência deste sistema geralmente apresenta valores entre 40% e 60%. Esse tipo de martelo pode ser acoplado à torre do bate estacas de duas formas distintas: internamente (igrejinha ou castelinho) ou externamente (balancim ou mochila), como ilustrado na Figura 8.

Figura 8 - Sistemas de acoplamento de martelos: a) internos, b) externos.

a)

b)



Fonte: Marchezini (2013)

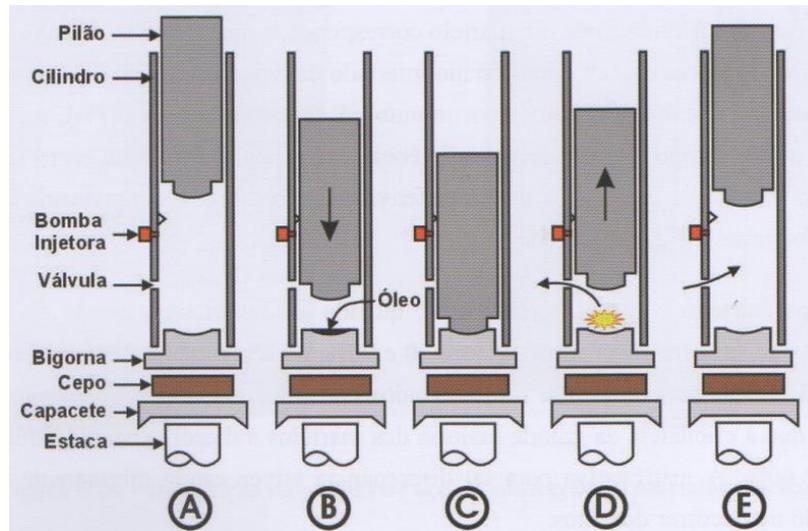
A eficiência de martelos tipo queda livre também é influenciada pela maneira com que eles são construídos, ou seja, martelos confeccionados com chapas de aço soldadas de forma justaposta, formando um conjunto maciço, com massa pré-definida, possui um desempenho e eficiência diferente ao martelo confeccionado com chapas soldadas de modo a formar uma caixa o cilindro.

Os martelos automáticos a diesel são mais eficientes que os de queda livre em geral, quando ainda estão em bom estado de conservação, com eficiência entre 70 e 90%. A eficiência corresponde à relação entre a energia potencial inicialmente disponível ($E_{pot} = m \cdot g \cdot h$) e, a energia efetivamente resultante e transferida á estaca depois de desferido o golpe do martelo ($E_{mx} = E_{pot} - Perdas$).

Dados coletados em inúmeros ensaios de carregamento dinâmicos atestam que a eficiência de grande maioria dos martelos a diesel existentes atualmente no Brasil, situa-se entre 30 e 60%, devido possivelmente a sua precária manutenção no decorrer dos anos.

A Figura 9 ilustra o ciclo operacional de um martelo automático a diesel.

Figura 9 - Ciclo operacional de um martelo automático a diesel a) Início do ciclo b) Fechamento da válvula de admissão de ar e injeção de óleo c) Impacto e ignição d) e) Exaustão.

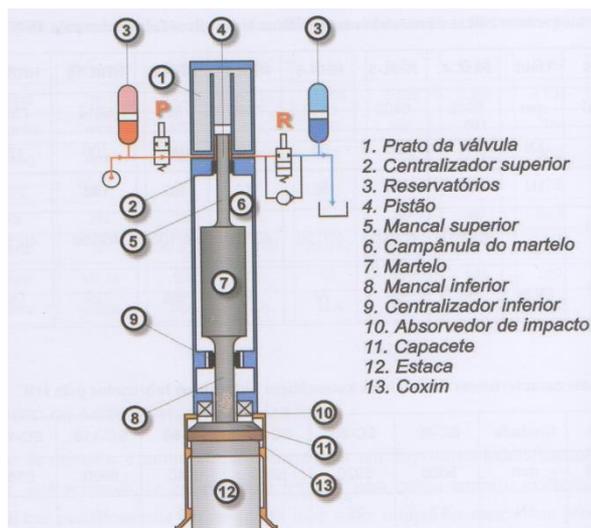


Fonte: Marchezini (2013)

No início do ciclo, o pistão interno é levantado por um cabo de aço e, ao cair por gravidade, aciona o mecanismo da bomba de combustível. Posteriormente, ocorre o fechamento da válvula de admissão de ar e injeção de óleo diesel na bigorna (Figura 2.9 a). Na descida do pistão, este comprime o ar e o óleo diesel no interior do cilindro. Devido ao impacto na bigorna, ocorre a ignição do combustível. Essa explosão é transmitida à estaca a través da bigorna, ocorrendo simultaneamente o impulso ascendente do pistão no interior do cilindro, abrindo as válvulas de sucção e descarga. Final do ciclo. Ao subir, o pistão admite entrada de ar no interior do cilindro, suficiente para permitir o reinício de outro ciclo. Uma vez alcançada a posição superior, o pistão cai novamente, repetindo a operação em um ciclo contínuo.

Os martelos automáticos hidráulicos são compostos basicamente por um dispositivo hidráulico interno ligado a uma camisa metálica, que posteriormente cai em queda livre sobre o topo das estacas em processo de cravação. Este tipo de martelo mostra-se mais eficaz que os de queda livre e, tão eficaz e eficiente quanto os automáticos a diesel. Sua eficiência situa-se entre 80 e 90%. A Figura 10 mostra um Esquema de um corte longitudinal de um martelo automático hidráulico.

Figura 10 - Esquema de um corte longitudinal de um martelo automático hidráulico.



Fonte: Marchezini (2013)

O ciclo de operação se inicia com a fase de levantamento do aríete (que incorpora o martelo propriamente dito, seu guia e pistão). A válvula P na linha de pressão se abre e a válvula R na linha de retorno se fecha. Quando o golpe de disparo é atingido, a válvula P se fecha e a válvula R se abre, permitindo que o aríete inicie sua trajetória de descida. O aríete é acelerado pelo gás pressurizado alojado a cima do pistão principal, dando a ele uma aceleração de até 2g. Isso reduzir a intensidade e aumenta a taxa dos golpes dos martelos. Após o impacto o ciclo se repete.

2.2.4 Sistema de amortecimento, arrasamento, corte e aproveitamento de estacas

O Sistema de Amortecimento é formado pelo capacete, cepo e coxim. O capacete é normalmente constituído por uma peça metálica de forma que se encaixe entre os trilhos da torre do equipamento do bate estacas. O ajuste é feito de tal forma a inserir em sua parte superior um cepo de madeira dura, sobre o qual os golpes do martelo serão desferidos e, na sua parte inferior, antes do posicionamento da cabeça da estaca, de um coxim (amortecedor), constituído de madeira mole, (Gonçalves et al. 2007). As dimensões dos elementos devem ajustar-se geometricamente as estacas que serão cravadas.

Em geral, as estacas pré-moldadas de concreto são elementos fabricados previamente em indústrias, estando atreladas a determinados padrões industriais, tais como geometria e comprimento de fabricação padronizada, Assim sendo, é frequente que ocorra variações quanto aos comprimentos a serem cravados. Variações essas que são função direta

das características geotécnicas de cada obra. O controle de cravação através da medida de repiques elásticos no final da cravação de cada estaca obriga, de forma implícita, que ocorram sobras de estacas em torno de 1m. Essa medida é razoável, para que se possa operacionalizar a coleta desses sinais, sem que haja risco de acidente aos operários que o fazem em campo. Dessa forma, deve ser feito o arrasamento do comprimento que sobra na estaca.

O arrasamento, é feito com a utilização de ponteiros trabalhando com pequena inclinação, para cima, em relação á horizontal para estacas cuja área seja inferior a 380cm^2 , uso de marteletes leves (potencia $< 1000\text{ W}$) para seções de 380cm^2 a 900cm^2 e uso de marteletes maiores para estacas cuja área seja superior aos 900 cm^2 . O acerto final do topo das estacas demolidas deve ser efetuado com o uso de ponteiros ou ferramentas de corte apropriada.

Segundo Gonçalves (2007), em alguns países europeus, o arrasamento de estacas pré-fabricadas de concreto, também é feito com o auxilio de equipamentos hidráulicos, dotados de uma mandíbula possante, que “agarram” as sobras das estacas a serem arrasadas e, literalmente as esmagam. Trata-se de equipamentos de alta tecnologia, utilizados em obras de grande porte, onde o número de estacas a ser arrasado é significativo. A Figura 11 apresenta o equipamento para arrasamento de estacas de seção quadrada e circular.

Figura 11 - Arrasamento de estacas de seção quadrada e circular.



Fonte: Gonçalves (2007)

3 PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE FUNDAÇÕES EM ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO ARMADO

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento ao longo do seu fuste (atrito lateral) e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta. A porcentagem de carga, a se transferir, via atrito lateral e pela ponta, depende de vários fatores, como propriedades e estratificação de solo, comprimento da estaca, rigidez relativa estaca-solo, processo construtivo, entre outros (Poulos & Davis, 1980).

A seguir apresenta-se alguns dos principais métodos disponíveis na literatura para a previsão da capacidade de carga e do recalque de estacas cravadas e cujo comportamento decorre, em grande parte, da forma com que a carga é distribuída ao longo da estaca.

3.1 Métodos para a previsão de capacidade de carga de estacas cravadas

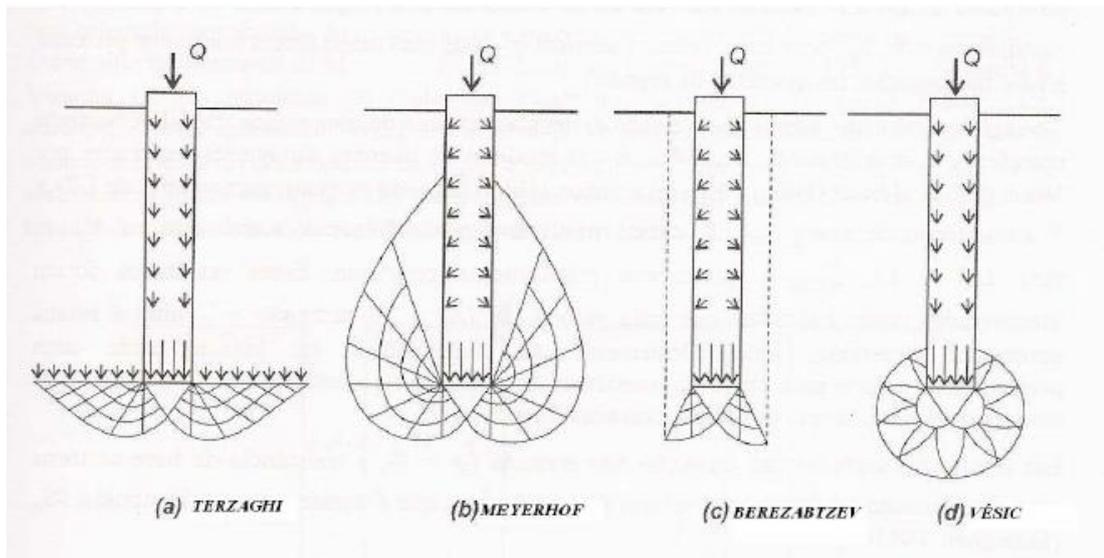
A Norma Brasileira NBR 6122 (2010) define a carga admissível de uma estaca isolada como sendo a força, que aplicada sobre a estaca, provoca apenas recalques compatíveis com a construção e oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo e contra a ruptura do elemento de fundação. Como geralmente o solo é o material menos resistente, a capacidade de carga de uma fundação está condicionada às características geotécnicas do maciço que envolve a estaca, o seja, do mecanismo de interação solo-estaca. Gusmão Filho (1998) recomenda considerar a fundação como um sistema constituído do solo, de fundação estrutural e da estrutura, pois essa seria uma visão abrangente e sistêmica que envolve a peça estrutural, o solo e sua interação com outras variáveis.

A capacidade de carga do maciço pode ser avaliada a través de métodos estáticos (teóricos e semi-empíricos), dinâmicos e provas de carga. Os métodos teóricos são aqueles baseados em teorias desenvolvidas na mecânica dos solos, levando em conta todas as nuances dos solos e fundações (Terzaghi, Vesic, Fellenius, etc). Os métodos semi empíricos utilizam uma correlação entre os ensaios de campo, geralmente desenvolvidos pelos ensaios CPT e SPT para calcular diretamente a capacidade de carga. As provas de cargas são realizadas diretamente no campo aplicando cargas no solo e medindo o recalque. Trabalhos baseados na utilização desses métodos semi-empíricos em estacas pré-moldadas de concreto e metálicas, podem ser encontrados em Moura (2007) e em Stephan (2007).

3.1.1 Métodos teóricos

São muitas as teorias existentes para a previsão da capacidade de carga de fundações (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; 1976; Berezantzev, 1961 e Vesic, 1972), nas quais cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da estaca, conforme apresenta-se na Figura 12.

Figura 12 - Mecanismos de ruptura da base da estaca das diversas soluções clássicas de capacidade de carga (Terzaghi; 1943, Meyerhof, 1951, 1972; Berezantzev, 1961 e Vesic, 1972).



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Conforme observa-se na figura 12, Terzaghi (1943) considera que o mecanismo de ruptura não ultrapassa o nível da ponta da estaca, já Meyerhof (1951, 1972) considera que o solo acima da ponta da estaca contribui para a capacidade de carga do sistema solo – fundação. Berezantzev (1961) considera uma superfície de ruptura interrompida e finalmente Vesic (1972) considera que a superfície de ruptura tem formato esférico. Maiores detalhes acerca dos métodos teóricos podem ser obtidos em Velloso e Lopes (2010).

3.1.2 Métodos semi-empíricos

A utilização de fórmulas baseadas em ensaios de penetração contínua e resultados de sondagem à percussão, tem sido constantemente empregada na previsão da carga última de

estacas. Em geral, métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga têm sido comumente adotados, para fins de carga admissível. Vários métodos são baseados em resultados de sondagens a percussão SPT, levando em consideração o tipo de estaca, geometria e o método executivo, em solos lateríticos e saprolíticos, as feições dos finos dificilmente estão retratadas em sondagens a percussão (SPT), sendo comum o erro de precisão em comprimento e de carga admissível de estacas cravadas e escavadas, além disso, em fundações profundas, mudanças significativas de umidade podem resultar em alteração na capacidade de carga.

Alguns dos principais métodos semi-empíricos que utilizam o índice de resistência de sondagens à percussão (N_{SPT}) para estacas qualquer SPT são Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1982), Velloso (1981), Teixeira (1996) e Vorcaro & Velloso (2000).

a) Método Aoki e Velloso (1975)

Em 1975 os autores desenvolveram o método que pode ser usado tanto com dados de sondagens a percussão (SPT) quanto a partir do ensaio de cone (CPT).

O método considera que:

$$Q = Q_L + Q_p \quad (1)$$

Onde: Q_L = resistência lateral.

Q_p = resistência de ponta.

Q = resistência do solo.

A resistência lateral é dada por:

$$Q_L = U \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (2)$$

Onde: U = perímetro do fuste

r_L = atrito lateral

Δ_L = segmentos da estaca

A resistência da ponta é:

$$Q_p = r_p \cdot A_p \quad (3)$$

Onde: r_p = tensão resistente de ponta.

A_p = área da seção transversal da ponta ou base da estaca.

A expressão da capacidade de carga do elemento de fundação por estacas é a seguinte:

$$Q = U \sum (r_L \cdot \Delta_L) + r_p \cdot A_p \quad (4)$$

Em que r_p e r_L são inicialmente obtidas com ensaios de cone (CPT), por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e o atrito unitário na luva (f_s). De forma que r_p e r_L são dados por:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (6)$$

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT, e a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Como no Brasil a sondagem a percussão (SPT) é mais utilizada que o ensaio de cone (CPT), a resistência de ponta (q_c) foi relacionada com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de forma que:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (7)$$

Sendo: K = coeficiente que depende do tipo de solo.

Dessa forma, o atrito lateral (f_s) em função de N_{SPT} , é dado por:

$$f_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (8)$$

Onde: α depende do tipo do solo.

Dessa forma r_p e r_L , em função do N_{SPT} , são dados por:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (9)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (10)$$

Onde: N_p e N_L , respectivamente, são o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio no segmento do solo Δ_L .

Assim, a capacidade de carga é dada por:

$$Q = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_l) \quad (11)$$

A Tabela 1 apresenta os valores de F_1 e F_2 , e a Tabela 2 os valores de K e α .

Tabela 1 - Fatores de correção F_1 e F_2 , Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 2 - Coeficiente K e razão de atrito α Aoki e Velloso (1975).

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

b) Monteiro (1997)

Com base em sua experiência, Monteiro (1997) realizou contribuições ao método de Aoki e Velloso (1975), estabelecendo novos valores, tanto para “ k ” e “ α ”, mostrados na Tabela 3, como para “F1” e “F2”, mostrados na Tabela 4.

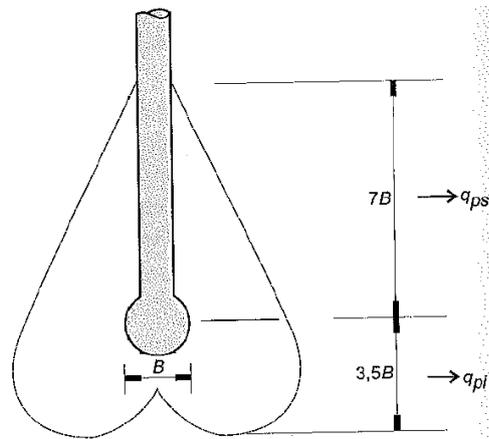
Algumas recomendações para aplicação do método são as que seguem:

- O valor de N é limitado a 40.
- Para o cálculo da resistência de ponta unitária ($q_{p,ult}$), deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base (Figura 13), para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente. Os valores para cima fornecem, na média, q_{ps} e os valores para baixo fornecem q_{pi} . O valor a ser adotado será o expresso na equação 12.

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2}$$

(12)

Figura 13 - Estimativa da resistência de ponta segundo Monteiro (1997).



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Tabela 3 - Valores de “ k ” e “ α ”, segundo Monteiro (1997).

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia silto-argilosa	6,3	2,4
Areia argilo-siltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5,0	3,0
Silte areno-argiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argilo-arenoso	4,0	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila areno-siltosa	3,0	3,8
Argila silto-arenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 4 - Valores de “F1” e “F2”, segundo Monteiro (1997).

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

Nota: Os valores indicados para estacas tipo hélice contínua require reserva, pois é pequeno o número de provas de carga disponível.

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

c) Método Decourt e Quaresma (1978, 1982)

Em 1978 os autores apresentaram um método similar ao de Aoki-Velloso (1975). Desenvolveram o método tendo como base resultados de sondagens a percussão (SPT).

Pelo método, a capacidade de carga do solo junto à ponta, ou base, da estaca dada por:

$$r_p = C \cdot \bar{N}_p \quad (13)$$

Sendo: C = fator característico do solo, apresentado na Tabela 5.

\bar{N}_p = é a média entre os valores dos N_{SPT} , correspondentes ao nível da ponta ou base da estaca, um metro imediatamente anterior e um metro imediatamente posterior.

Tabela 5 - Coeficiente característico do solo C (Cintra e Aoki, 2010).

Tipo de solo	C (tf/m²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Através do valor médio do índice de resistência à penetração N_{SPT} ao longo do fuste, em uma tabela, sem considerar o tipo de solo, estimava-se a tensão de adesão ou atrito lateral (r_l).

Para aperfeiçoar o método, Décourt e Quaresma (1982), substituiu os valores tabelados de r_l pela utilização da seguinte expressão:

$$r_l = 10 \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) \text{ em kPa} \quad (14)$$

Sendo: \bar{N}_L = o valor médio dos N_{SPT} ao longo do fuste, tomando-se como 3 o valor mínimo para o N_{SPT} , e como 50 o valor Máximo par o N_{SPT} .

Assim, tem-se que a resistência de ponta (R_p) é dada por:

$$Q_p = r_p \cdot A_p = C \cdot \bar{N}_p \cdot A_p \quad (15)$$

Já a resistência lateral ao longo do fuste é:

$$Q_L = r_l \cdot A_l = 10 \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) \cdot A_l \quad (16)$$

Sendo: A_l = Área da superfície lateral da estaca (m^2)

Sendo que a capacidade de carga de uma estaca é dada, assim como pelo método de Aoki e Velloso (1975), pela soma da resistência de ponta e pelo atrito lateral da estaca

Onde: Q_p = capacidade de carga de ponta

Q_l = capacidade de carga lateral

A carga admissível é calculada utilizando-se um de segurança global igual a 2.

d) Teixeira (1996)

Teixeira (1996) apresentou um método para cálculo da capacidade de carga de estacas. Neste método a capacidade de carga à compressão (Q_{ult}) de uma estaca pode ser estimada por:

$$Q_{ult} = \alpha \cdot \bar{N}_b \cdot A_p + U \cdot \beta \cdot \bar{N}_l \cdot L \quad (17)$$

Sendo:

\bar{N}_b = Valor médio do N_{SPT} obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo.

\bar{N}_l = Valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca.

L = Comprimento da estaca.

β = Coeficiente do tipo de estaca.

α = Coeficiente do tipo de solo.

Os valores do parâmetro α estão em função do tipo de solo e do tipo de estaca. O parâmetro β é obtido apenas a partir do tipo de estaca. Os valores de α e β encontram-se apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores de “ α ” e “ β ” (Teixeira, 1996).

Tipo de Solo	Tipo de Estaca. Valores de “ α ” e “ β ” (Tf/m ²)			
	I	II	III	IV
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Silte arenoso	26	21	16	16
Areia argilosa	30	24	20	19
Areia Siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de β em função do tipo de estaca.	0,4	0,5	0,4	0,6
I: Estacas pré-moldada de concreto e perfis metálicos. II: Estacas tipo Franki. III: Estacas escavadas a céu aberto. IV: Estacas raízes.				

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Os dados da Tabela 6 não se aplicam ao cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas de concreto, cravadas em argilas moles sensíveis quando, normalmente, o N_{SPT} é inferior a 3.

3.1.3 Provas de carga estáticas

Vargas (1990) relata que a prática de realizar provas de carga estática sobre estacas foi iniciada no Brasil pela Companhia Internacional de Estacas *Frankignoul*, através do IPT-SP. Vargas cita ainda 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.

Segundo Aoki (1997), a prova de carga estática busca reproduzir 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 a descarga, salvo pequenas alterações devido à ação do vento e as cargas acidentais.

O ensaio de carregamento estático é considerado como o ensaio de campo mais eficiente de verificação de desempenho de uma fundação. Por meio deste ensaio é possível conhecer o comportamento da fundação com aplicação de cargas em níveis crescentes, até atingir a carga limite ou a completa ruptura do sistema estaca-solo. A análise do comportamento da fundação é realizada pela curva carga x recalque resultante do ensaio.

No Brasil, a NBR 12131/2006, normaliza a execução do ensaio em estacas verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução ou de instalação no terreno, inclusive os tubulões, que a elas se assemelham.

As aplicações das cargas podem ser feitas por três categorias: carga controlada, deformação controlada e método do equilíbrio. Os ensaios de carga controlada podem ser feitos por carga incremental lenta, carga incremental rápida e carga cíclica. O ensaio em que os incrementos de carga são mantidos até a estabilização é chamado de ensaio lento e, aquele em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo preestabelecido normalmente 15 minutos, ensaio rápido. Essas provas são conhecidas pelas siglas inglesas SML (*slow maintained load*) e QML (*quick maintained load*). Os ensaios de carga cíclica são ensaios especiais em que o projetista, prevendo um padrão de carregamento, especifica este padrão para o ensaio (Velloso e Lopes, 2010).

A NBR 12.131 / 2006 cita que cada incremento de carga deve ser de, no máximo, 20 % da carga de trabalho prevista para a estaca e mantê-la até a estabilização dos recalques, ou por um mínimo de 30 minutos. Carrega-se a estaca até a ruptura, ou até duas vezes o valor da carga de trabalho. O critério de estabilização dos recalques ocorre quando em duas leituras sucessivas o recalque não excede 5% do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento.

Alguns dos principais métodos de extrapolação citados nas literaturas são dados a seguir: Van der Veen (1953), Brinch-Hansen (1963) (80%, 90%), Housel (1966), De Beer (1967), Chin (1970, 1971), Fuller & Hoy (1970), Davisson (1972), Butler & Hoy (1977), Corps of Engineering (1992), Massad (1986), Hirany & Kulhawy (1989), Shen & Niu (1991), Yang (1994), NBR 6122 / 2010 e Décourt (1999). No Brasil o método Vand der Veen (1953) é o mais adotado no meio geotécnico.

a) Método de Van der Veen (1953)

Pelo método de Van der Veen (1953), a extrapolação da curva carga – recalque de uma estaca é feita a partir da seguinte função exponencial:

$$Q = Q_{ult} (1 - e^{-\alpha \cdot w}) \quad (18)$$

Sendo Q a carga da estaca, Q_{ult} a carga de ruptura da estaca e “ α ” o coeficiente que define a forma da curva. Esta curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura da estaca.

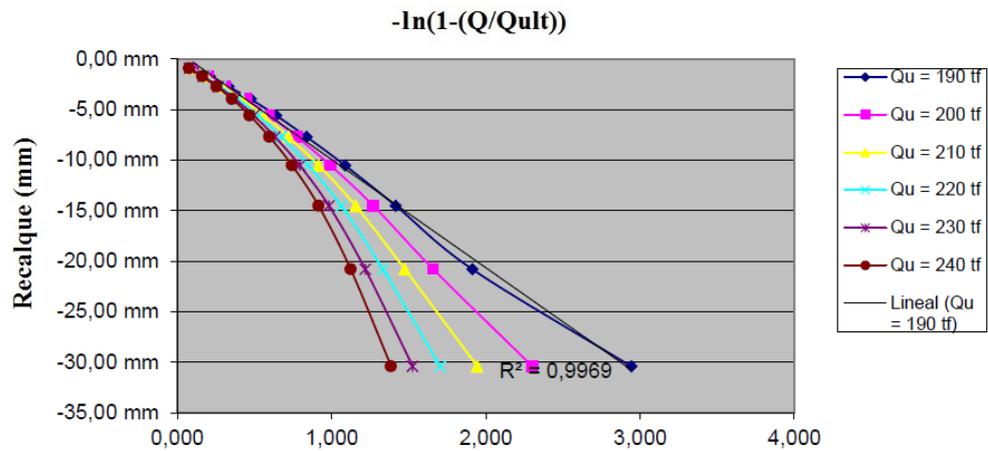
Reescrevendo essa função $Q = Q_{ult} (r)$ tem-se a Eq. 19, que corresponde a uma reta que passa pela origem, quando *plotada* em um sistema de eixos semilogarítmico de base neperiano.

$$\alpha \cdot w = -\ln(1 - Q / Q_{ult}) \quad (19)$$

Sendo que, neste caso o coeficiente representa o coeficiente angular dessa reta.

Partindo dos pontos (Q, w) obtidos na prova de carga, deve-se encontrar, por tentativas, o valor de Q_{ult} que conduz à melhor regressão linear pelos pontos $[-\ln(1 - Q / Q_{ult}), w]$. Estes valores são *plotados* em um gráfico. Seguidas tentativas são realizadas com outros valores de Q_{ult} . A curva que resultar com a forma mais próxima de uma reta, indicará a carga de ruptura (Q_{ult}) da estaca (Figura 14).

Figura 14 - Representação da extrapolação da curva carga-recalque de Van der Veen (1953).



Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Como, em geral, o trecho inicial da curva pode ser desprezado, na análise de capacidade de carga, Aoki (1976) observa que a não obrigatoriedade em passar pela origem do sistema de coordenadas pode melhorar a regressão e assim, propõe uma extensão da expressão de Van der Veen (1953), de forma que:

$$Q = Q_{ult} \left(1 - e^{-(\alpha \cdot w + b)} \right) \quad (20)$$

Sendo que b representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semi-logarítmica.

b) Metodo da Norma NBR 6122 / 2010

A Norma Brasileira NBR 6122/2010, define a carga de ruptura como aquela que corresponde, na curva carga-recalque, ao recalque das deformações plásticas (D/30) somado ao recalque das deformações elásticas da estaca. A equação 21 expressa o recalque de ruptura e a Figura 15 ilustra a aplicação deste método.

$$w = \frac{Q_{ult} \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (21)$$

Onde:

w = recalque de ruptura;

Q_{ult} = carga de ruptura;

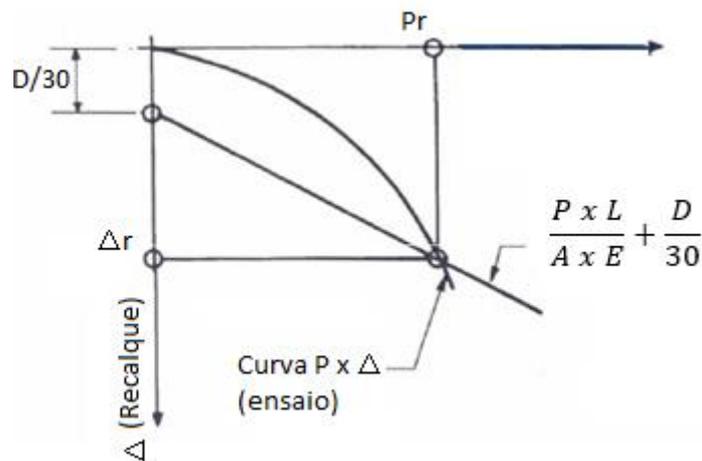
L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Figura 15 - Carga de ruptura pela NBR 6122/2010.

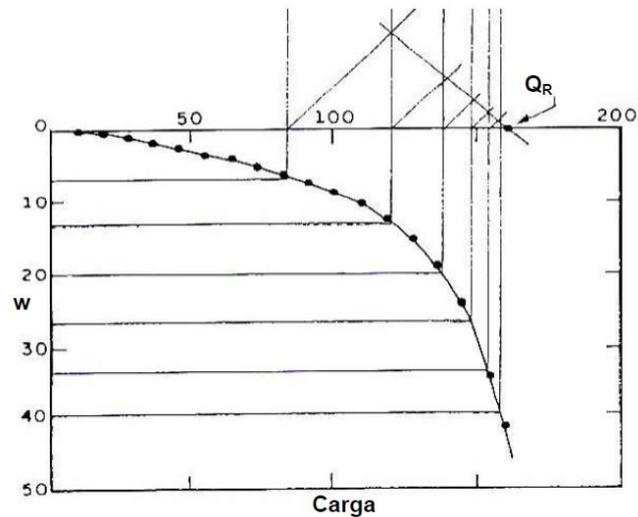


Fonte: NBR 6122/2010

c) Método de Mazurkiewicz (1972)

Mazurkiewicz (1972) apresentou um método de extrapolação da curva carga x recalque, admitindo a curva como parabólica. Para obter a carga de ruptura provável da estaca o método propõe a construção de uma curva extrapolada por um processo gráfico. A curva é dividida em partes que correspondem a recalques iguais. Pelos pontos assim obtidos são traçadas retas verticais e, onde estas interceptam o eixo das cargas, são traçadas retas a 45° com a horizontal, até interceptarem as verticais correspondentes aos pontos seguintes. Pelos pontos obtidos traça-se a reta resultante, cuja intersecção com o eixo das abscissas fornece a carga de ruptura. A Figura 16 ilustra a aplicação gráfica do método.

Figura 16 - Método Mazurkiewicz (1972).

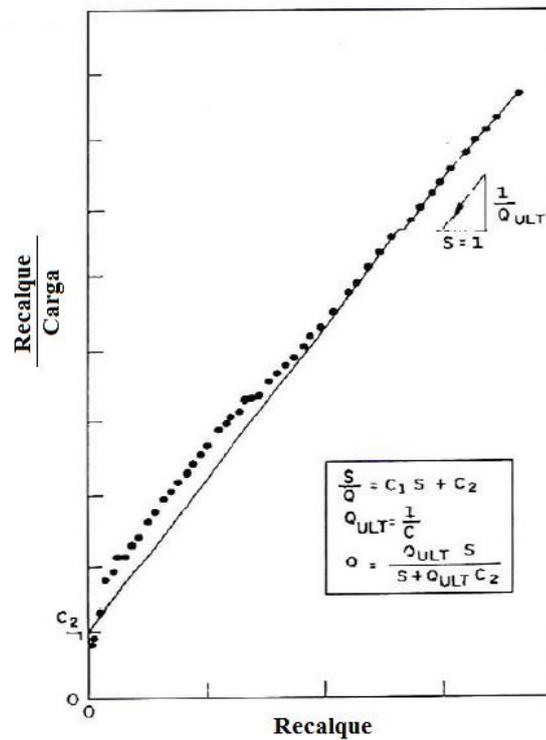


Fonte: Nienov (2006)

d) Método de Chin (1970)

O método de Chin (1970), apud Aoki e outros (1998) foi desenvolvido para pruebas de cargas realizada em estágios de carga com tempos de aplicação constantes. Desde que atendida esta condição, o método pode ser aplicado para ensaios lentos ou rápidos. Considera que, nas proximidades da ruptura, a curva “carga x recalque” seja hiperbólica. O recalque dividido pela carga, é plotado em um gráfico em função do recalque. Determina-se o coeficiente angular do trecho que resulta reto, sendo o inverso deste valor a carga de ruptura. A Figura 17 apresenta o método graficamente.

Figura 17 - Método de Chin (1970).



Fonte: Nienov (2006)

3.1.4 Métodos dinâmicos de controle

Nos métodos dinâmicos a previsão da capacidade de carga de estacas é feita observando a resposta da estaca à cravação, de forma a garantir uma dada capacidade de carga, (Velloso e Lopes, 2002).

Os métodos dinâmicos se dividem em formulas dinâmicas e soluções da equação da onda. As fórmulas dinâmicas utilizam as leis da física, umas enfocando a conservação de energia e outras, à lei do choque Newtoniana e a lei de Hooke e, relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto solo-estaca.

Pelas soluções da Equação da Onda, as quais utilizam as equações de propagação unidimensional da onda de tensões, o estudo da estaca a considera como uma barra, ao longo da qual, se propaga uma onda de tensão ou força gerada pelo golpe e, que, poderá ser atenuada pela ação do solo que envolve o elemento estrutural.

3.2 Métodos para a previsão de recalques de estacas cravadas

Em uma fundação, mesmo garantindo-se a segurança em relação à ruptura, deve-se verificar se o recalque satisfaz as condições de trabalho. Os recalques devem ser mantidos dentro de certos limites pré-fixados, para garantir que a estrutura cumpra suas finalidades. De acordo com Alonso (1991), a observação e o controle do recalque e das cargas atuantes nas fundações é de primordial importância, mesmo assim, não é incomum que esta etapa de controle seja muitas vezes negligenciada.

O recalque em estacas cravadas pode ser estimado por diversos métodos, dentre eles se destacam: o método de transferência de carga, os métodos numéricos e os métodos estáticos.

O método de Transferência de Carga, proposto por Coyle & Reese (1978), foi utilizado nas décadas de 70 e 80, e está atualmente em desuso.

Os métodos Numéricos, são utilizados em razão de sua praticidade e dos bons resultados obtidos. Os principais métodos são baseados no MEF (Método de Elementos Finitos) e no MEC (Método de Elementos de Contorno).

Os métodos Elásticos baseados na Teoria da Elasticidade, são os mais empregados na previsão de recalques em estacas. Tais métodos consistem em se dividir a estaca em elementos e tentar encontrar a compatibilidade de deslocamento do solo e da estaca.

Alguns dos principais métodos para a estimativa de recalques citados nas literaturas são dados a seguir: Vesic (1969), Poulos (1972), Poulos & Davis (1980), Nair (1963), Cassan (1966), Butterfield & Banerjee (1971), Aoki & Lopes (1975), Randolph (1978), Bergman (1998).

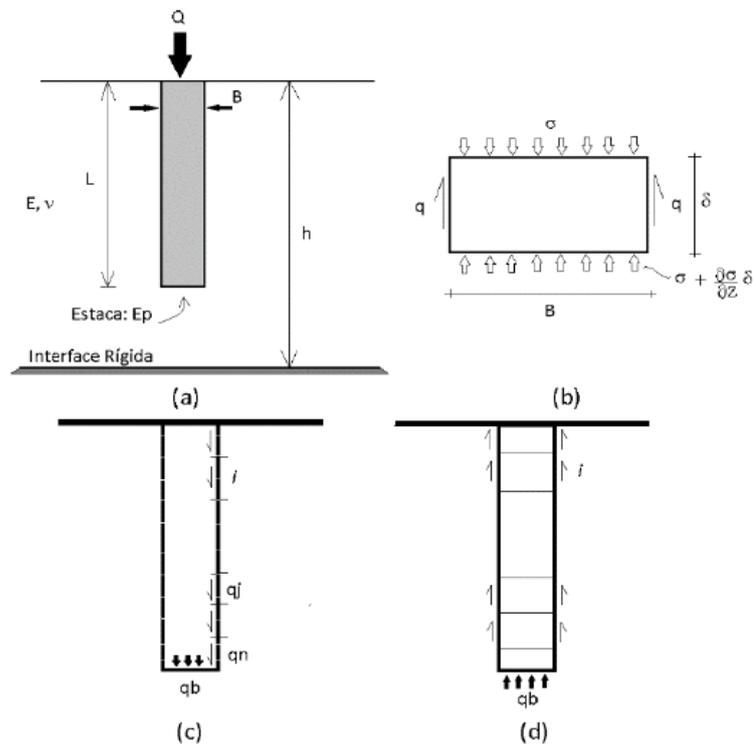
São apresentados a seguir os métodos utilizados para a previsão do recalque de estacas da presente dissertação, são eles: Poulos & David (1980); Aoki (1979, 1984) e Bowles (1979)

a) Método de Poulos & Davis (1980).

O método de Paulos e Davis utiliza de um processo numérico para o cálculo do recalque e se baseia na solução de Mindlin (1936) para o cálculo da ação da estaca no solo. Neste, a estaca é dividida em elementos uniformemente carregados sendo a solução obtida considerando a compatibilidade entre os elementos da estaca e o solo adjacente. Os deslocamentos do solo são obtidos através da equação de Mindlin (1936) e os da estaca

considerando a compressibilidade da mesma submetida a carga axial. A Figura 18 ilustra o esquema para o modelo de Poulos & Davis (1980).

Figura 18 - Esquema para o modelo de Poulos e Davis - (a) Problema analisado, (b) Elemento de estaca, (c) Ação da estaca sobre o solo e (d) Ação do solo sobre a estaca.



Fonte: (Adaptada de Velloso e Lopes, 2002).

A solução inicial considerava a estaca um elemento incompressível em um meio elástico semi-infinito com coeficiente de Poisson igual a 0,5 e era válida apenas para este tipo de estaca.

Para essas condições, o recalque pode ser calculado de acordo com a expressão:

$$w = \frac{Q I_0}{E_s B} \quad (22)$$

Onde:

w = recalque da estaca;

Q = carga axial aplicada;

I_0 = fator de influência do recalque para estaca incompressível na massa semi-infinita;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

B = diâmetro da estaca.

Posteriormente se obteve uma fórmula geral para o cálculo dos recalques, considerando diferentes valores para o coeficiente de Poisson, estacas compressíveis, em solo de espessura finita e com ponta em material resistente:

$$w = \frac{Q I}{E B} \quad (23)$$

Sendo que I :

$$I = I_0 R_k R_h R_v R_b \quad (24)$$

Onde:

R_k = fator de correção para a compressibilidade da estaca;

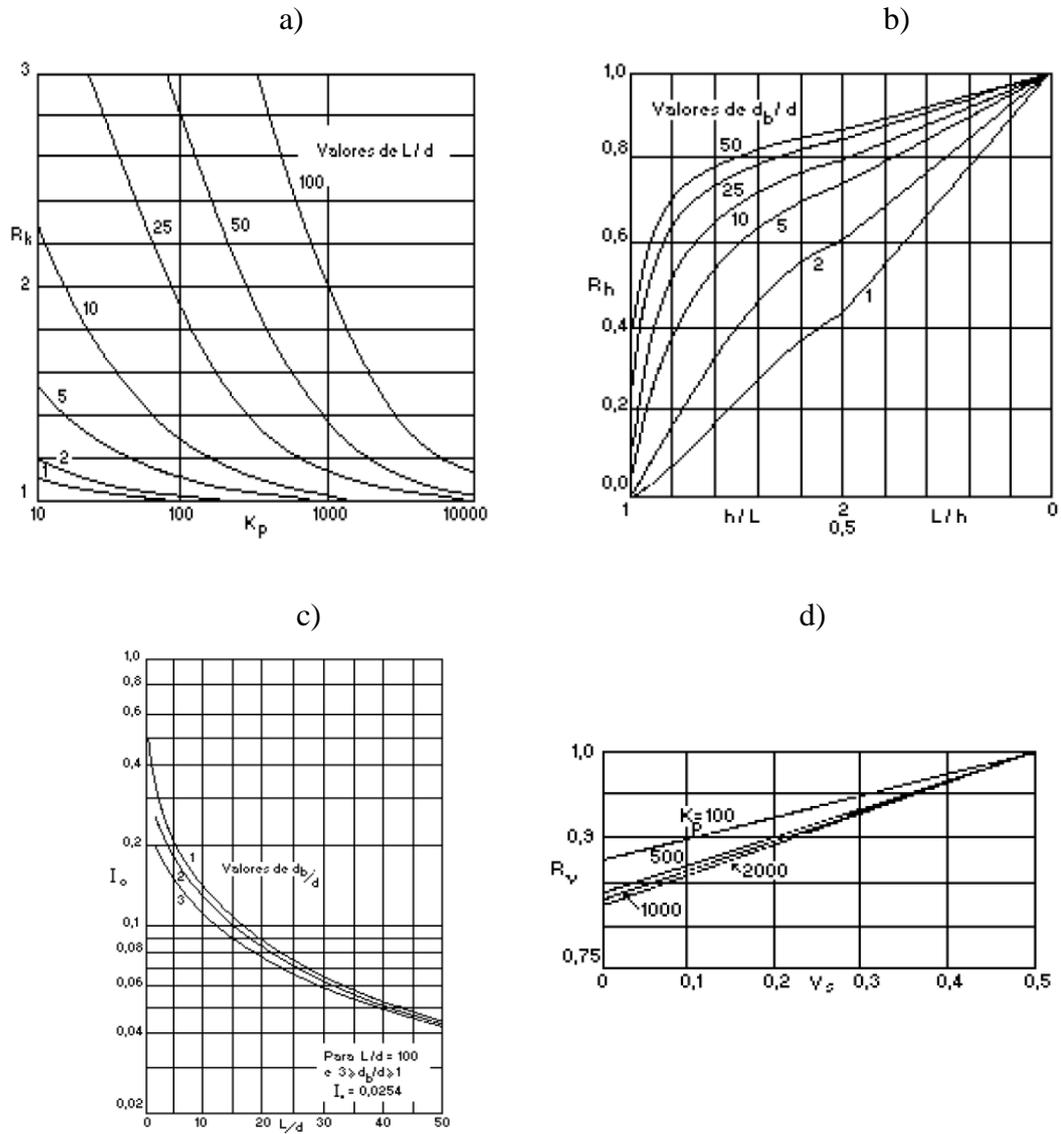
R_h = fator de correção para a espessura h (finita) de solo compressível;

R_v = fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

R_b = fator de correção para a base ou ponta de solo mais rígido, sendo E_b o módulo de Young do solo sob a base.

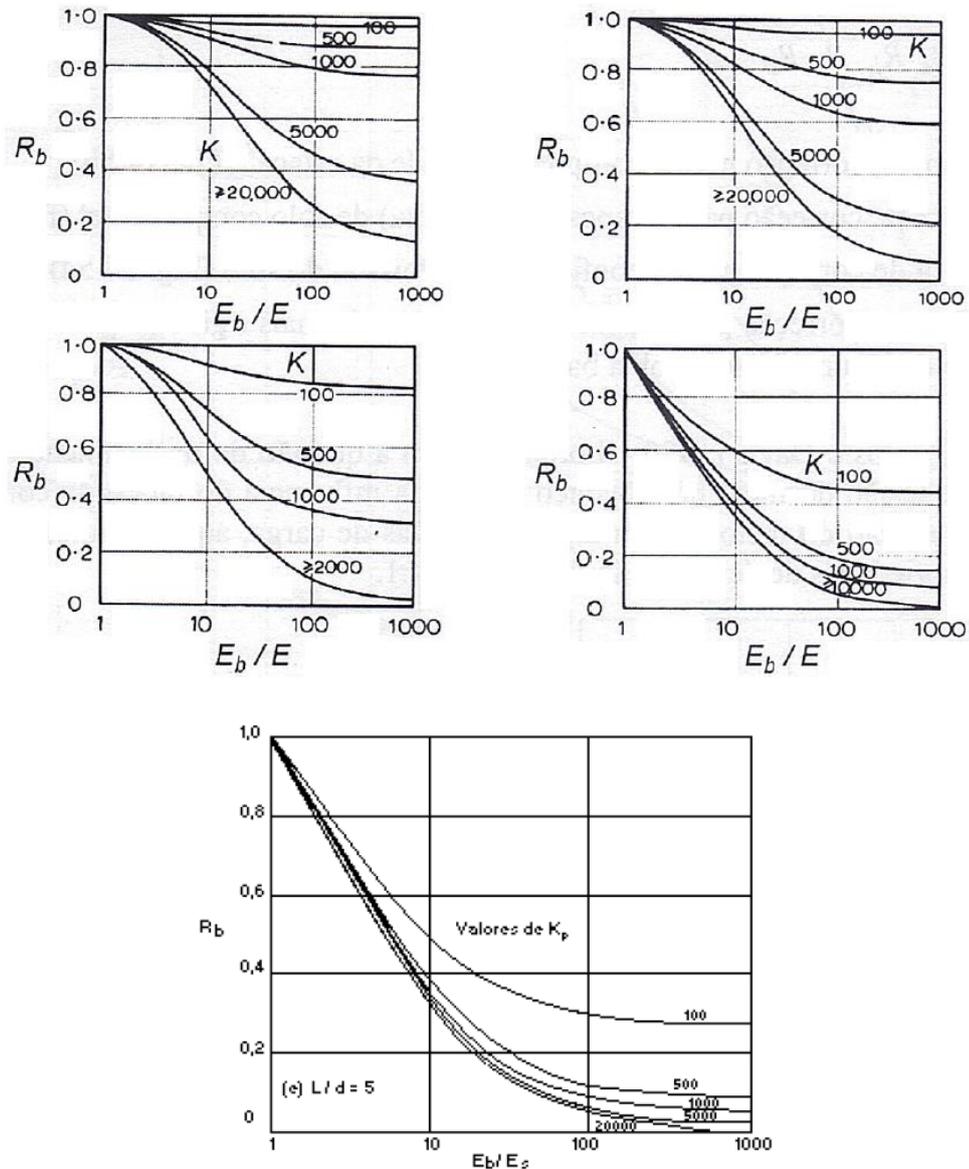
Os valores para os fatores de correções são retirados de ábacos estão representados nas Figuras 19 e 20.

Figura 19 - (a) Fator de correção para a compressibilidade da estaca; (b) Fator de correção para a presença de uma base rígida; (c) Fator de influência de recalque; (d) Fator de correção para o coeficiente de Poisson.



Fonte: (Velloso e Lopes, 2002).

Figura 20 - Fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca.



Fonte: (Velloso e Lopes, 2002).

b) Método de Aoki (1979, 1984)

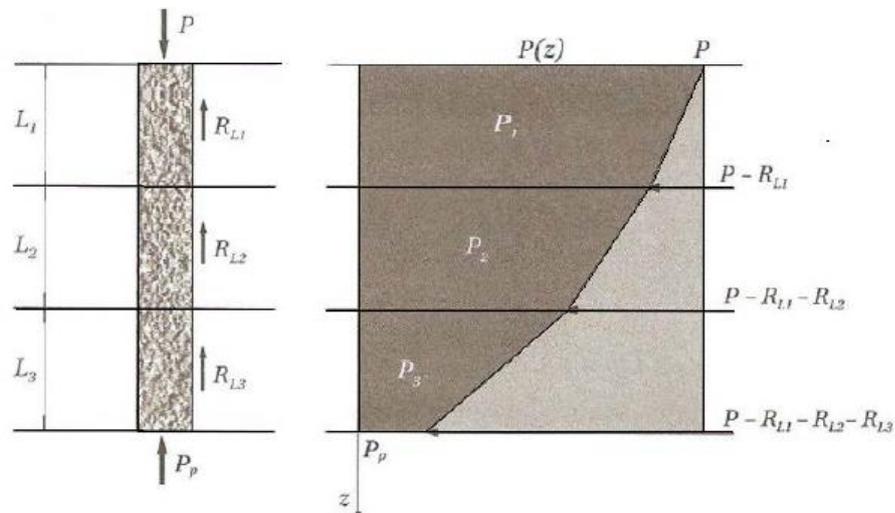
No método proposto por Aoki (1979) o recalque também é estimado segundo as equações de Mindlin (1936). É classificado como um método numérico para a previsão de recalques e é aplicável em qualquer ponto no interior de um meio, desde que este possua as seguintes características: seja homogêneo, isotrópico, elástico-linear e semi-infinito. Assim sendo, por meio do princípio das superposições dos efeitos, os valores das contribuições das cargas pontuais podem ser somados e o recalque em um ponto qualquer pode ser estimado.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), o recalque total sofrido por uma estaca submetida a uma carga vertical é o igual ao somatório de duas parcelas: o encurtamento elástico da própria estaca gerando um recalque, w_e , de mesmo valor e as deformações verticais de compressão do solo onde a estaca está assentada w_s . Portanto, o recalque total, w_{total} , pode ser calculado de acordo com a seguinte fórmula:

$$w_{total} = w_e + w_s \quad (25)$$

O encurtamento elástico é oriundo de pequenos deslocamentos dos elementos infinitesimais que constituem a estaca, que são adquiridos devido à carga aplicada a mesma. A Figura 21 representa o esboço do diagrama de esforço normal ao longo da profundidade (z).

Figura 21 - Esboço do digrama de esforço normal na estaca ao longo de uma profundidade "z".



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tem-se da figura que:

$$P_1 = P - \frac{R_{L1}}{2} \quad (26)$$

$$P_2 = P - R_{L1} - \frac{R_{L2}}{2} \quad (27)$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - \frac{R_{L3}}{2} \quad (28)$$

Dessa forma, o valor do esforço normal $P_{(z)}$, que possui valor máximo igual a P no topo da estaca, sofre uma redução devido a transferência de carga que ocorre da estaca para o solo, consequência de uma resistência lateral oferecida pelo mesmo, até chegar ao valor mínimo P_p , na extremidade inferior da estaca. O valor de w_e pode ser obtido pela diferença entre o recalque sofrido pela base e o recalque sofrido pelo topo da estaca. Aplicando-se a Lei de Hooke ao sistema apresentado, o valor do encurtamento elástico pode ser obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$w_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \Sigma (P_i \cdot L_i) \quad (29)$$

Onde:

A = Área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

P_i = Valor do esforço normal;

L_i = Espessura dos solos ultrapassados.

Quando não se tem um valor específico para o módulo de elasticidade do concreto, Cintra & Aoki (2010) sugerem usar os valores apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Valores de E_c para diferentes tipos de estacas.

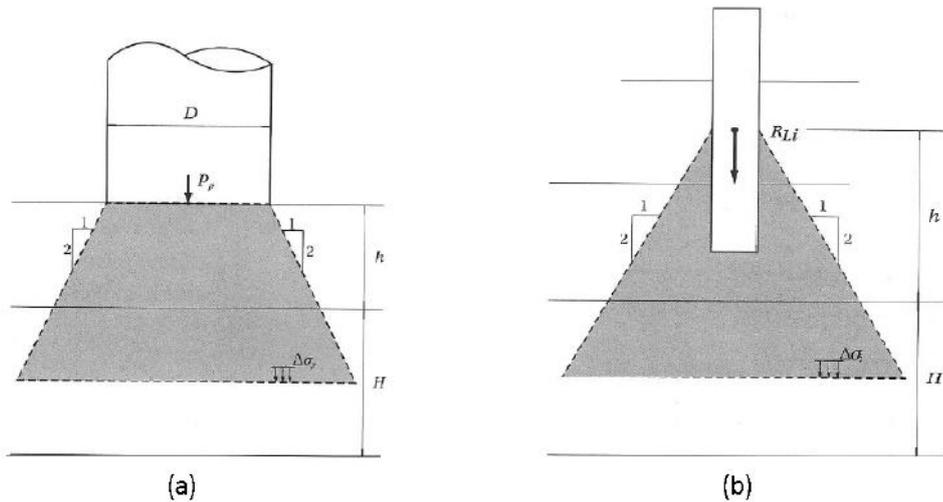
Estaca	Valores de E_c (GPa)
Strauss	18
Escavada a seco	
Helice continua	21
Franki	
Estacação	
Pré-moldada	28 a 30

Fonte: (Adaptada de Cintra & Aoki, 2010)

Segundo Aoki (1984), o recalque do solo pode ser subdividido em duas partes: o recalque $w_{s,p}$ devido a reação de ponta e o recalque $w_{s,l}$ relativo as reações das cargas laterais. O primeiro surge por conta da transmissão da força aplicada ao solo, provocando assim um acréscimo de tensão ($\Delta\sigma_p$) nas camadas de espessura H subjacentes ao mesmo. Da mesma

forma, as parcelas de resistência lateral constituem forças aplicadas pela estaca no solo e também provocam acréscimo de tensão ($\Delta\sigma_l$) naquela mesma camada, sendo a resultante dos esforços (R_{Li}) considerada no centroide da estaca. As duas situações estão representadas na Figura 22.

Figura 22 - (a) Resistência de base; (b) Resistência lateral.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Assim sendo, o acréscimo de tensão total é dado por $\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_l$. Dessa forma, é possível estimar acréscimo de tensão nas camadas de solo estudadas até a camada indeslocável e o recalque devido ao solo pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear (Cintra & Aoki, 2010), de acordo com a seguinte expressão:

$$w_s = \Sigma \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (30)$$

Sendo que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo. O valor para E_s pode ser obtido pela a seguinte equação adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_0 \cdot \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (31)$$

Onde:

E_0 = Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_0 = Tensão geostática no centro da camada;

$\Delta\sigma$ = Acréscimo de tensão total na camada;

n = Coeficiente que depende da natureza do solo, que pode ser: 0,5 para materiais granulares e 0 para argilas duras e rijas (em areia, temos aumento do módulo de deformabilidade do solo em função do acréscimo de tensão, o que não ocorre nas argilas).

Os valores sugeridos para E_0 , se encontram na Tabela 8, onde K é o coeficiente empírico que relaciona o q_c com o N_{SPT} proposto no método de Aoki e Velloso (1975), em função do tipo de solo.

Tabela 8 - Valores para E_0 sugeridos.

Estaca	Valores de E_0
Escavadas	$3 K N_{SPT}$
Helice continua	$4 K N_{SPT}$
Cravadas	$6 K N_{SPT}$

Fonte: (Adaptada de Cintra & Aoki, 2010)

c) Método de Bowles (1996)

O método de Bowles (1996) para o cálculo de estimativa de recalques em estacas também se baseia na teoria da elasticidade. Considera-se a previsão em duas etapas: o cálculo do recalque devido ao encurtamento elástico do fuste e recalque devido a compressão do solo na base da estaca.

Para o recalque devido ao encurtamento elástico do fuste (w_e), Bowles (1996) propõem a seguinte expressão:

$$w_e = \frac{Q \cdot \Delta l}{E_p \cdot A} \quad (32)$$

Onde:

Q = Carga axial a qual está submetido determinado trecho, calculada como a diferença entre a carga aplicada e a resistência lateral do trecho;

E_p = Módulo de elasticidade da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca;

Δl - Comprimento do trecho.

O recalque devido a compressão do solo na base da estaca é estimado de acordo com a equação a seguir:

$$w_b = \Delta q B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E_s} \cdot m I_s I_F F_1 \quad (33)$$

Onde:

$\Delta q = Q/A$;

$B =$ Diâmetro da estaca;

$\nu =$ Coeficiente de Poisson, o método sugere o valor igual a 0,35;

$E_s =$ Módulo de elasticidade no solo abaixo da base da estaca, que, de acordo com o método é dado por: $E_s = 500 (N_{SPT} + 15)$;

$m I_s = 1$;

$I_F =$ Fator que depende da relação entre comprimento e diâmetro da estaca, sendo que, para $L/B \leq 5$, $I_F = 0,55$ e para $L/B > 5$, $I_F = 0,50$.

$F_1 =$ fator de redução, tendo seu valor dado pelas seguintes condições: 0,25, se a resistência lateral reduz a carga axial a um valor nulo ($P_p \leq 0$) e 0,50, se houver carga de ponta ($P_p > 0$).

Assim, o recalque total estimado é a soma das duas parcelas w_r e w_s , citadas anteriormente.

4 METODOLOGIA E DADOS COLETADOS

4.1 Metodologia

A metodologia da presente pesquisa teve como base a execução das seguintes etapas:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Coleta de dados (relatórios de provas de carga e sondagens referentes às estacas ensaiadas);
- c) Escolha do local da realização dos ensaios de campo;
- d) Execução de sondagens a percussão (SPT) com medidas para determinar a eficiência do ensaio;
- e) Caracterização dos solos dos locais selecionados a partir da realização de ensaios de laboratórios.
- f) Estimativa da eficiência das sondagens a percussão (SPT)
- g) Estimativas das capacidades de carga e os recalques das estacas executadas a partir dos resultados das sondagens.
- h) Determinação da capacidade de carga e dos recalques a partir dos resultados das provas de carga estacas (PCE).
- i) Comparação e análises dos resultados;
- j) Conclusões e escritura da dissertação.

4.2 Coleta de dados.

A coleta de dados foi realizada em duas empresas locais atuantes na área de fundações. Nelas foram coletados resultados de sete provas de cargas a compressão e quatorze sondagens a percussão (SPT). Todos os ensaios foram realizados na cidade de Fortaleza e na região metropolitana de Fortaleza (RMF), em diferentes locais e datas, incluindo o município do Eusébio, região metropolitana de Fortaleza. Os locais dos ensaios de prova de carga e as sondagens (SPT) consideradas nas análises do trabalho, encontram-se resumidos na Tabela 9.

Tabela 9 - Numeração dos ensaios e localização.

Estaca	Nº da prova de carga considerada	Nº da sondagem (SPT) considerada	Localização
01	01	01	Aldeota e Meireles, Fortaleza - CE
02	02	02	
03	03	03	
04	04	04	Região Metropolitana de Fortaleza. Eusébio – CE
05	05	05	
06	06		
07	07	06	

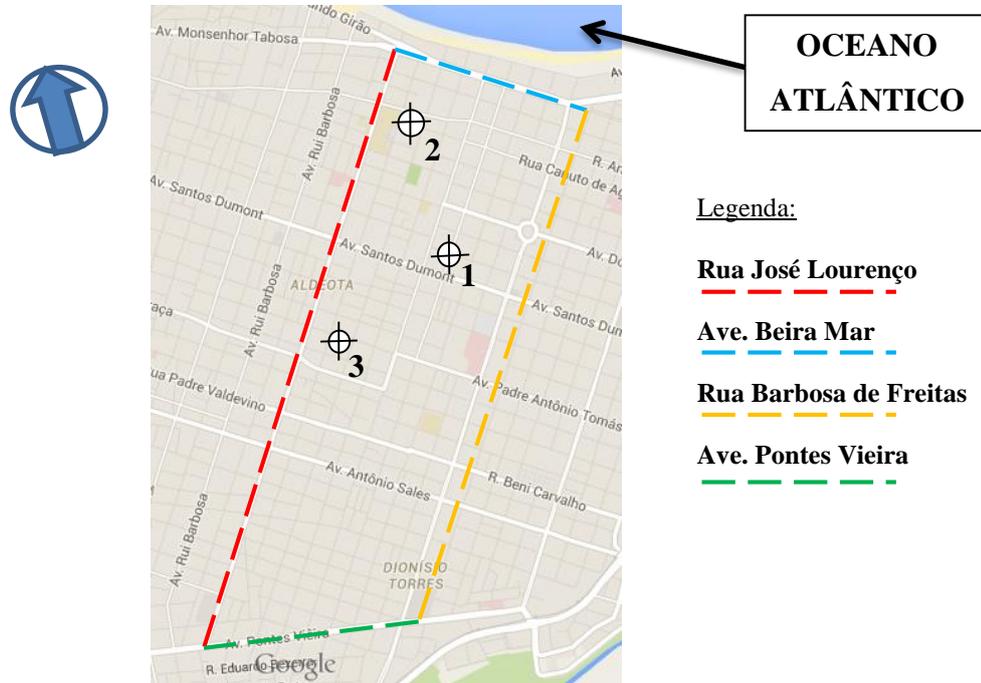
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

A seguir, são apresentados os dados das sondagens obtidos em cada uma das localidades citadas.

4.2.1 Sondagens coletadas

As locações das sondagens coletadas nos bairros Aldeota e Meireles (Figura 23) se limitaram a um “quadrilátero” de aproximadamente 6 km², compreendido entre as Ruas José Lourenço e Barbosa de Freitas (oeste e leste respectivamente) e as Avenidas Pontes Vieira e Beira Mar (Sul e Norte, respectivamente). Esta área abrange parte do bairro Aldeota e parte do bairro Meireles.

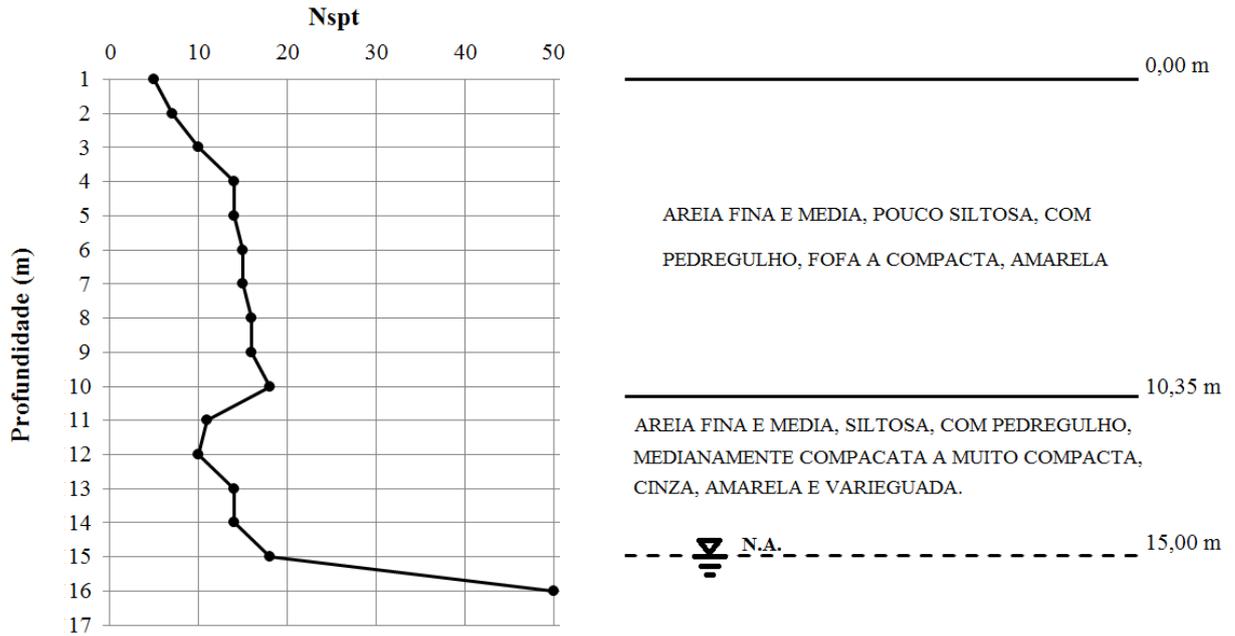
Figura 23 - Planta de localização das sondagens 01, 02 e 03.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Nas Figuras 24 à 26, apresentam-se os resultados das sondagens à percussão SP 01 à 03, situadas na mencionada área.

Figura 24 - Resultado da sondagem à percussão SP 01.

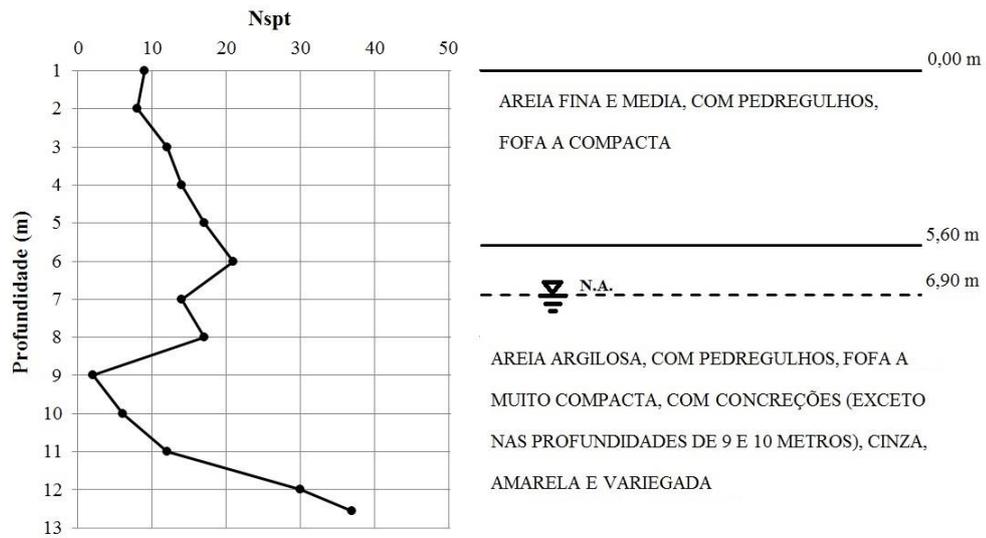


Fonte: Elaborada pelo autor (2015)

Na sondagem SP 01 observa-se que há uma espessa camada de areia fina e média até os 10,35 m de profundidade. Observam-se baixos índices de resistência (NSPT aproximadamente 5) nos 2 primeiros metros. A partir daí, o N_{SPT} tende a aumentar. O nível da água se encontra a 15 m de profundidade. Abaixo dessa, há uma areia siltosa até aproximadamente 16 m de profundidade (profundidade máxima alcançada no ensaio). A partir daí o solo apresentou-se impenetrável à percussão.

Na Figura 25, mostram-se os resultados da sondagem à percussão SP 02.

Figura 25 - Resultado da sondagem à percussão SP 02.

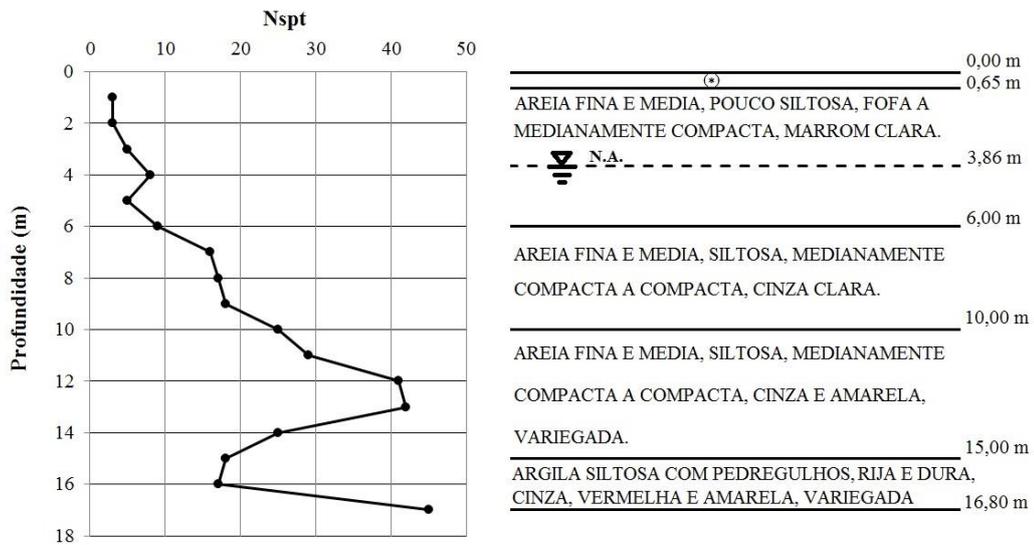


Fonte: Elaborada pelo autor (2015)

A sondagem SP 02 indica a presença de uma camada de areia fina e média, com variação da compactidade, até 5,60 m de profundidade. A resistência à penetração apresenta uma redução na profundidade de 9 à 10m. A partir daí o N_{SPT} aumenta gradativamente. Abaixo desta há uma camada de areia argilosa, com variação na cor e compactidade. O nível da água encontra-se a 6,9 m de profundidade.

Na Figura 26, mostram-se os resultados da sondagem à percussão SP 03.

Figura 26 - Resultado da sondagem à percussão SP 03.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A sondagem SP 03 apresenta uma pequena camada de aterro de 65 cm conformada por areia fina e fofa, pouco siltosa com resto de alvenaria, após observa-se uma espessa camada de areia fina a média até 6 m. Observam-se valores de N_{SPT} aumentando gradativamente em função da profundidade até 13 m. A partir daí os valores reduzem atingindo valores mínimos entre 15 e 20. A partir dessa profundidade o N_{SPT} , até o limite da sondagem. As camadas de solo entre 6 e 15 m são constituídas por uma areia fina e média, que varia na cor. Abaixo dessa, encontra-se uma camada de argila arenosa, rija a dura.

A coleta das sondagens SP 04, SP 05 e SP 06 foram realizadas no canteiro de obras de uma Fundação de pesquisa na área da saúde, localizada no Polo Industrial e Tecnológico da Saúde, localizado no Eusébio, na Região Metropolitana de Fortaleza. A planta de locação das sondagens é apresentada na Figura 27.

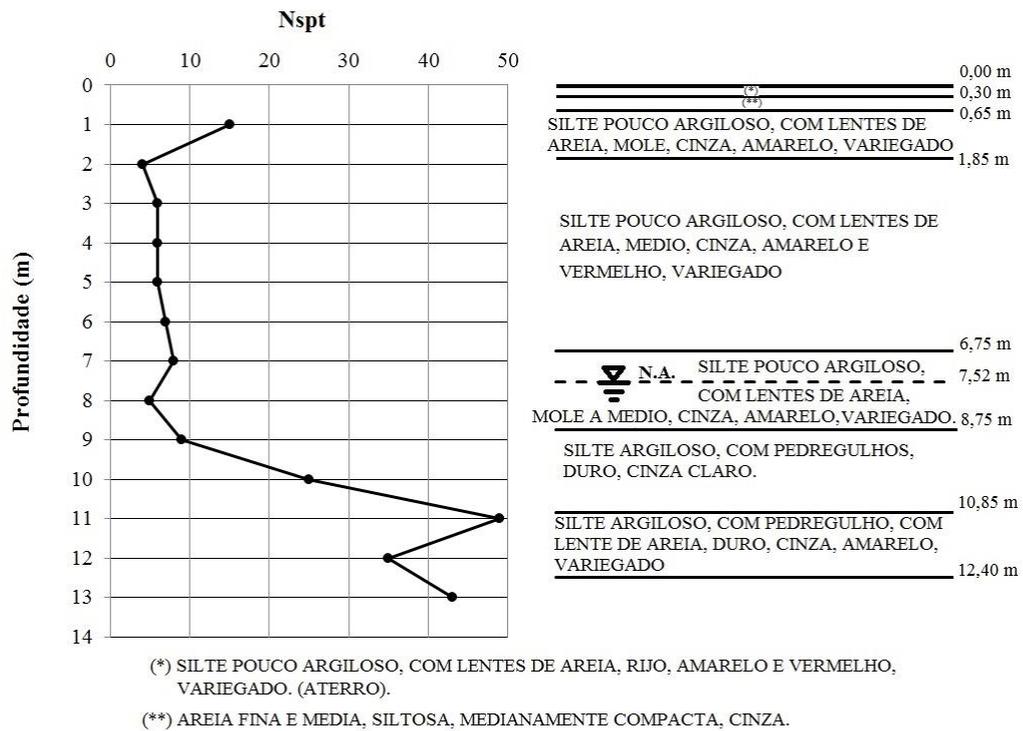
Figura 27 - Planta de locação das sondagens 04, 05 e 06.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Pela localização observa-se que os furos estão posicionados nos extremos e no centro do terreno. A Figura 28 apresenta os resultados da sondagem SP 04.

Figura 28 - Resultado da sondagem à percussão SP 04.

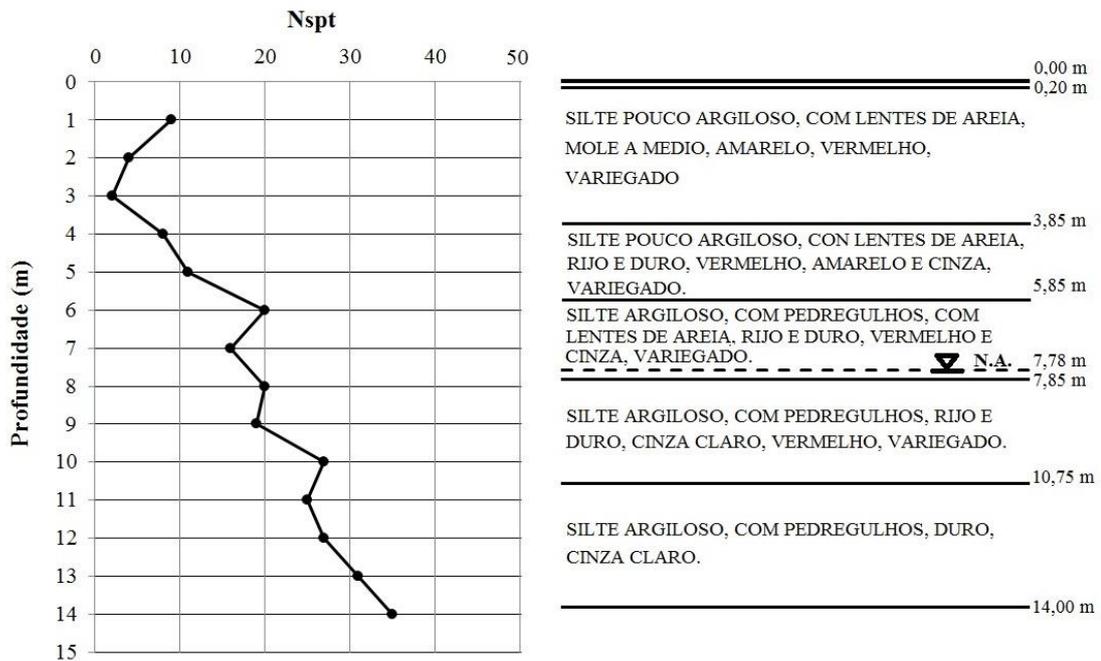


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A sondagem SP 04 apresenta uma fina camada de aterro de 30 cm de espessura composta por silte pouco argiloso. Subjacente a esta camada existe outra fina camada de areia fina a média até 0,65 m, medianamente compacta. De modo geral, após o primeiro metro de profundidade, as camadas de solo estão formadas por um silte pouco argiloso, até 8,75 m, aumentando a compactidade em função da profundidade, de mole a médio, e com variação de cor. A partir daí as camadas subjacentes são siltes argilos. O nível da água encontra-se a 7,52 m de profundidade. Observam-se valores de N_{SPT} baixos até os 8 m, ponto onde os valores começam a aumentar gradativamente.

Na sondagem SP 05 (Figura 29), observa-se que há uma fina camada (20 cm) de areia fina siltosa, de cor amarela utilizada como aterro. A continuação existe uma espessa camada de silte pouco argiloso até os 5,85 m, cuja compactidade varia em função da profundidade, até os 3,85 m, com compactidade variando de mole a médio. Nos dois próximos metros o solo encontra-se rijo e duro. A partir daí as camadas seguintes estão compostas por silte argiloso, rijo e duro, com variação na cor. O nível da água encontra-se a 7,78 m de profundidade. Os índices de resistência diminuem no início até atingir valores próximos de 1 nos 3 m de profundidade, após isso tendem a aumentar gradativamente.

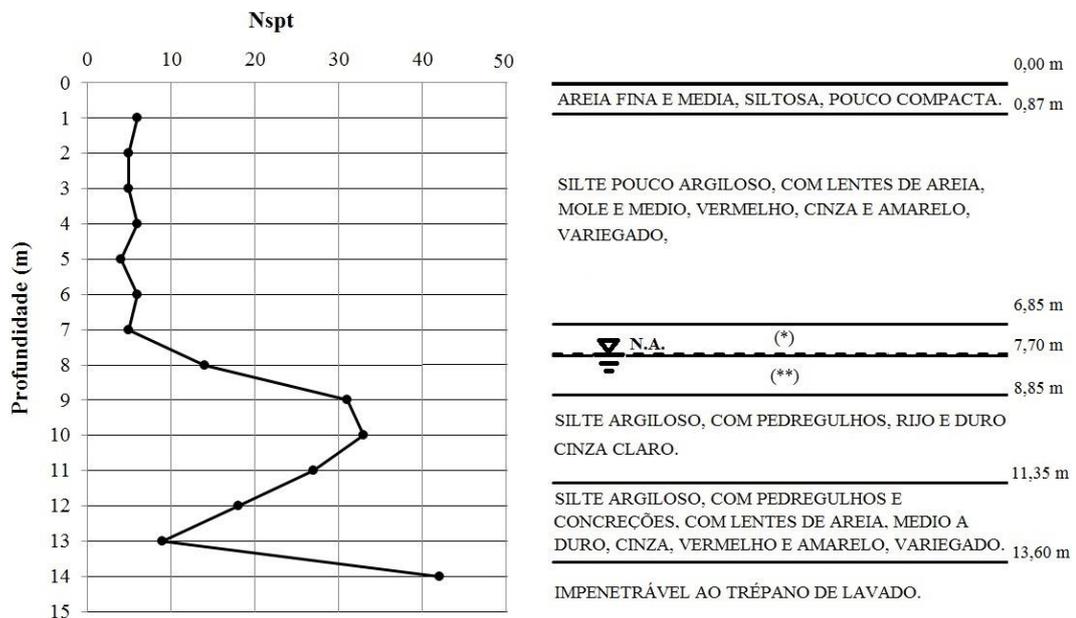
Figura 29 - Resultado da sondagem à percussão SP 05.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A seguir apresentam-se os resultados da sondagem SP 06.

Figura 30 - Resultado da sondagem à percussão SP 06.



(*) SILTE POUCO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS E CONCREÇÕES, COM LENTES DE AREIA, RIJO, VERMELHO, CINZA E AMARELO, VARIEGADO.

(**) SILTE ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COM LENTES DE AREIA, DURO, VERMELHO, CINZA E AMARELO, VARIEGADO.

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

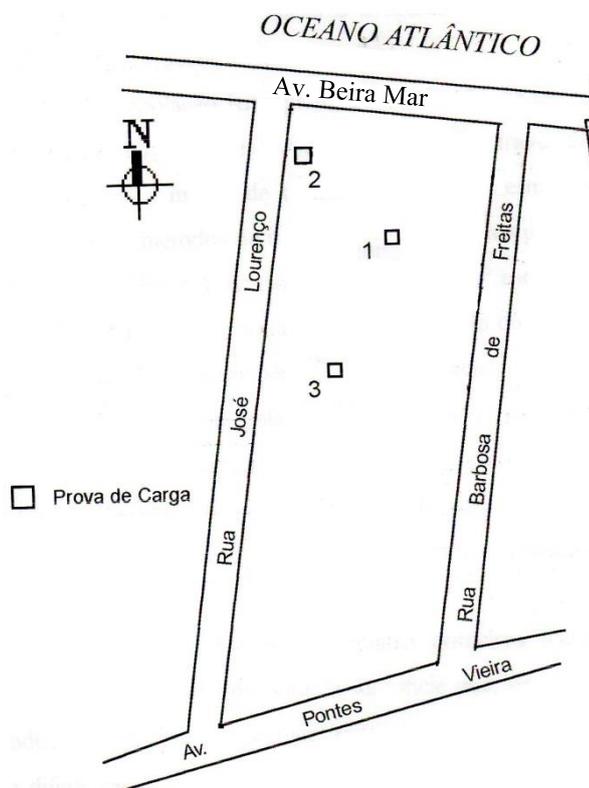
Pela sondagem SP 06 observa-se a existência de uma camada de 87 cm composta de areia fina siltosa, pouco compacta, em seguida, uma espessa camada de silte pouco argiloso,

cuja compacidade varia em função da profundidade, desde mole a duro, chegando até os 8,85 m. A partir daí as camadas seguintes estão compostas por silte argiloso, rijo e duro, com variação na cor. O nível da água encontra-se a 7,7 m de profundidade. Os índices de resistência são baixos (aproximadamente 6) até 7 m de profundidade, a partir daí tendem a aumentar gradativamente.

4.2.2 Resultados das provas de cargas coletadas

Conforme apresentado na tabela 9 desse capítulo, foram coletadas 7 provas de cargas nas áreas estudadas, 3 nos bairros Aldeota e Meireles e 4 no município Eusébio, região metropolitana de Fortaleza. A Figura 31 apresenta um esquema em planta da localização das provas de cargas correspondentes aos bairros Aldeota e Meireles.

Figura 31 - Localização das provas de carga 01, 02 e 03.



Fonte: Moura (1997), modificado pelo autor (2015).

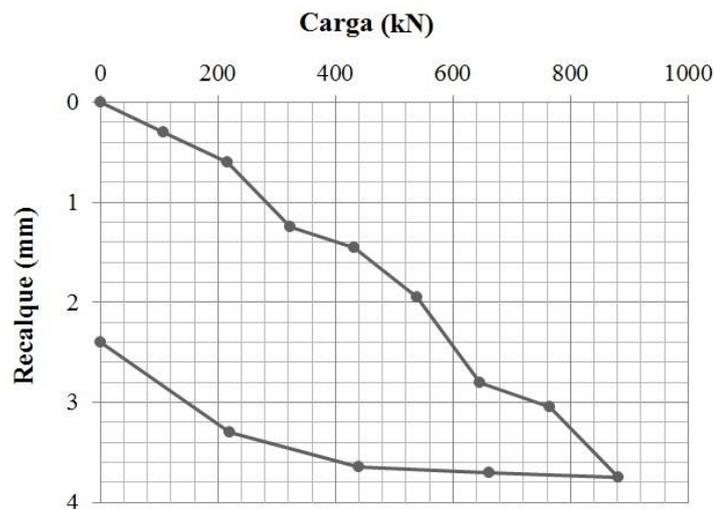
Os relatórios das provas de carga 01, 02 e 03, foram obtidos em uma empresa local. A metodologia executiva das mesmas foi a seguinte:

- As estacas ensaiadas foram de concreto armado de seção 30x30 cm;
- As cargas foram aplicadas com macaco hidráulico, em 7 ou 8 estágios. A descarga foi executada sempre em quatro estágios;
- Os recalques foram considerados iguais à média dos valores lidos em dois extensômetros apoiados sobre o topo da estaca, colocados em posições diametralmente opostas;
- Em todos os estágios de carga ou descarga, o carregamento foi mantido até observar a estabilização dos recalques sob cada carga aplicada, de acordo com a MB-3472/91 da ABNT.
- A cravação das estacas foi executada à percussão com martelo do tipo de queda livre e a penetração controlada por negas.

- Prova de carga 01

A prova de carga 01 foi realizada em uma estaca pré-moldada de concreto armado de 30 x 30 cm e comprimento de cravação de 7,0 m. As cargas foram transmitidas através de um macaco hidráulico em oito estágios, seis de 110 kN e dois de 120 kN, atingindo uma carga máxima de 882 kN. Pela figura 4.10 observa-se que não houve ruptura do solo. A descarga foi feita com quatro estágio de 225 kN (Figura 32).

Figura 32 - Curva carga – recalque da prova de carga 01.

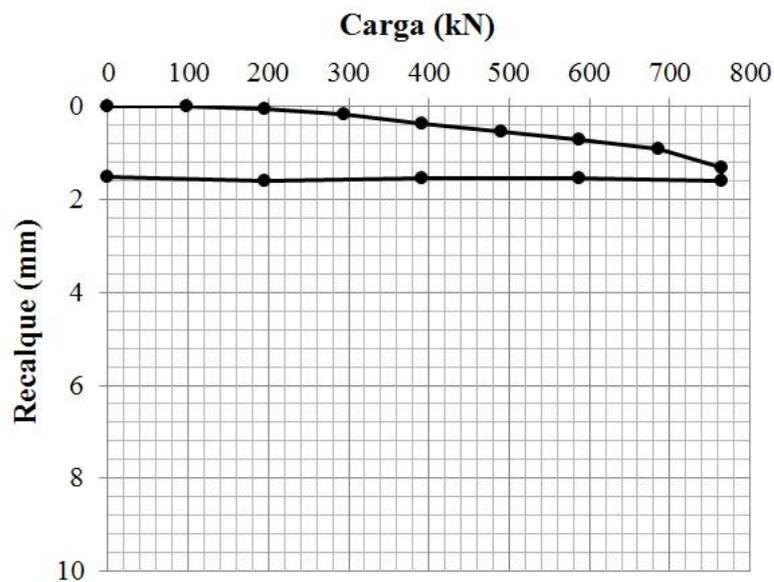


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

- Prova de carga 02

A prova de carga 02 foi realizada em uma estaca pré-moldada de concreto armado de 30 x 30 cm e comprimento de cravação de 7,5 m. As cargas foram transmitidas através de um macaco hidráulico em oito estágios, sete de 100 kN e um de 80 kN, atingindo uma carga máxima de 764,4 kN. Pela figura 4.11 observa-se que não houve ruptura do solo. A descarga foi feita em um estágio de 180 kN e três de 200 kN (Figura 33).

Figura 33 - Curva carga – recalque da prova de carga 02.

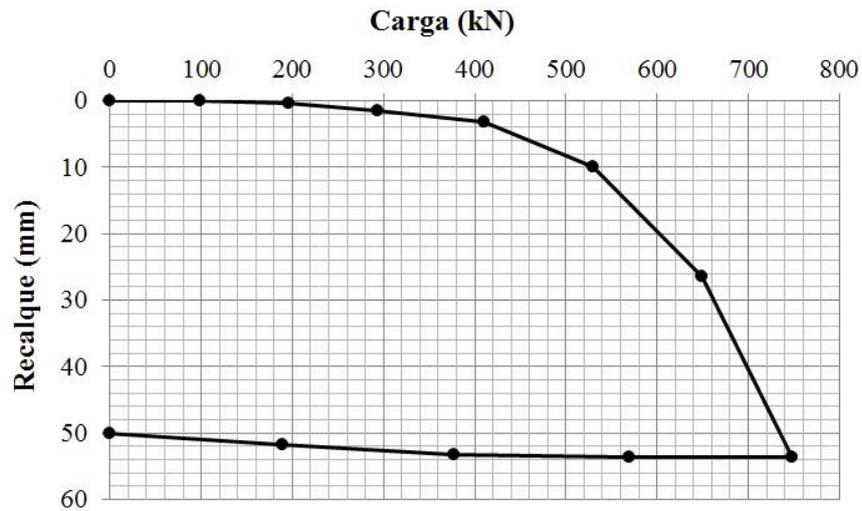


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

- Prova de carga 03

A prova de carga 03 foi realizada em uma estaca pré-moldada de concreto armado de 30 x 30 cm e comprimento de cravação de 3,9 m. As cargas foram transmitidas através de um macaco hidráulico em três estágios de 100 kN e três de 115 kN, atingindo uma carga máxima de 747 kN. Pela figura 4.12 observa-se que houve ruptura do solo após o quinto estágio de carga. A descarga foi feita com quatro estágios de 190 kN (Figura 34).

Figura 34 - Curva carga – recalque da prova de carga 03.

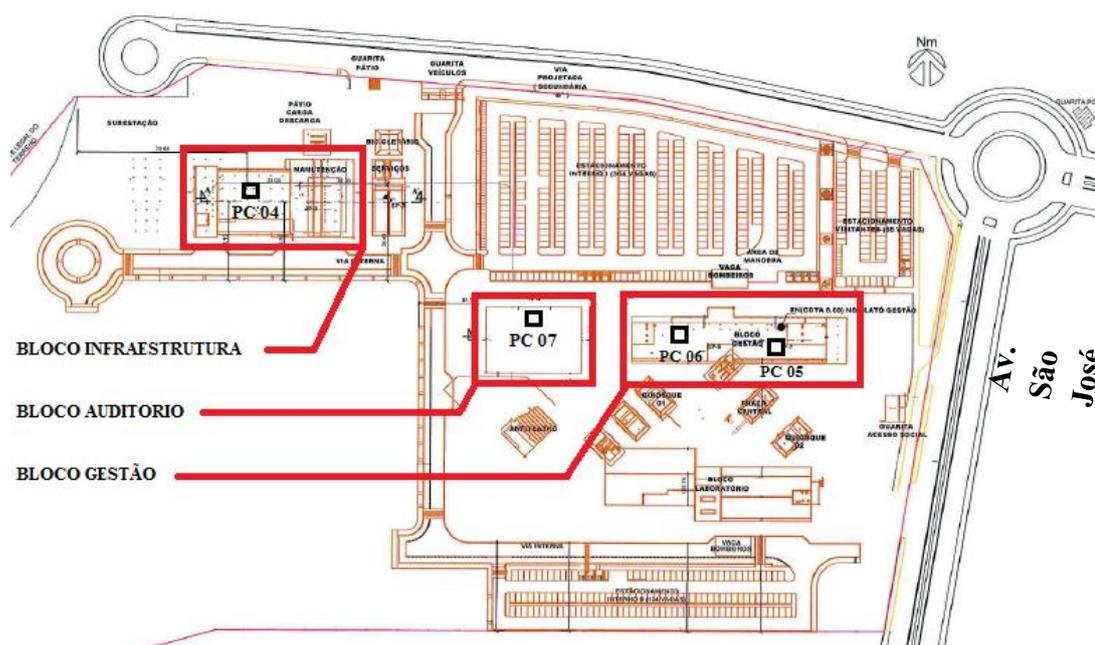


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Conforme apresentado anteriormente, a coleta dos dados referentes às restantes provas de cargas (04, 05, 06 e 07), foi realizada no canteiro de obras da unidade da Fundação, no Polo Industrial e Tecnológico da Saúde, localizado no Eusébio, na Região Metropolitana de Fortaleza (Figura 4.5). A localização (Figura 35) dentro do canteiro da obra foi a seguinte:

- Prova de carga 04: Bloco Infraestrutura;
- Prova de carga 05 e 06: Bloco Gestão;
- Prova de carga 07: Bloco Auditório.

Figura 35 - Localização das provas de carga 04, 05, 06 e 07.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

As provas de cargas a compressão foram executadas segundo o procedimento “*lento*” seguindo as orientações da norma brasileira ABNT NBR 12131/2006. A metodologia executiva das mesmas é a seguinte:

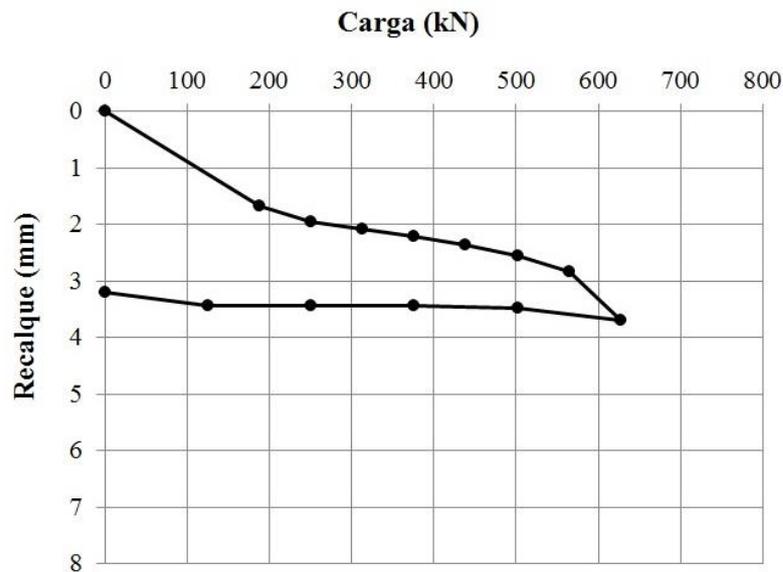
- As estacas ensaiadas foram de concreto armado de 25 x 25 cm, exceto na prova de carga 07, onde a seção transversal foi de 20 x 20 cm;
- As cargas foram aplicadas com um conjunto bomba e macaco hidráulico com capacidade de carga de 4900 kN,
- A aplicação da carga foi dividida em dez estágios de 62,7 kN, equivalente à 10% da carga de trabalho da estaca ensaiada, atingindo uma carga máxima de 627,2 kN, exceto na prova de carga 07, onde os dez estágios foram de 39,2 kN cada, atingindo uma carga máxima de 392 kN;
- A etapa de descarregamento foi dividida em 5 estágios em todas as estacas;
- A medição dos esforços foi feita através de célula de carga de capacidade de 1960 kN;
- Os recalques foram considerados iguais à média dos valores lidos em quatro extensômetros com escala de 0 a 30 mm e divisão 0,01 mm, apoiados sobre o topo da estaca e colocados em posições diametralmente opostas;

- Em todos os estágios de carga ou descarga, o carregamento foi mantido até observar a estabilização dos recalques, sob cada carga aplicada.
- Em nenhuma das provas de cargas (04, 05, 06 e 07) foi atingida a ruptura do solo.

- Prova de carga 04

A prova de carga 04 foi realizada em uma estaca pré-moldada de concreto armado de 25 x 25 cm e comprimento de cravação de 10,1 m, com carga de trabalho de 392 kN (Figura 36).

Figura 36 - Curva carga – recalque da prova de carga 04.

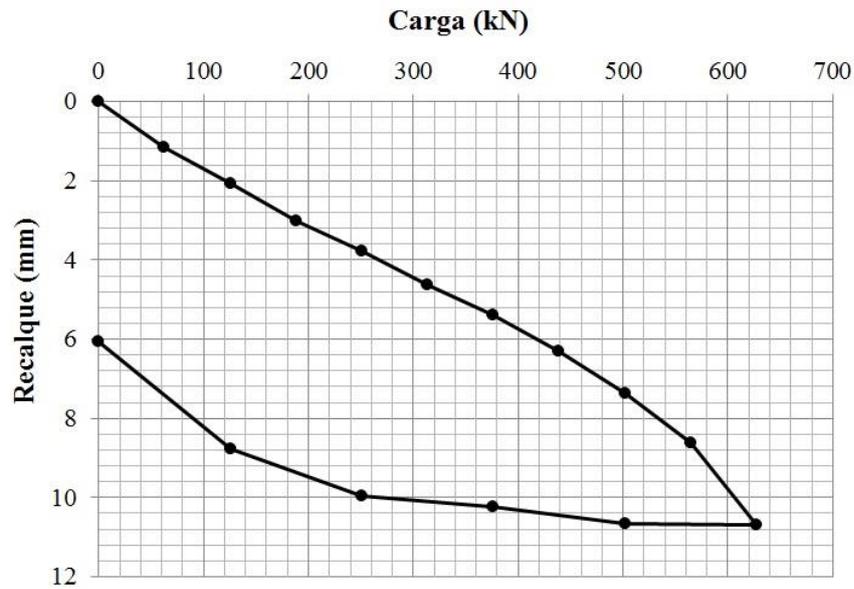


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

- Prova de carga 05

A prova de carga 05 foi realizada em uma estaca pré-moldada de concreto armado de 25 x 25 cm e comprimento de cravação de 7,5 m, com carga de trabalho de 392 kN (Figura 37).

Figura 37 - Curva carga – recalque da prova de carga 05.

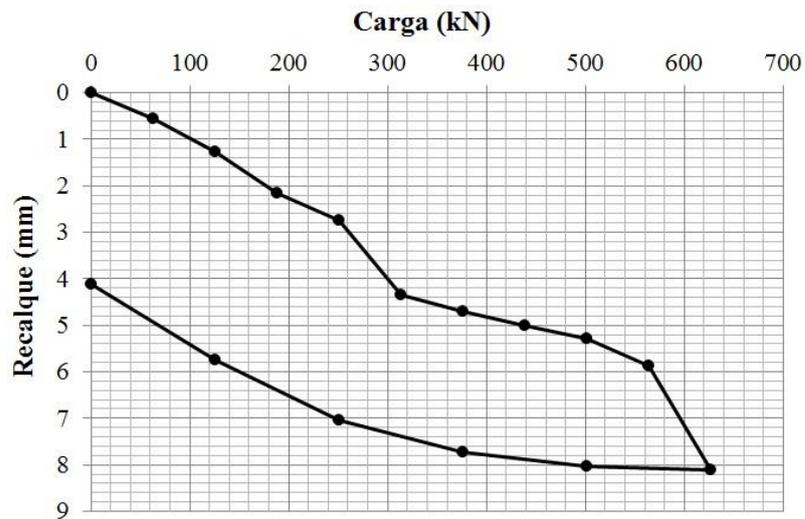


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

- Prova de carga 06

A prova de carga 06 foi realizada em estaca pré-moldada de concreto armado de 25 x 25 cm e comprimento de cravação de 7,6 m, com carga de trabalho de 392 kN (Figura 38).

Figura 38 - Curva carga – recalque da prova de carga 06.

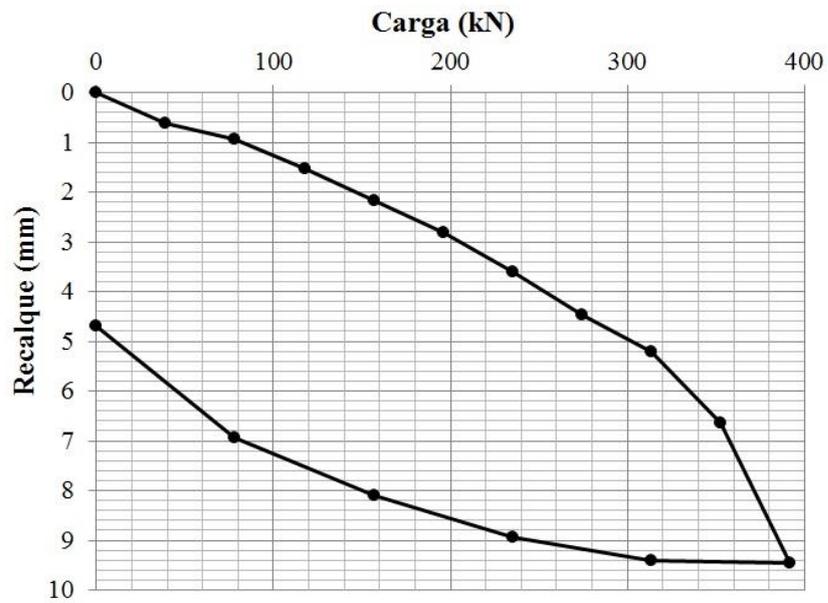


Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

- Prova de carga 07

A prova de carga 06 foi realizada em estaca pré-moldada de concreto armado de 20 x 20 cm e comprimento de cravação de 7,8 m, com carga de trabalho de 245 kN (Figura 39).

Figura 39 - Curva carga – recalque da prova de carga 07.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

5 ESTIMATIVAS DA EFICIÊNCIA DAS MEDIDAS DE SONDAGENS Á PERCUSSÃO

A sondagem à percussão (SPT) é o mais conhecido e utilizado método de investigação de campo existente. Os valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do ensaio é comumente empregado em projetos de fundações de obras civis. No entanto, o N_{SPT} do ensaio é influenciado pela energia proveniente do impacto do martelo do equipamento e que é transmitida ao barrilete amostrador através das hastes. De uma região para outra, e até mesmo dentro de uma mesma região, há uma grande diversidade de equipamentos fazendo com que haja uma grande variabilidade na energia transferida por cada equipamento.

O valor do N_{SPT} é influenciado pela energia proveniente do impacto do martelo, que é transmitida ao amostrador através das hastes. Entre países, entre regiões ou mesmo numa mesma região, há uma diversidade muito grande de equipamentos, de forma que parece natural ocorrer variabilidades na energia transferida por cada equipamento numa mesma profundidade de um mesmo tipo de solo.

No Brasil, vários pesquisadores têm buscado a bastante tempo uma efetiva compreensão do ensaio. De Mello (1971), já naquela época, se preocupava com a energia transferida às hastes da composição do equipamento no primeiro impacto do martelo, cujo cálculo foi inicialmente feito a partir da teoria newtoniana para impacto de corpos rígidos com coeficientes de restituição. A partir daí diversas formulações foram propostas objetivando a determinação da energia transferida durante o ensaio, e, segundo Belincanta et al. (1994), foi essa própria evolução do ensaio que tem garantido ao longo do tempo a sua permanência.

Ao contrário do que pressupõe a teoria newtoniana do impacto de corpos rígidos, o amostrador só percebe o impacto do martelo a partir do instante da chegada da onda longitudinal de compressão incidente, quando é iniciada a sua penetração. Segundo Belincanta et al. (1994) a energia contida num pulso de compressão é composta de duas parcelas: i) uma de deformação, que é devida à compressão do próprio material e, ii) outra cinética, devida ao movimento de agitação das partículas animadas pela passagem do pulso. Dessa forma, a energia transferida à haste (W_t) desde o início da propagação da onda ($t=0$) até um tempo t qualquer pode ser calculada por:

$$W_t = \int_{t=0}^t F.v.dt \quad (34)$$

Onde:

F = Registro de força em função do tempo;

V = Registro de velocidade de partícula, que corresponde à velocidade com que determinada partícula está animada, quando sujeita às tensões provenientes da passagem de um determinado pulso de tensão.

Assim, a partir de medições de força e velocidade numa seção no topo das hastes do equipamento de sondagem à percussão (SPT), pode-se determinar a energia transferida ao sistema haste-amostrador, integrando-se o sinal da força vezes o de velocidade em relação ao tempo nesta seção. A energia contida num pulso de compressão pode ser determinada pelas seguintes equações:

$$EFV = \int_{t=0}^{t=\max} F.v.dt \quad (35)$$

$$EF2 = \frac{c}{E.a} \int_{t=0}^{t(F=0)} F^2 .dt \quad (36)$$

$$E2F = \frac{c}{E.a} \int_{t=0}^{t=2l/c} F^2 .dt \quad (37)$$

As Equações 35 a 37 representam, respectivamente, os métodos EFV, EF2 e E2F. A literatura apresenta algumas expressões propostas para a previsão da energia transmitida (E_i), entre as quais pode-se citar as expressões de Fairhurst (1961), da teoria Newtoniana aplicada ao SPT (De Mello, 1971) e de Yokel (1982).

A teoria Newtoniana baseia-se no fenômeno do impacto entre corpos rígidos. Por ela, a fração da energia total transmitida (E_i) é função da massa do martelo (W) e da sua altura de queda (H), da massa das hastes e do amostrador (W_p), da eficiência do martelo (e') e do coeficiente de restituição (λ), de forma que:

$$E_i = (e'.W.H).(1 + \lambda)^2 . \frac{W.W_p}{(W + W_p)^2} \quad (38)$$

De acordo com Yokel (1982), a eficiência da energia transferida às hastes (h) em relação à energia disponível no instante do impacto, é função da massa das hastes (M_h) e do martelo (M_m) e é dada por:

$$\eta = 1 - \exp\left(-\frac{4.M_h}{M_m}\right) \quad (39)$$

Segundo Cavalcante (2002), a teoria Newtoniana é capaz de fornecer resultados concordantes quando comparada com as formulações de Schmertman e Palacios (1979) e Yokel (1982). Os fatores que contribuem na variabilidade da energia transferida às hastes e, portanto, nos resultados do SPT podem ser agrupados em três grupos: a) humano, b) de equipamento e c) de procedimento. Cada um desses, por si só, poderá influenciar fortemente nos resultados do ensaio.

Em decorrência das perdas citadas, podem surgir reduções consideráveis na velocidade de impacto do martelo do SPT com a cabeça de bater, de forma que se pode definir um índice, denominado de eficiência (e), o qual relaciona a energia teórica (E_t) à energia medida (E_{medida}) imediatamente antes do impacto através da seguinte equação:

$$e = \frac{E_{medida}}{E_t} \quad (40)$$

Nos Estados Unidos a maioria das correlações empíricas foram estabelecidas sob um nível de eficiência de 60% e o cálculo do índice de resistência à penetração correspondente e um nível de eficiência igual a 60% (N_{60}) é feito a partir da seguinte equação:

$$N_{60} \cdot E_{60} = N_{medido} \cdot E_{medido} \quad (41)$$

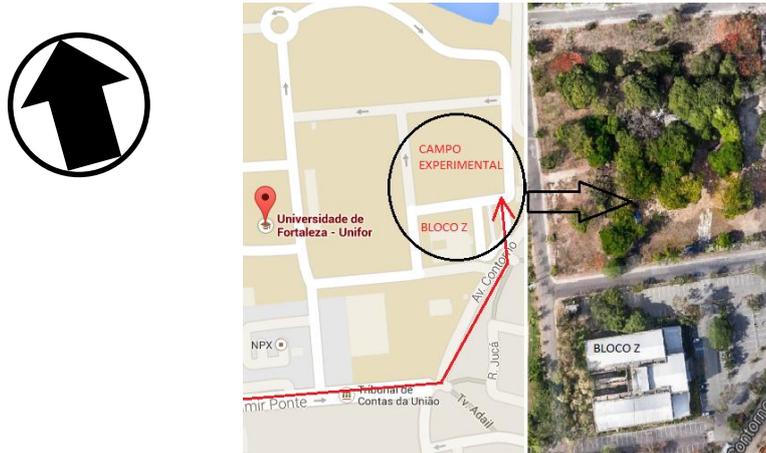
No Brasil, segundo Cavalcante (2002), os valores medidos até o presente indicam uma eficiência em torno de 83%, independente do comprimento da haste e da resistência do solo. Dessa forma, torna-se evidente a necessidade de correção dos valores do N_{SPT} medido para que, somente depois, possam ser usados em projetos de engenharia.

5.1 Local das estimativas de eficiência

A determinação da eficiência foi realizada a partir de sondagens à percussão executadas por três empresas distintas em um campo experimental da Universidade de Fortaleza – UNIFOR. A localização do campo experimental é mostrada na Figura 40.

Sego

Figura 40 - Localização do campo experimental.



Fonte: Google Maps (2014)

5.2 Sondagens a percussão realizadas e caracterização dos equipamentos utilizados

As sondagens foram realizadas no mesmo local por três empresas distintas, cada uma com suas características próprias. Dessa forma, com intuito de caracterizá-las foi realizado um levantamento de todas as características de cada um dos equipamentos das três empresas mencionadas. Neste trabalho é apresentado o detalhamento do equipamento e das sondagens de apenas uma das empresas mencionadas sendo esta a empresa que executou todas as sondagens utilizadas nesta pesquisa. O detalhamento das sondagens realizadas para as demais empresas podem ser encontradas em Santos (2014).

Na execução das sondagens, utilizou-se um trado concha de 3” e ao encontrar-se o nível d’água, ou material impenetrável a esta ferramenta, o furo foi revestido e prosseguido por lavagem até a profundidade do limite de sondagem.

Para medir a resistência do terreno à penetração e, para extração de amostras, foi utilizado um amostrador padrão com revestimento de 2” ½”, o qual era cravado no terreno por meio de sucessivos golpes de um martelo de 67,2 kg, valor esse um pouco diferente do fixado pela NBR 6484 (2001). Para elevar o martelo foi utilizado um sistema de levantamento com roldana simples e com soltura do martelo a queda livre com altura de aproximadamente 75 cm. Já a corda utilizada era nova, feita de sisal (como sugerido pela Norma). As hastes utilizadas

foram semelhantes às mencionadas na Norma Brasileira com uma massa de aproximadamente 30 N/m, porém vale mencionar que NBR 6484 (2001) sugere um valor mínimo de 32 N/m.

O amostrador SPT descrito na NBR 6484 (2001) é semelhante ao que foi usado pelas três empresas, exceto pelo comprimento. O comprimento do amostrador na NBR 6484 é 760 mm (aproximadamente), enquanto que o comprimento do amostrador utilizado é de 780/800 mm. A Figura 41 a), b) e c) apresenta os equipamentos utilizados no ensaio.

Figura 41 - Equipamento utilizado na sondagem, elementos principais. a) Martelo, b) Hastes, Luvas, Amostrador e Cabeça de Bater.

a)



b)



Fonte: Autor (2015).

Durante a cravação do amostrador, foram registrados os números de golpes necessários para fazer penetrar o amostrador no terreno a cada 15 cm, até a penetração total de 45 cm. As somas dos golpes das duas últimas parcelas de 15 cm, ou seja, os 30 cm finais de cravação foram apresentados sob a forma de gráfico nos perfis das sondagens. Porém, a contagem do número de golpes na prática do SPT brasileiro é feita pelo operador principal, sem a ajuda de qualquer dispositivo. Em outras palavras, os golpes são contados, memorizados e, em seguida, anotados. Foi observado que, em certo número de casos, o número de golpes não foi anotado corretamente, fato que é comum em outras séries de SPT no Brasil, devido ao procedimento utilizado. A Tabela 10 apresenta um resumo das características do equipamento utilizado no ensaio.

Tabela 10 - Características do equipamento utilizado.

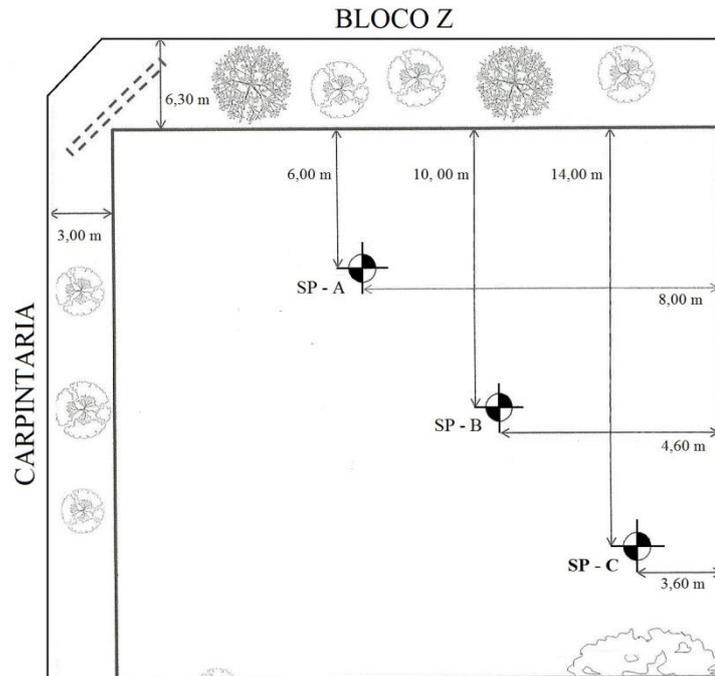
Elemento	Características	Observação
----------	-----------------	------------

Amostrador	Padrão	Comprimento: 80 cm Ø=3/8"
Tipo de martelo	Maciço	-
Cabo ou corda	Corda	Corda com bom estado
Peso do martelo (kg)	67,2	-
Peso do amostrador (kg)	6,15	-
Peso das hastes (kg/m)	3,01	-
Peso das luvas (kg)	0,25	-
Peso da cabeça de bater (kg)	0,948	-
Como o peso é solto	Queda livre	-
Diâmetro do furo (polegadas)	2"	-
Coxim de madeira	Não	-

Fonte: Autor (2015)

As sondagens a percussão SPT foram realizadas em três pontos distribuídos dentro do campo experimental, a fim de abranger toda a área do campo experimental e obter a maior quantidade de informação possível. A Figura 42 apresenta a locação das sondagens percussão SP- A, SP- B e SP- C.

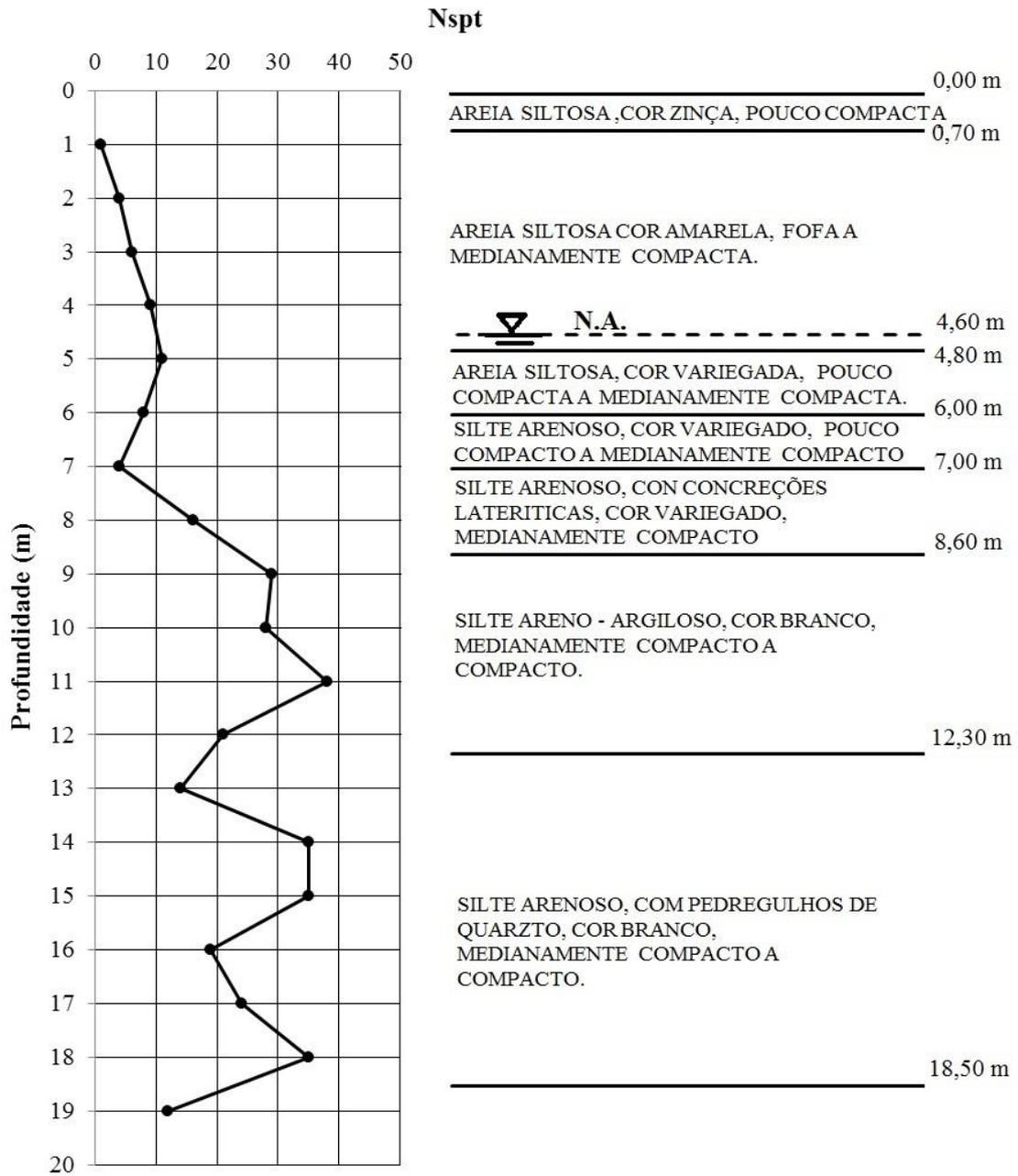
Figura 42 - Locação das sondagens SPT-01, SPT-02 e SPT-03.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

As Figuras 43 à 45 mostram os resultados das sondagens a percussão SP -A, SP - B e SP - C, realizadas e utilizadas para a obtenção da estimativa da eficiência. As Figuras também apresentam a estratigrafia do solo do campo experimental obtida a partir das sondagens realizadas, assim como informação do nível da água.

Figura 43 - Resultado da sondagem à percussão SP - A.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Figura 44 - Resultado da sondagem à percussão SP - B.

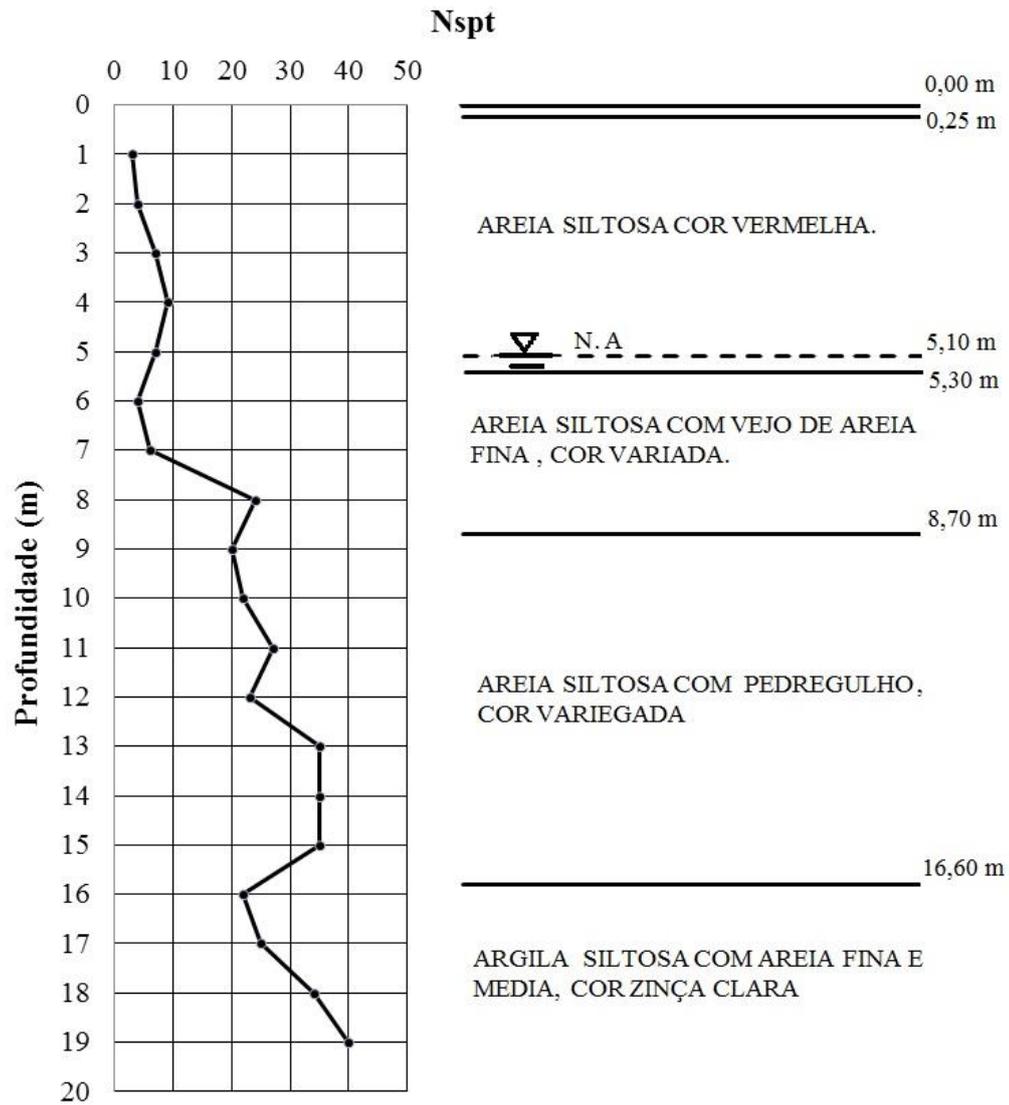
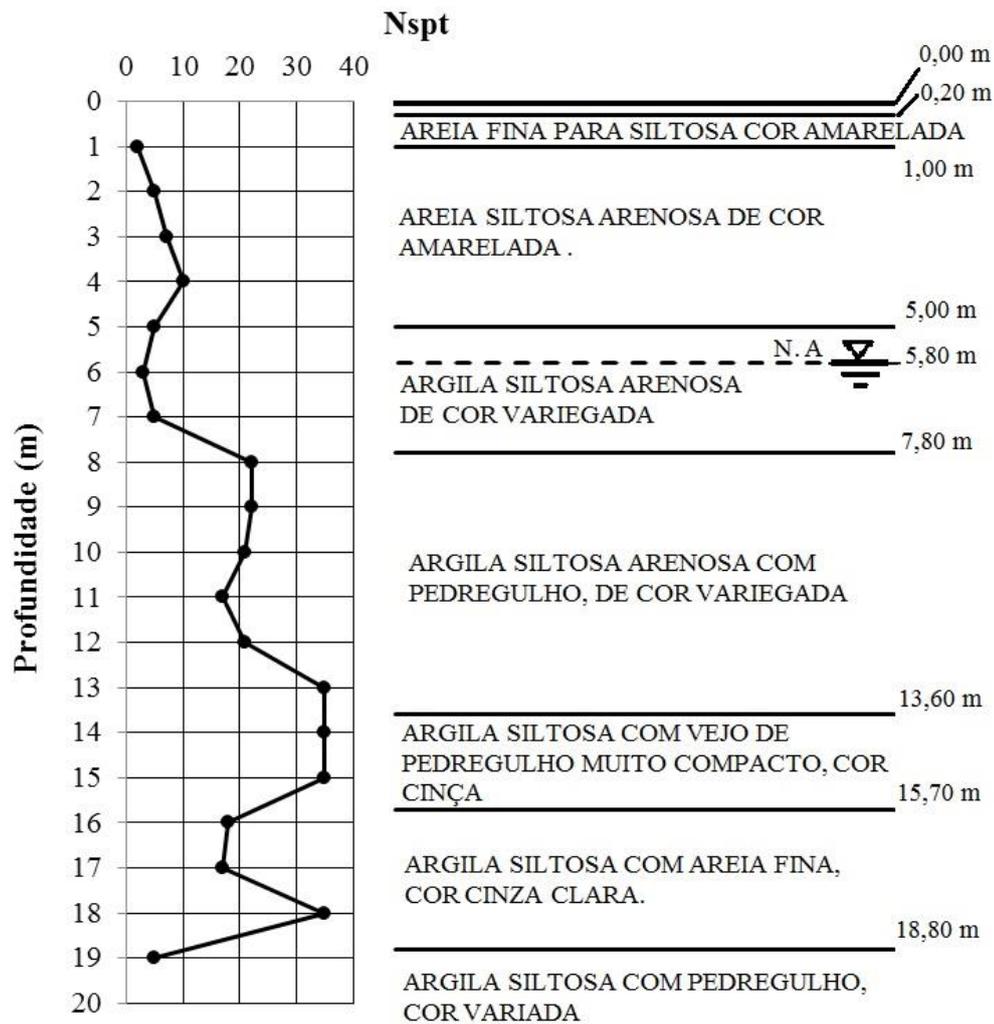


Figura 45 - Resultado da sondagem à percussão SP - C.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

5.3 Monitoramento da altura de queda e estimativa realizadas

O monitoramento da altura de queda das sondagens foi efetuado a partir da determinação da posição do martelo durante seu processo de levantamento e soltura. Para isso foi utilizado como referência um adesivo com uma escala em cm, e com uma mudança de coloração exatamente onde o martelo atinge os 75 cm de altura para facilitar a visualização. A Figura 46 mostra detalhes do sistema.

Figura 46 - Sistema de referencia para monitoramento da queda do martelo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Vale observar que todo o monitoramento foi filmado com o auxílio de uma câmera fotográfica. No entanto, para possibilitar a leitura dos valores das alturas de queda, foi utilizado o programa “Camtasia Studio” capaz de reduzir a velocidade de execução do vídeo ao ponto de se ter imagens com múltiplos quadros por segundo.

O processo de levantamento e soltura do martelo ao longo do ensaio foi, então, analisado quadro a quadro, identificando o ponto de altura máxima de levantamento (altura de queda). O processo de captura de imagens foi aplicado apenas nos golpes das profundidades de 6, 7, 8 e 9 m, por motivos pessoais do autor.

Objetivando identificar a eficiência das sondagens realizadas, foram realizadas estimativas de caráter preliminar da fração da energia total transmitida (Ei) a partir da expressão da teoria Newtoniana aplicada ao SPT (De Mello, 1971) e da expressão de Yokel (1982), cujas formulações, segundo Cavalcante (2002), são capazes de fornecer bons resultados quando se considera a hipótese do martelo rígido.

Para as estimativas da eficiência das sondagens realizadas nos três pontos do campo experimental, foram obtidas informações, conforme mencionado anteriormente, para a caracterização dos componentes dos equipamentos utilizados e dos procedimentos adotados nas sondagens de cada uma. As informações coletadas sobre os equipamentos das empresas foram

as seguintes: peso do martelo, peso das hastes, peso da cabeça de bater e peso do amostrador, tipo de martelo e tipo de corda/cabo. Já com relação ao procedimento, as informações colatadas foram: altura de queda (coletado como resultado do monitoramento realizado), como o peso é solto, diâmetro do furo, utilização de revestimento, utilização de coxim e comprimento da haste no momento das medidas.

Após a estimativa da energia transferida em campo e da subsequente eficiência (“e”), foi feita uma comparação entre as eficiências de cada uma das sondagens realizadas. Desse modo, em conformidade com a literatura (Cavalcante, 2002), decidiu-se utilizar um nível de eficiência padrão de 70% para corrigir os valores dos índices de penetração medidos em campo. Dessa forma, a partir dos valores de N_{SPT} corrigidos, foi possível fazer uma análise sobre a necessidade de correção desses índices medidos para que possam ser utilizados em projetos de engenharia.

5.4 Apresentação dos resultados das estimativas de eficiência realizadas

Conforme relatado anteriormente, utilizou-se a teoria de Newton aplicada ao SPT (De MELLO, 1971) para a estimativa das eficiências das sondagens realizadas, considerando a eficiência do martelo (‘e’) de 100% e o coeficiente de restituição (λ) igual a 1. A energia teórica coincide com a energia potencial do martelo, que é aproximadamente igual a 487,5 J, levando em conta a massa do martelo de 65 kg e uma altura de queda de 75 cm, conforme indicado pela NBR 6484 (2001).

O cálculo da energia real (E_i) e da eficiência utilizando alturas de queda medidas em campo para cada golpe das profundidades em estudo (do sexto ao nono metro de profundidade) foi realizado, e em seguida foi determinado um valor médio. Foram avaliados 9, 55 e 58 golpes nos locais SP-A, SP-B e SP-C, respectivamente, totalizando 122 golpes. As Tabela 11 a 13 mostram um resumo com todas as médias das alturas de queda (H), energias e eficiências estimadas, local e profundidade. Ressalva-se que não foi possível obter os dados referentes ao 7º, 8º e 9º metro da sondagem realizada no local SP-A.

Tabela 11 - Médias das alturas de queda e eficiências estimadas para o SP-A.

Local SPT-01							
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 6 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	256,58	0,77	411,49	487,5	84,41%

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Tabela 12 - Médias das alturas de queda e eficiências estimadas para o SP - B.

Local SPT-02							
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 6 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	256,58	0,72	385,21	487,5	79,02%
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 7 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	289,18	0,70	393,52	487,5	80,72%
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 8 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	319,28	0,73	429,58	487,5	88,12%
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 9 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	349,38	0,73	441,90	487,5	90,65%

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Tabela 13 - Médias das alturas de queda e eficiências estimadas para o SP - C.

Local SPT-03							
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 6 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	256,58	0,76	406,71	487,5	83,43%
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 7 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	289,18	0,71	403,70	487,5	82,81%
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 8 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	319,28	0,74	434,74	487,5	89,18%
Teoria Newtoniana (De Mello, 1971) - 9 m							
e	λ	W (N)	Wp (N)	H (m)	Ei (J)	E_teorica	Eficiencia
1	1	672	349,38	0,74	447,67	487,5	91,83%

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Analisando todos os valores de altura de queda coletados durante o ensaio, observa-se que, dos 122 golpes avaliados, apenas 27 golpes foram acima da média e 95 golpes foram abaixo ou iguais aos 75 cm estabelecidos pela NBR 6484 (2001); em porcentagem esses valores seriam na faixa de 22,13% e 77,87%, respectivamente.

Porém, verifica-se que em média as alturas de queda aplicadas nas sondagens foram bastante próximas a 75 cm, que é a altura padronizada, assim como o peso do martelo utilizado (671/672 N) também se assemelha ao que é recomendado pela NBR 6484 (2001) que é de 650 N.

Posteriormente, foi calculada então, uma nova média das eficiências, baseada nas eficiências do 6º, 7º, 8º e 9º metro de cada sondagem, para que se tenha um valor geral da eficiência por localização. A Tabela 14 mostra o resultado dos mencionados valores calculados.

Tabela 14 - Médias das eficiências pelo Método de Newton.

Método - T. Newton	
Local	Eficiência (%)
SPT-01	93,0
SPT-01	84,4
SPT-02	84,6
SPT-03	86,4

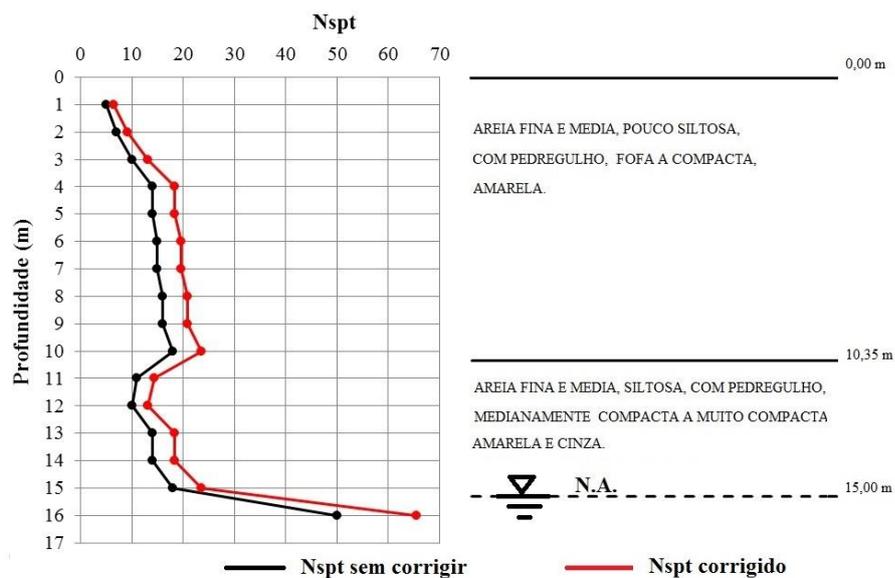
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Observa-se que as medias de eficiências obtidas através das estimativas em cada sondagem a percussão, são maiores que 80%, valor indicado na literatura pelo Cavalcante (2002). Outro trabalhos realizados pelo Moura et. al (2013) apresentaram valores de eficiência ainda menores.

5.5 Correção dos índices de resistência das sondagens utilizadas no local do estudo

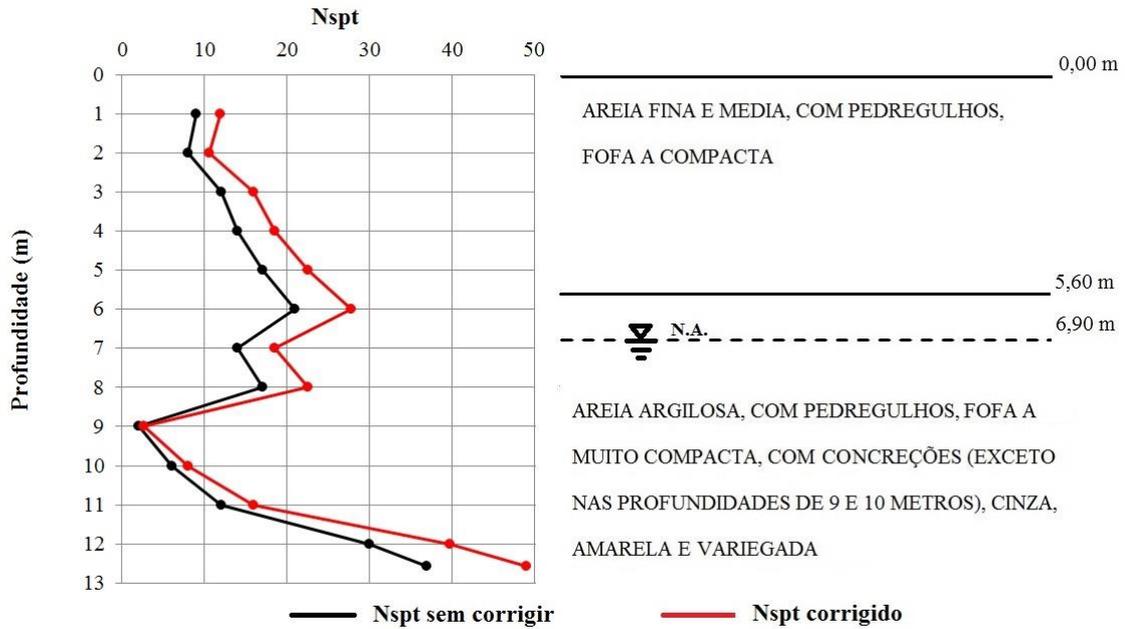
As eficiências apresentadas nas tabelas anteriores foram utilizadas na correção dos valores de N_{SPT} das sondagens 01 a 07. As figuras 47 a 52 ilustram o reflexo da correção dos índices de resistência (N_{SPT}) das sondagens ao longo da profundidade.

Figura 47 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 01.



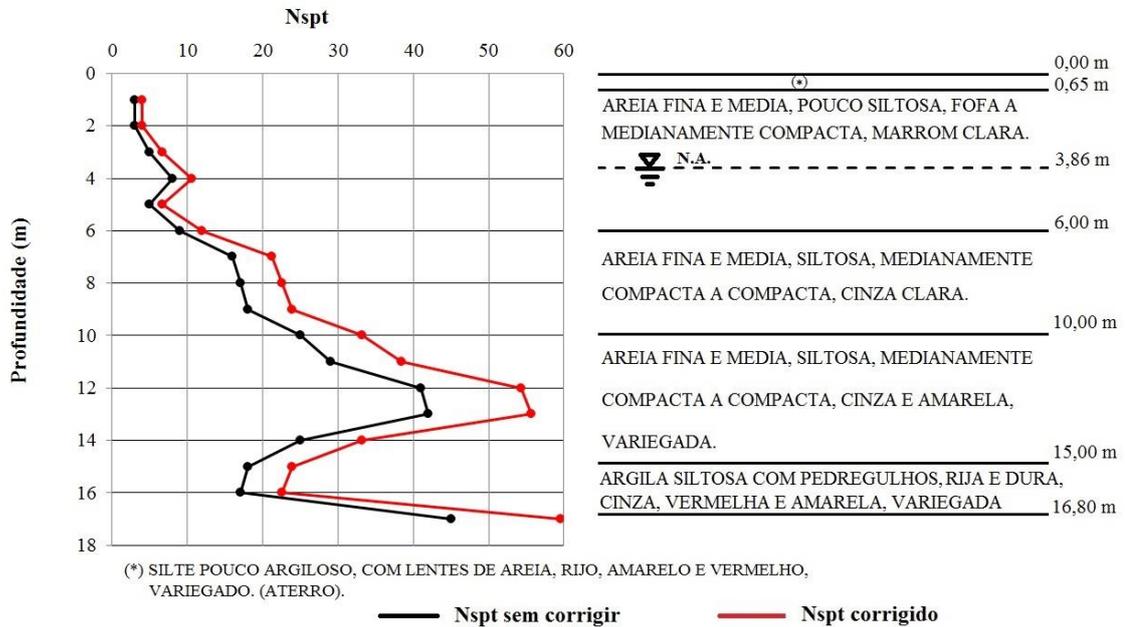
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 48 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 02.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

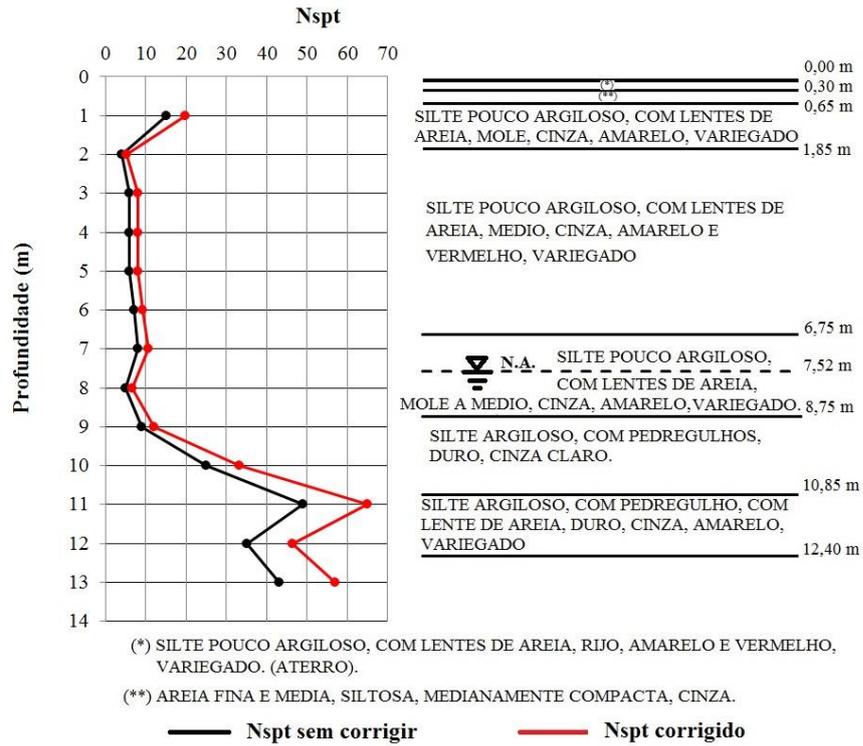
Figura 49 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 03.



(*) SILTE POUCO ARGILOSO, COM LENTES DE AREIA, RIJO, AMARELO E VERMELHO, VARIEGADO. (ATERRO).

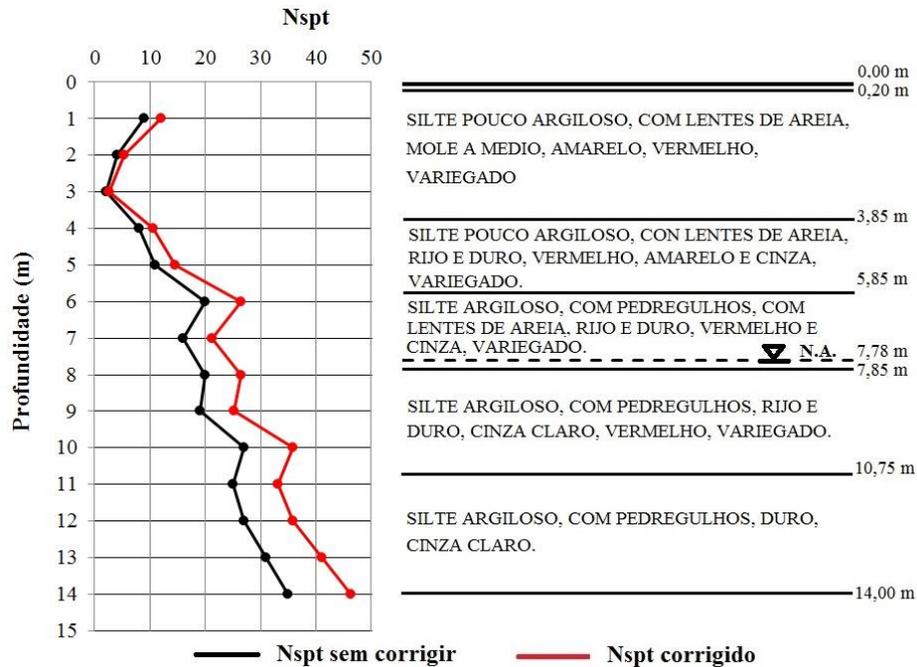
Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Figura 50 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 04.



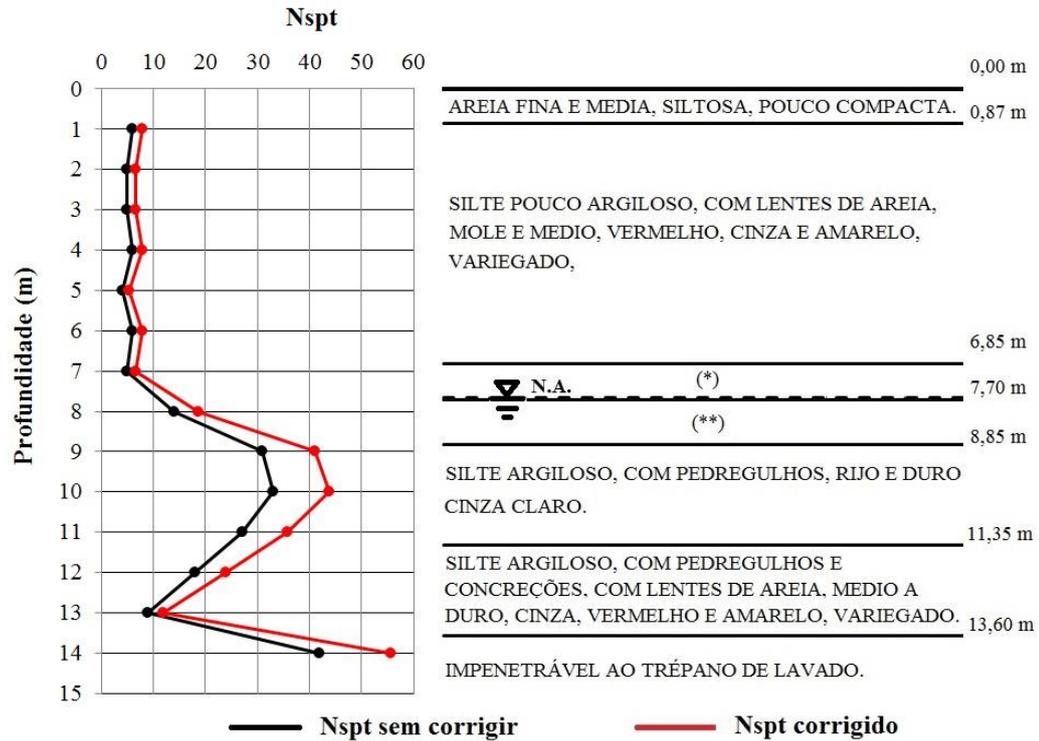
Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Figura 51 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 05.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 52 - Correção do NSPT para a sondagem a percussão SP 06.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

O reflexo da correção do N_{SPT} implicou na elevação do N_{SPT} variando de 2 a 15, para a sondagem SP 01, de 3 a 12 para a sondagem SP 02, de 1 a 15 para a sondagem SP 03, de 5 a 14 para a sondagem SP 04, de 3 a 11 para a sondagem SP 05 e de 2 a 14 para a sondagem SP 06.

6 ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 Análises da capacidade de carga

No presente capítulo são apresentados os resultados obtidos de previsão da capacidade de carga (Q_{ult}) para as 7 provas de cargas utilizadas presente pesquisa. Inicialmente apresentam-se os resultados das estimativas das Q_{ult} para as diferentes estacas analisadas, usando para o cálculo, métodos semi-empíricos baseados em valores do índice de resistência N_{SPT} (Standard Penetration Test) e a partir de provas de carga. Em seguida, são realizadas comparações entre os valores de Q_{ult} estimados e os valores determinados a partir das provas de carga.

As estimativas da capacidade de carga a partir de métodos semi - empíricos foram estimadas utilizando resultados de sondagens à percussão executados próximos às estacas analisadas. Os valores de Q_{ult} foram calculados utilizando-se valores de N_{SPT} corrigidos e não corrigidos em função da eficiência do ensaio.

6.6.1. *Estimativas da capacidade de carga a partir de métodos semi-empíricos*

Neste item é apresentado a previsão da capacidade de carga das fundações por métodos semi - empíricos. Os métodos utilizados foram os propostos pelos seguintes autores:

- Aoki e Velloso (1975);
- Monteiro (1997);
- Decourt e Quaresma (1982);
- Teixeira (1996).

Para cada método utilizado foram obtidos dois valores de capacidade de carga, um valor de $Q_{ult_{70}}$, baseado no valor de N corrigido, e outro valor baseado no valor sem correção, Q_{ult} . A metodologia para a correção dos valores de N_{SPT} foi baseada na eficiência do ensaio e apresentada no Capítulo 5. A utilização de valores de N_{SPT} corrigidos e não corrigidos para o cálculo de Q_{ult} , foi feita para observar preliminarmente se correções da eficiência do ensaio

levam, de fato, a estimas de capacidade de cargas mais consistentes. A seguir são apresentados os valores de Q_{ult} obtidos para cada método em cada estaca estudada.

- Estaca 01

Na Tabela 15 apresentam-se os valores das capacidades de cargas obtidas através dos métodos mencionados para a estaca 01.

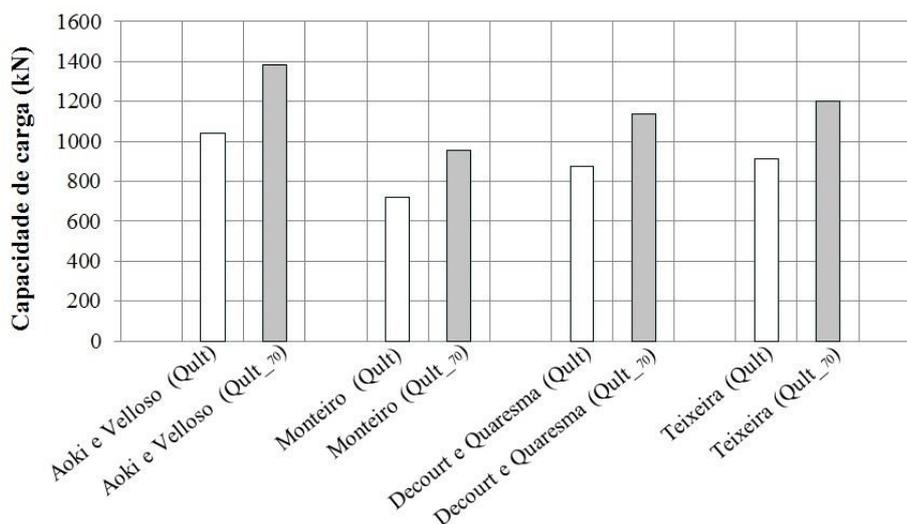
Tabela 15 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 01.

Método	Q_{ult} (kN)	$Q_{ult\ 70}$ (kN)
Aoki e Velloso (1975)	1044,31	1384,31
Monteiro (1997)	723,64	959,23
Decourt e Quaresma (1982)	872,41	1132,91
Teixeira (1996)	907,91	1203,50

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Vale observar, como descrito anteriormente, que a estaca 01 é pre-moldada quadrada de 30 x 30 cm e tem 7 m de comprimento. A Figura 53 mostra uma comparação entre os valores estimados da capacidade de carga da estaca 01.

Figura 53 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 01.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Na Figura 53, pode-se observar que os valores de capacidade de carga, obtidos através do método de Aoki e Velloso (1975), foram os mais elevados em comparação com os outros métodos utilizados. A comparação foi feita utilizando sempre valores correspondentes

entre os métodos, u seja, comparando sempre valores de capacidades de carga corrigidos de um método, com os análogos corrigidos de outro método. Para as demais análises a comparação foi baseada no mesmo critério. Os menores valores de capacidade de carga correspondem ao método de Monteiro (1997), e a diferença entre os resultados desse método e o método de Aoki e Velloso (1975) foi de 31.

- Estaca 02

Na Tabela 16 apresentam-se os valores estimados para a capacidade de carga da estaca 02.

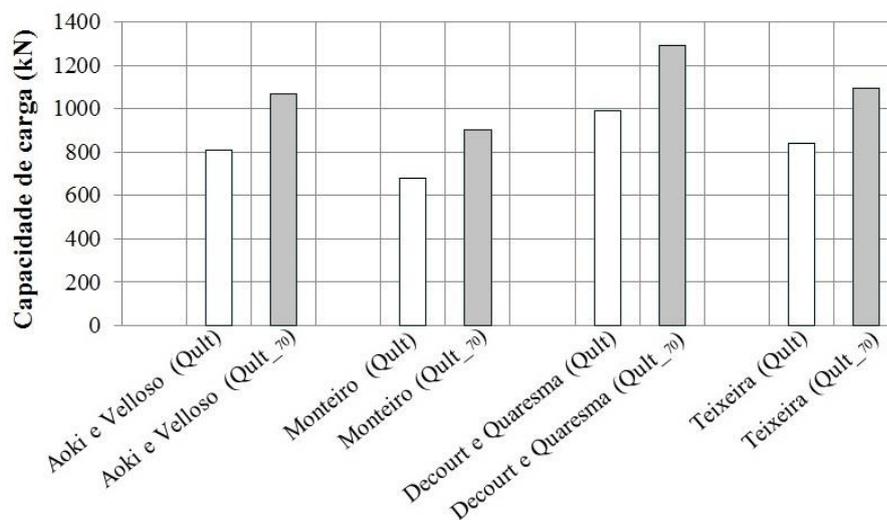
Tabela 16 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 02.

Método	Q_{ult} (kN)	Q_{ult 70} (kN)
Aoki e Velloso (1975)	805,22	1067,38
Monteiro (1997)	675,48	896,06
Decourt e Quaresma (1982)	992,77	1292,45
Teixeira (1996)	838,90	1096,24

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A estaca 02 também tem secção quadrada, de 30 x 30 cm, mas apresenta comprimento de 7,5 m. A Figura 54 mostra uma comparação entre os valores estimados da capacidade de carga da estaca 02.

Figura 54 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 02.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Neste caso, diferentemente da estaca 01, observa-se que os valores de capacidade de carga, obtidos através do método de Decourt & Quaresma (1982), foram os mais elevados em comparação com os outros métodos utilizados. Os menores valores de capacidade de carga neste caso continuam correspondendo ao método de Monteiro (1997), e a diferença entre os resultados deste método e o método de Decourt & Quaresma (1982), foi de 32%.

- Estaca 03

Na Tabela 17 apresentam-se os valores estimados para a capacidade de carga da estaca 03.

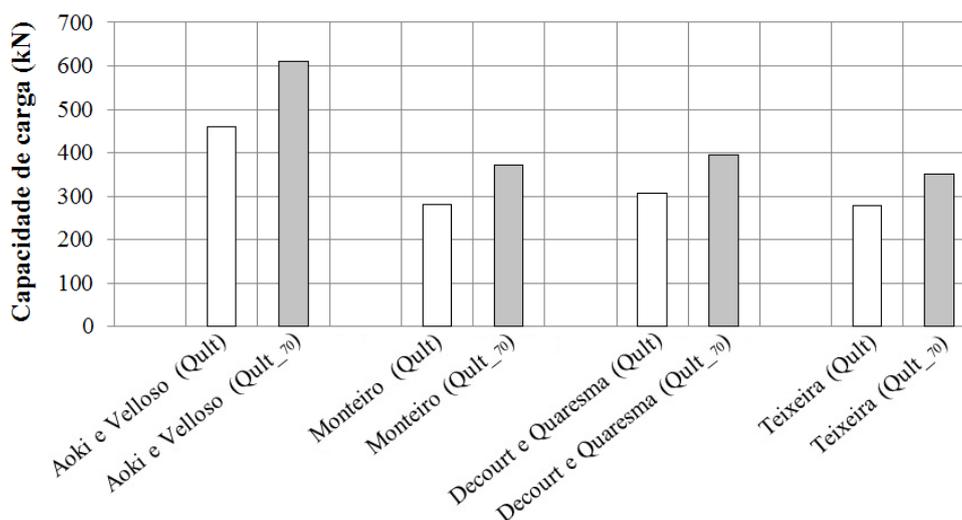
Tabela 17 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 03.

Método	Qult (kN)	Qult ₇₀ (kN)
Aoki e Velloso (1975)	460,72	610,71
Monteiro (1997)	280,55	371,89
Decourt e Quaresma (1982)	307,71	394,44
Teixeira (1996)	278,8	351,07

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A estaca 03 também tem secção quadrada, de 30 x 30 cm, mas apresenta comprimento de 3,9 m. A Figura 55 mostra uma comparação entre os valores estimados da capacidade de carga da estaca 03.

Figura 55 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 03.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Para o caso da estaca 03, apresentada na figura anterior (55), podemos observar como os valores de capacidade de carga obtidos através método de Aoki e Velloso (1975), foram os mais elevados em comparação com os outros métodos utilizados. Já os menores valores de capacidade de carga, neste caso, correspondem ao método de Teixeira (1996), e a diferença entre os resultados deste método e o método de Aoki e Velloso (1975), foi de 40%. Vale observar que, neste caso, os métodos de Monteiro (1997), Decourt e Quaresma (1982) e Teixeira (1996) apresentaram pouca variação entre os resultados das estimativas da capacidade de carga.

- Estaca 04

Na Tabela 18 apresentam-se os valores estimados para a capacidade de carga da estaca 04.

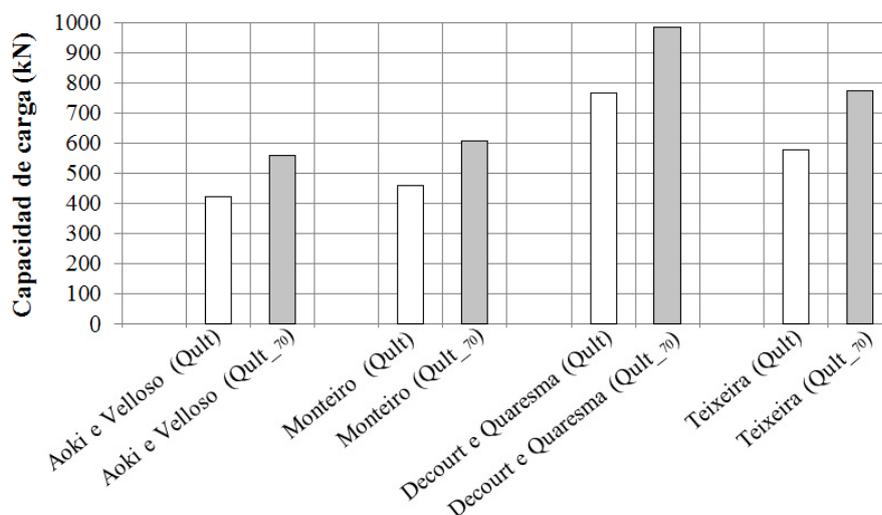
Tabela 18 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 04.

Método	Q_{ult} (kN)	Q_{ult_70} (kN)
Aoki e Velloso (1975)	423,06	560,79
Monteiro (1997)	458,57	607,87
Decourt e Quaresma (1982)	766,64	983,81
Teixeira (1996)	576,35	772,8

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A estaca 04 tem secção quadrada, de 25 x 25 cm, mas apresenta comprimento de 10,1 m. A Figura 56 mostra uma comparação entre os valores estimados da capacidade de carga da estaca 04.

Figura 56 - Valores de capacidade de carga obtidos para a estaca 04.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Neste caso, análogo à estaca 02, podemos observar como os valores de capacidade de carga obtidos, através do método de Decourt & Quaresma (1982), foram os mais elevados em comparação com os outros métodos utilizados. Os menores valores de capacidade de carga, neste caso, correspondem ao método Aoki e Velloso (1975), embora nos casos anteriores o menor valor nunca foi obtido com este método. A diferença entre os resultados deste método e o método de Decourt & Quaresma (1982), foi de 45%.

- Estaca 05 e 06

Para o cálculo das capacidades de carga das estacas 05 e 06 foram utilizados os resultados da sondagem 05, tal como se apresenta na tabela 4.1 do Capítulo 4. O motivo da escolha da mesma sondagem para o cálculo da capacidade foi devido a que as estacas encontravam-se mais próximas da sondagem 05 do que do resto das sondagens, pelo que os valores obtidos de capacidades de cargas foram iguais nas duas estacas (05 e 06), já que os valores utilizados de N_{spt} eram iguais. Na Tabela 19 apresentam-se os valores estimados para a capacidade de carga das estacas 05 e 06.

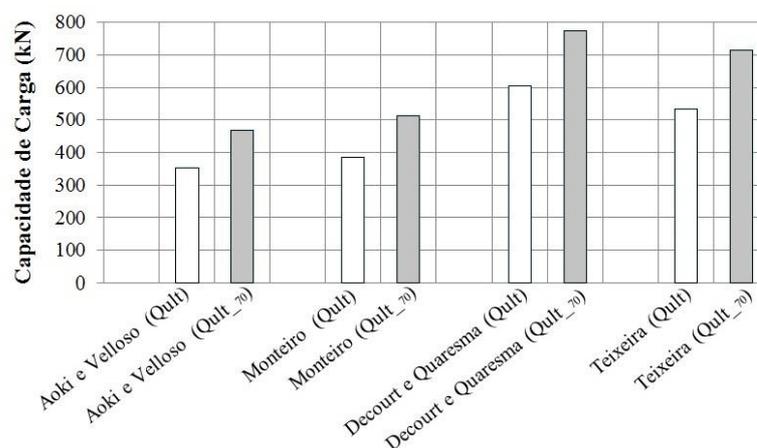
Tabela 19 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 05 e 06.

Método	Qult (kN)	Qult ₇₀ (kN)
Aoki e Velloso (1975)	353,53	468,63
Monteiro (1997)	386,59	512,45
Decourt e Quaresma (1982)	606,18	773,19
Teixeira (1996)	533,19	715,59

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

As estacas 05 e 06 também tem secção quadrada, de 25 x 25 cm, mas apresentam comprimento de 7,6 m. A Figura 57 mostra uma comparação entre os valores estimados da capacidade de carga das estacas 05 e 06.

Figura 57 - Valores de capacidade de carga obtidos para as estacas 05 e 06.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A análise para este caso é análogo à análise realizada anteriormente na estaca 04, pois o comportamento entre as diferenças de valores de capacidade de carga é igual, variando somente as porcentagens em que diferem os valores. A diferença entre o método que teve um valor maior de capacidade de carga (Decourt e Quaresma, 1982) com o método que teve um menor valor (Aoki e Velloso, 1975) foi de 41%.

- Estaca 07

Na Tabela 20 apresentam-se os valores estimados para a capacidade de carga da estaca 07.

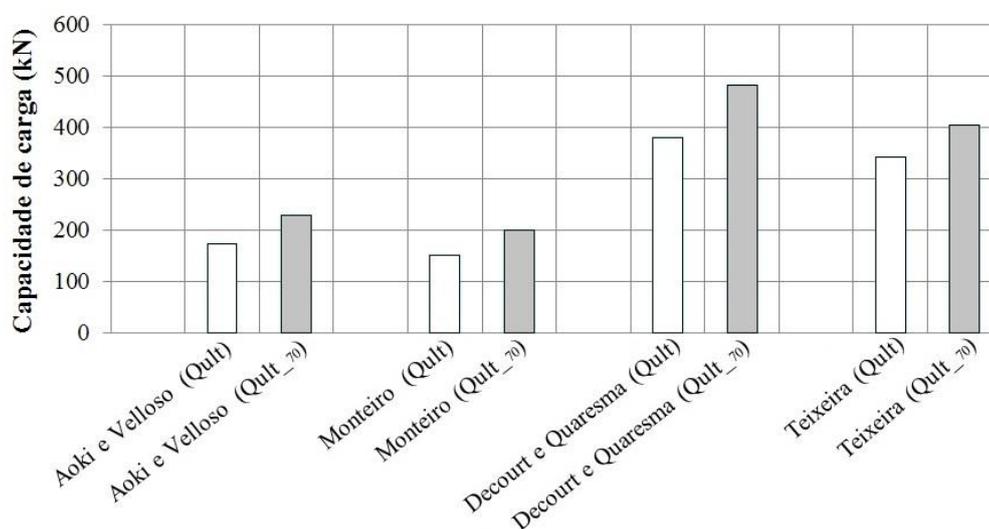
Tabela 20 - Resumo das estimativas da capacidade de carga da estaca 07.

Método	Qult (kN)	Qult₇₀ (kN)
Aoki e Velloso (1975)	172,96	229,26
Monteiro (1997)	151,2	200,43
Decourt e Quaresma (1982)	379,81	482,71
Teixeira (1996)	342,36	405,08

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A estaca 07 tem secção quadrada, de 20 x 20 cm, mas apresentam comprimento de 7,8 m. A Figura 58 mostra uma comparação entre os valores estimados da capacidade de carga da estaca 07.

Figura 58 - Valores de capacidade de carga obtidos para as estacas 07.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

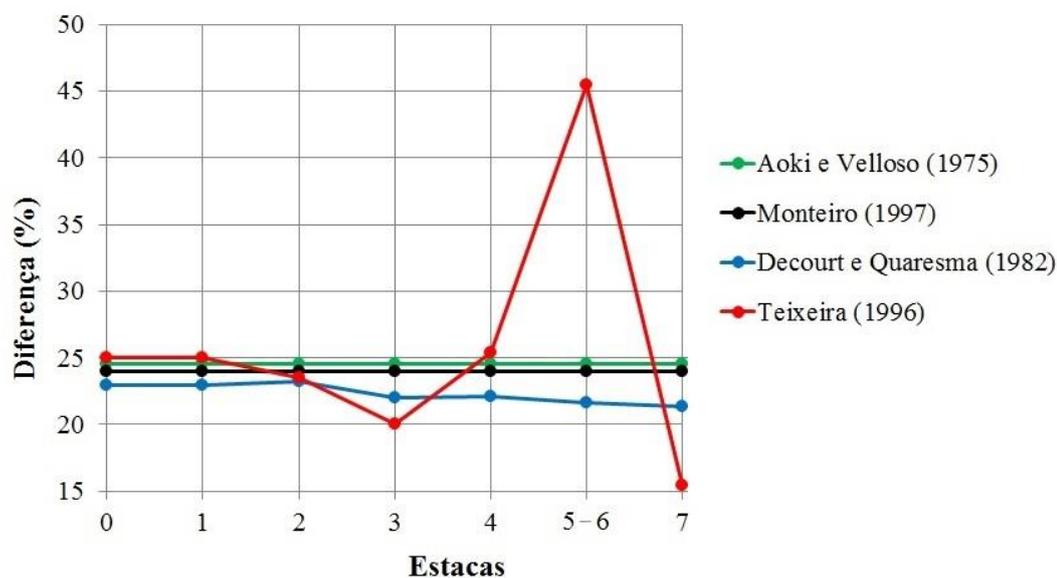
Na figura 58, podemos observar como os valores de capacidade de carga, obtidos através do método de Decourt e Quaresma (1982), foram os mais altos em comparação com os outros métodos utilizados. Os menores valores de capacidade de carga correspondem ao método

de Monteiro (1997), e a diferença entre os resultados desse método e o método de Decourt e Quaresma (1982) foi de 59%.

De forma geral, não foi observado tendência com relação utilizados para a previsão da capacidade de carga das estacas 01, 02 e 03. Atribui-se para esse fato a diferença nos perfis de sondagens, e por consequência, no tipo de solo. Já no caso dos valores das capacidades de carga das estacas localizadas no município de Eusébio (estacas 04 à 07), as previsões tiveram um comportamento similar, pois, os maiores valores estimados para a capacidade de carga corresponderam sempre ao mesmo método, nesse caso ao método de Decourt & Quaresma (1982), e os menores valores foram obtidos com o método de Aoki e Velloso (1975), exceto na estaca 07, que se deu pelo método de Teixeira (1996).

Com relação aos valores obtidos de capacidades de carga corrigidas, observa-se que, para todas as estacas as previsões realizadas com os superiores valores corrigidos do N_{SPT} são superiores aquelas obtidas sem correção. A diferença entre a previsão da capacidade de carga corrigida e a não corrigida em cada uma das estacas, foi de 25%, aproximadamente, no método de Aoki e Velloso (1975), e de igual valor com o método de Monteiro (1997), o seja, nesses casos a diferença foi constante para todas as estacas. Já para as previsões realizadas através do método de Decourt e Quaresma (1982), observa-se que a diferença variou para cada uma das estacas, encontrando-se diferenças de 21% a 23%, e de 15% a 25% para o método de Teixeira (1996). Vale ressaltar que este último foi o método que apresentou maior variação entre os valores de capacidade de carga estimados de cada estaca, variando numa faixa de um 10%. O gráfico da Figura 59 apresenta detalhadamente tais variações.

Figura 59 - Diferenças entre valores de capacidade de carga corrigidos e não corrigidos.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

6.6.2. Estimativas da capacidade de carga a partir de provas de cargas.

Procurando avaliar a utilização de fórmulas semi-empíricas para previsão da capacidade de carga última de estacas pré-moldadas, determinou-se a capacidade de carga de cada uma das estacas com base nos resultados das provas de carga apresentadas nas Figuras 32, 33, 34, 36 – 39.

Os métodos utilizados para o cálculo foram selecionados em função do tipo de ruptura do solo, e da frequência do seu uso na prática cotidiana dos profissionais da geotecnia. Para as estacas em que atingiu-se ruptura usou-se o método convencional da norma NBR 6122, além dos métodos propostos por Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Chin (1970). Para as provas de cargas que não foram rompidas, foi usado apenas o método de Van der Veen (1953).

A Tabela 21 a seguir mostra os métodos utilizados em cada prova de carga para o cálculo de capacidade de carga da estaca.

Tabela 21 - Métodos usados para o cálculo da capacidade de carga.

Estaca	Prova de Carga	Comp. da estaca (m)	Método
01	01	7,0	Van der Veen (1953)
02	02	7,5	
03	03	3,9	NBR 6122. Van der Veen (1953) Mazurkiewicz (1972) Chin (1970)
04	04	10,1	Van der Veen (1953)
05	05	7,6	
06	06	7,6	
07	07	7,8	

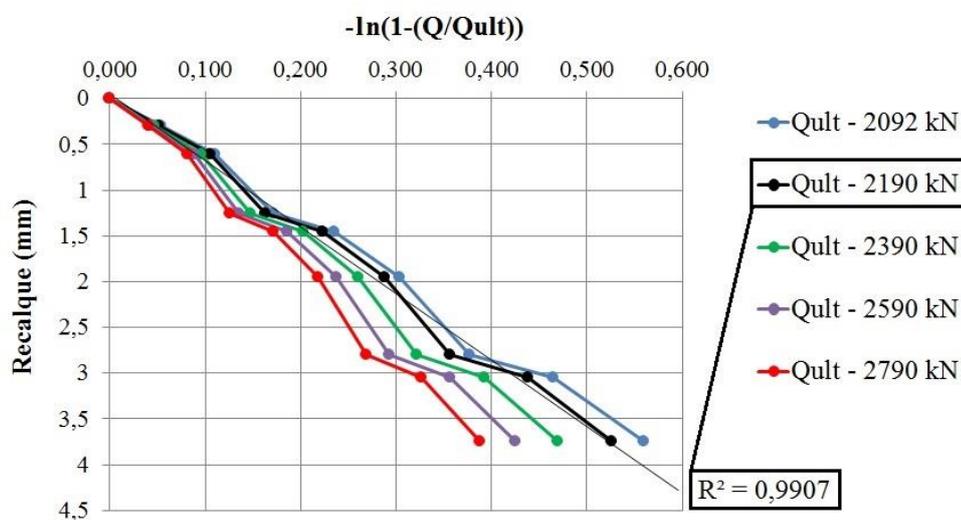
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Apresenta-se a seguir, os gráficos das previsões da capacidade de carga para cada prova de carga utilizada.

Tal como se observa na Tabela 21 a capacidade de carga da estaca ensaiada na prova de carga 01 foi calculada utilizando o método de Van der Veen (1953). No gráfico apresentado relaciona-se em um gráfico semi-logarítmico, os valores de $1-Q/Q_{ult}$ com os valores de recalque obtidos na prova de carga, arbitrando-se valores constantes de Q_{ult} . Quando os pontos se alinham aproximadamente em uma reta, considera-se que o valor arbitrado de Q_{ult} representa a carga de ruptura. A curva (desejada) mais próxima de uma linha reta foi determinada através de correlação linear simples dos dados. A correlação linear procura medir a relação entre duas variáveis quaisquer, através da disposição dos seus pontos em torno de uma reta. O símbolo R^2 é frequentemente denominado de coeficiente de determinação e tem por objetivo avaliar a qualidade do ajuste.

A Figura 60 mostra o gráfico obtido para a prova de carga 01, onde o eixo das abscissas corresponde aos valores de $-\ln(1- (Q/Q_{ult}))$ e o eixo das ordenadas aos valores de recalque. Neste caso a curva correspondente ao Q_{ult} arbitrado de 2190 kN foi a que mais aproximou de uma reta.

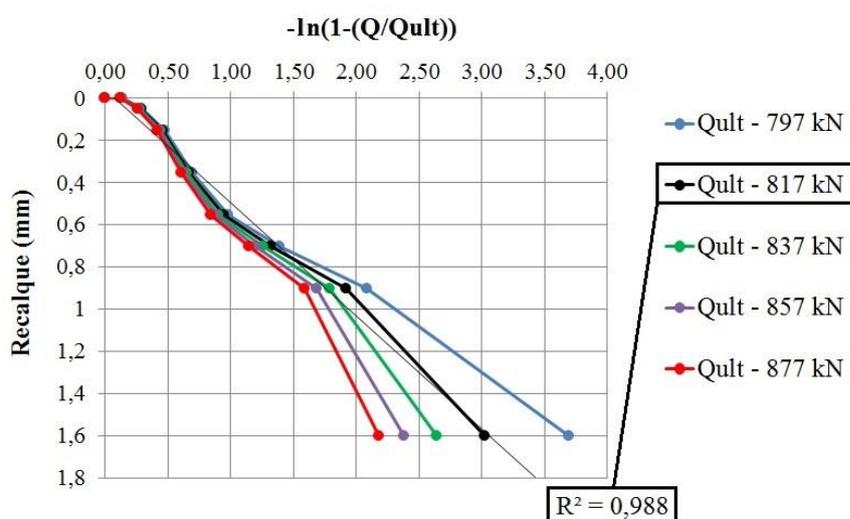
Figura 60 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 01.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015)

De acordo com o gráfico da Figura 61 observa-se que a curva correspondente a Q_{ult} igual 817 kN é a que mais se enquadra no critério de Van der Veen. Dessa forma, a capacidade de carga da estaca ensaiada na prova de carga 02 é de 817 kN.

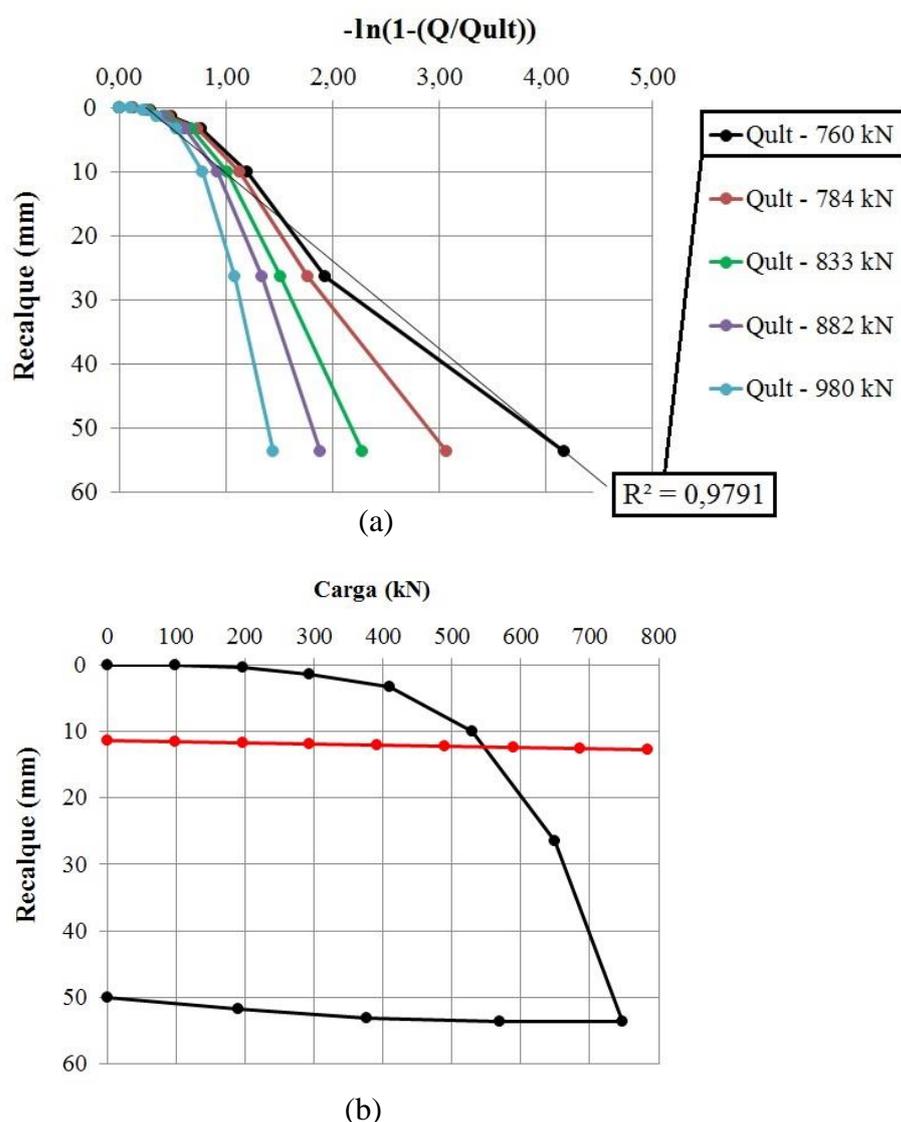
Figura 61 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 02.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Na Figura 62 (a) apresenta-se o gráfico obtido a partir da utilização do método de Van der Veen para a estaca da prova de carga 03. Apesar das curvas serem menos suaves, a que correspondeu a carga de ruptura de 760 kN foi a que mais se aproximou de uma reta. Dessa forma, essa é a capacidade de carga do sistema solo - estaca obtida através desse método. Já no caso do item (b) dessa mesma figura, observa-se o valor de Q_{ult} obtido através do método da norma NBR 6122 (2010). O valor da capacidade de carga neste caso é retirado do gráfico exatamente no ponto onde ocorre a intersecção das duas curvas. Neste caso a intersecção ocorreu para uma carga de 550 kN. Para esta mesma prova de carga foram determinados mais valores de capacidade de carga através de outros métodos, cujos resultados são encontrados em uma tabela resumo e apresentados ao final deste item.

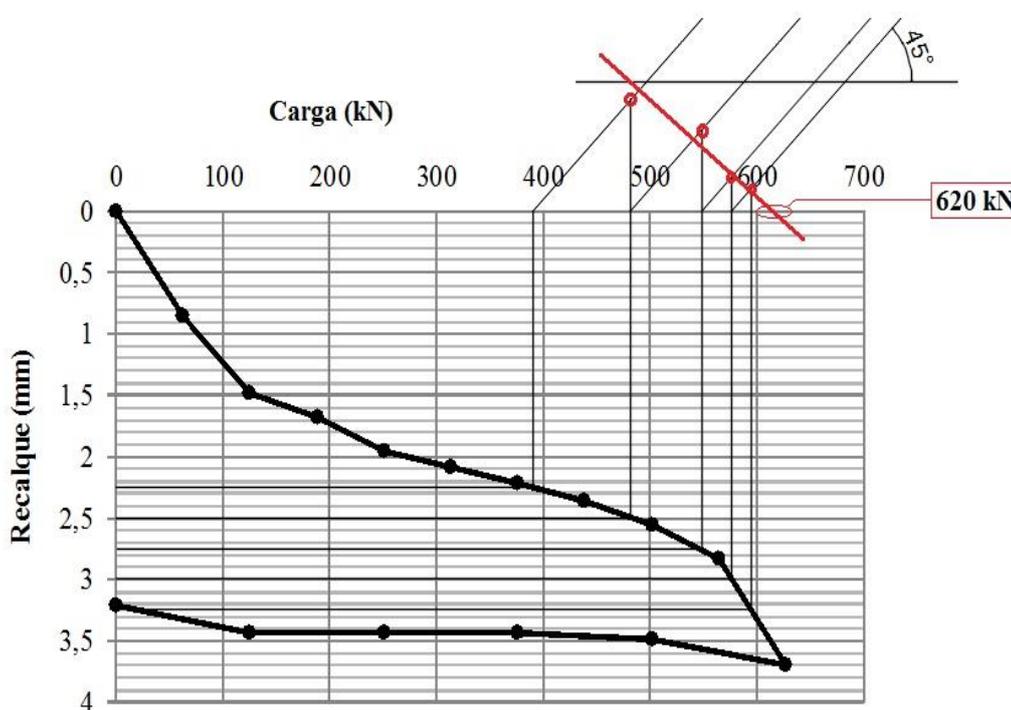
Figura 62 - Utilização do método de Van der Veen e da NBR 6122/2010, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 03.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

No caso da prova de carga 04 não foi possível usar o método de Van der Veen (1953), pois as curvas obtidas nesse método não se ajustavam para um valor máximo do coeficiente de determinação (R^2), não obtendo dessa maneira uma boa qualidade do ajuste, ou seja, quanto mais alto era o valor da Q_{ult} usado no cálculo, maior era o valor obtido para o R^2 , chegando a atingir valores completamente inconsistentes da capacidade de carga do sistema solo – estaca da prova de carga 04. Outros métodos como Chin (1970) também não apresentaram resultados inconsistentes. Dessa forma, foi adotado para esta estaca o método de Mazurkiewicz (1972), cuja utilização é apresentada na Figura 63. O valor obtido de capacidade de carga através desse método foi de 550 kN, e o intervalo de deformação utilizado para a construção das linhas necessárias para a aplicação do método foi de 0,25mm.

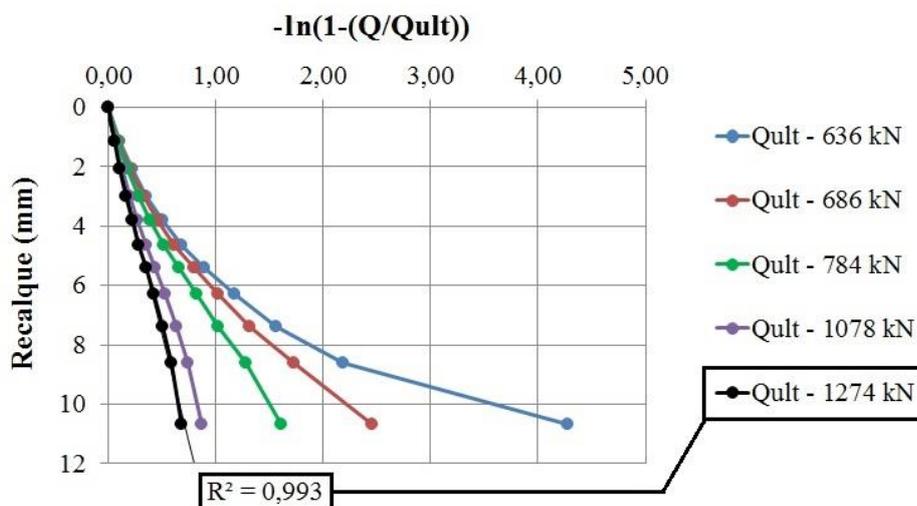
Figura 63 - Utilização do método de Mazurkiewicz, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 04.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Na Figura 64 observa-se que a curva correspondente a Q_{ult} igual a 1274 kN se aproxima bastante de uma reta. A capacidade de carga última do solo neste caso é, portanto, de 1274 kN.

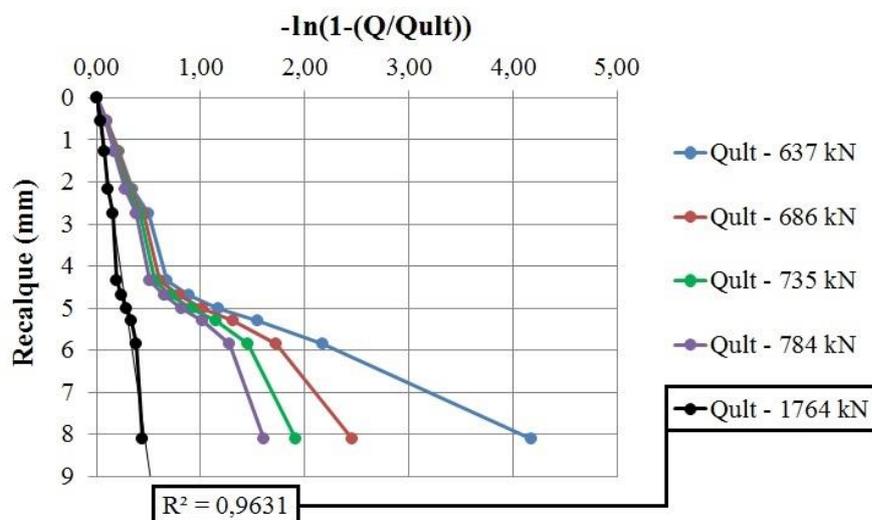
Figura 64 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 05.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

De acordo com a Figura 65 observa-se que a curva correspondente a Q_{ult} igual 1764 kN é a que mais se enquadra no critério de Van der Veen. Dessa forma a capacidade de carga do sistema solo – estaca da prova de carga 06 é de 1764 kN.

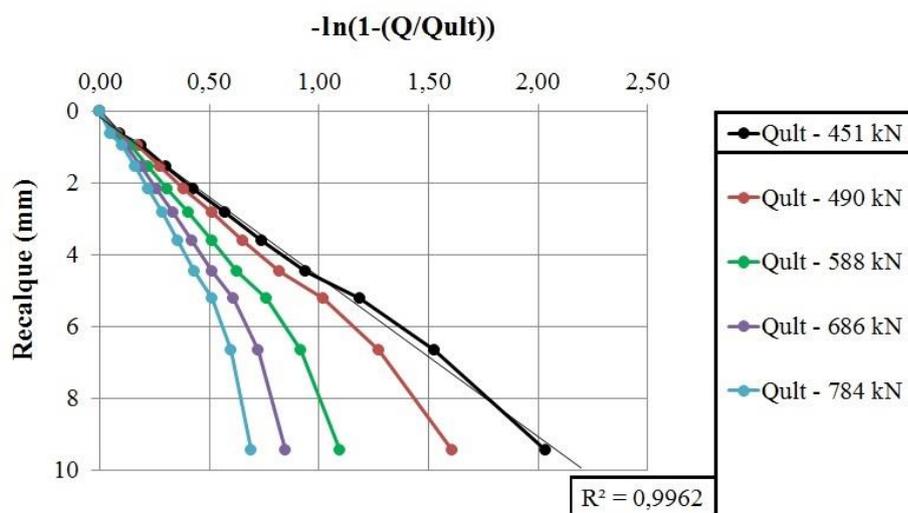
Figura 65 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 06.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Na estaca da prova de carga 07 (Figura 66), observa-se que a curva que possui um valor de R^2 mais próximo a 1 foi obtida com o valor de 451 kN de capacidade de carga.

Figura 66 - Utilização do método de Van der Veen, para a determinação da capacidade de carga da estaca da prova de carga 07.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Na Tabela 22 que se apresenta a seguir mostra-se um resumo de todos os valores de capacidade de carga (Q_{ult}) obtidos a partir dos resultados de cada prova de carga.

Tabela 22 - Resumo dos valores de capacidade de carga (Q_{ult}) obtidos através dos métodos utilizados em cada prova de carga.

Método	Prova de carga (kN)						
	01 (kN)	02 (kN)	03 (kN)	04 (kN)	05 (kN)	06 (kN)	07 (kN)
Van der Veen (1953)	2190	817	760	-	1274	1764	451
NBR 6122.	-	-	550	-	-	-	-
Mazurkiewicz (1972)	-	-	696	620	-	-	-
Chin (1970)	-	-	737	-	-	-	-

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Devido ao fato de cada prova de carga ter sido realizada em estacas cravadas em diferentes tipos de solos (fundamentalmente as provas de carga 01, 02 e 03), e com variadas características geométricas, não é possível realizar uma comparação dos valores de Q_{ult} entre todas as estacas. A comparação entre os valores de cada método foi realizada somente para a prova de carga 03, pois foi a prova onde obteve-se a ruptura do sistema estaca-solo.

Segundo os valores apresentados na Tabela 22 pode-se observar que o maior valor de capacidade de carga obtido para a estaca da prova de carga 03 foi de 760 kN, determinado a partir do método de Van der Veen (1953). Já o menor valor determinado corresponde ao obtido pelo método da norma NBR 6122, sendo a capacidade de carga para esse caso de 550 kN. A diferença entre os valores máximos e mínimos foi de 27,6%, e a diferença obtida entre os demais métodos variou de 3% a 27,6%.

Algumas diferenças obtidas podem ser creditadas ao tipo de ruptura que o método considera, como por exemplo, o método da norma NBR 6122/2010 que considera uma ruptura convencional, onde o valor de Q_{ult} é estabelecido em função de um valor de recalque convencional. Entretanto, os valores obtidos através dos outros métodos correspondem a ruptura física. Por exemplo, os métodos de Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972) e Chin (1970) são caracterizados por uma diminuição da rigidez à medida que os recalques aumentam, obtendo-se uma deformação infinita para uma dada carga aplicada e caracterizando uma curva própria de uma ruptura física.

6.6.3. Comparação das determinações de capacidade de carga

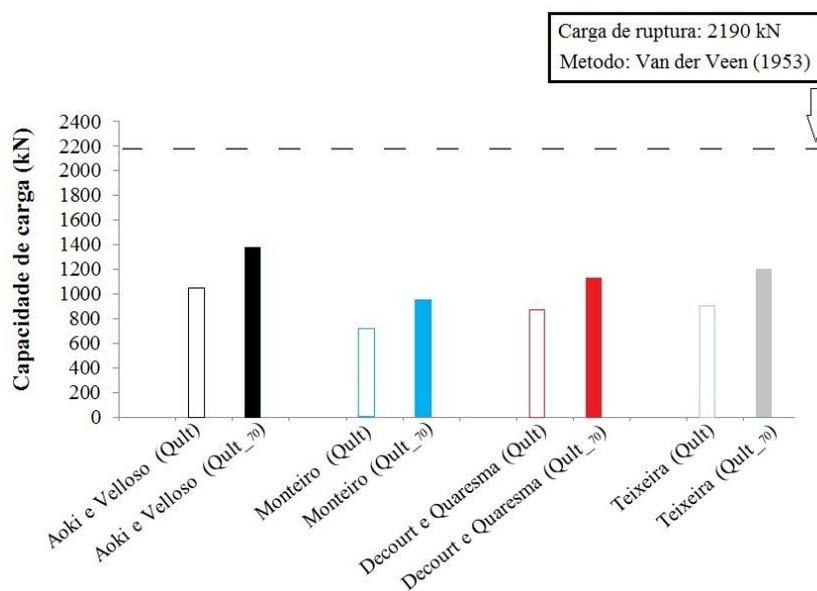
As Figuras 67 a 73 mostram esquematicamente comparações dos valores de capacidade de carga previstos a partir de formulações semi - empíricas e por meio de provas de carga. Conforme relato anterior, os valores de capacidade de carga foram estimados a partir de valores N_{SPT} corrigidos ($Q_{ult_{70}}$) e não corrigidos (Q_{ult}). Para cada estaca, ambos valores estimados foram comparados com o valor da capacidade de carga usada como e que foi obtida a partir do gráfico carga – recalque correspondente a cada prova de carga.

Para a determinação da capacidade de carga via prova de carga (valor de referencia), foi considerada a metodologia proposta por Van der Veen (1953). A exceção ocorreu para a prova de carga 05, onde não foi possível o uso do método, utilizando-se, por isso, o método de Mazurkiewicz. A escolha de se utilizar o método de Van der Veen como referência, foi devido

a este ser um método consagrado na prática da engenharia geotécnica, e a que foi considerada a ruptura física para as comparações de Q_{ult} .

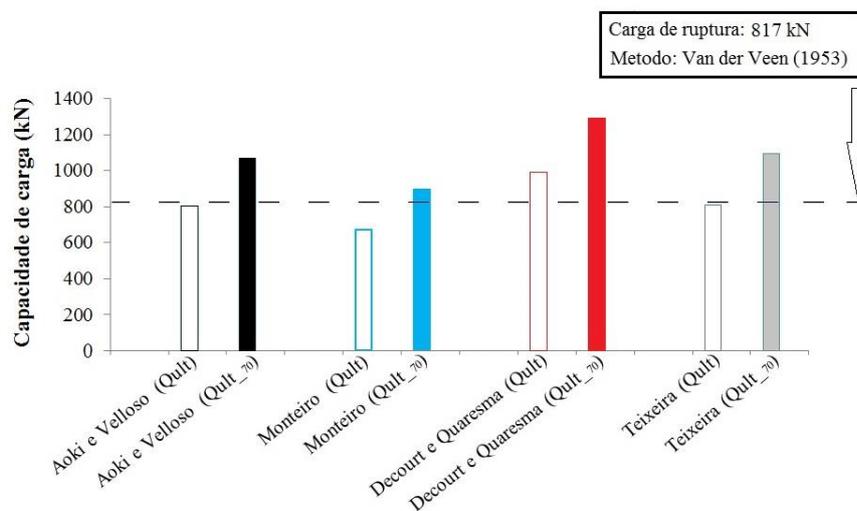
Os gráficos das Figuras 67 à 73, apresentadas a seguir, foram construídas objetivando uma análise comparativa da aplicabilidade de cada metodologia semi - empírica de modo a se verificar quais métodos proporcionam resultados mais concordantes e se estes resultados são a favor ou contra a segurança.

Figura 67 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 01.



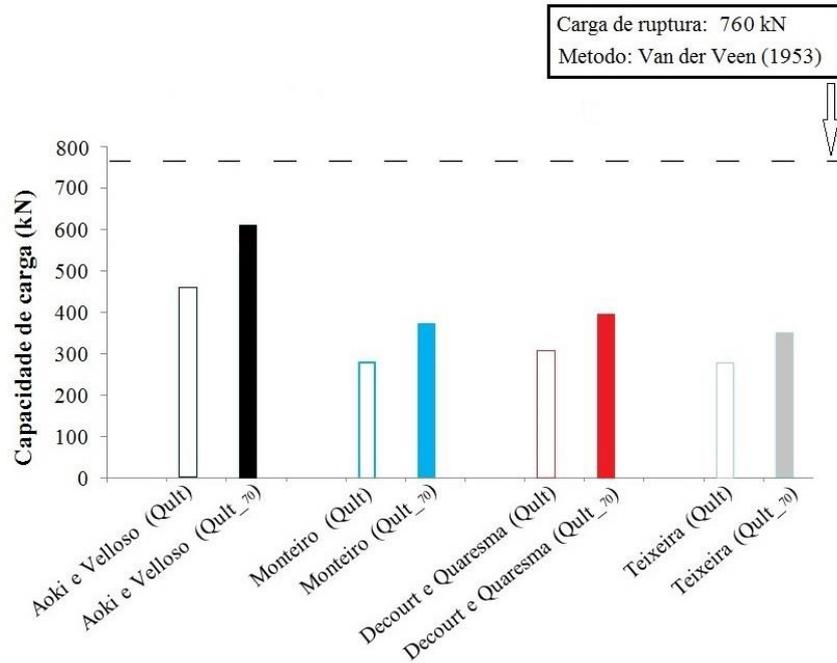
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 68 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 02.



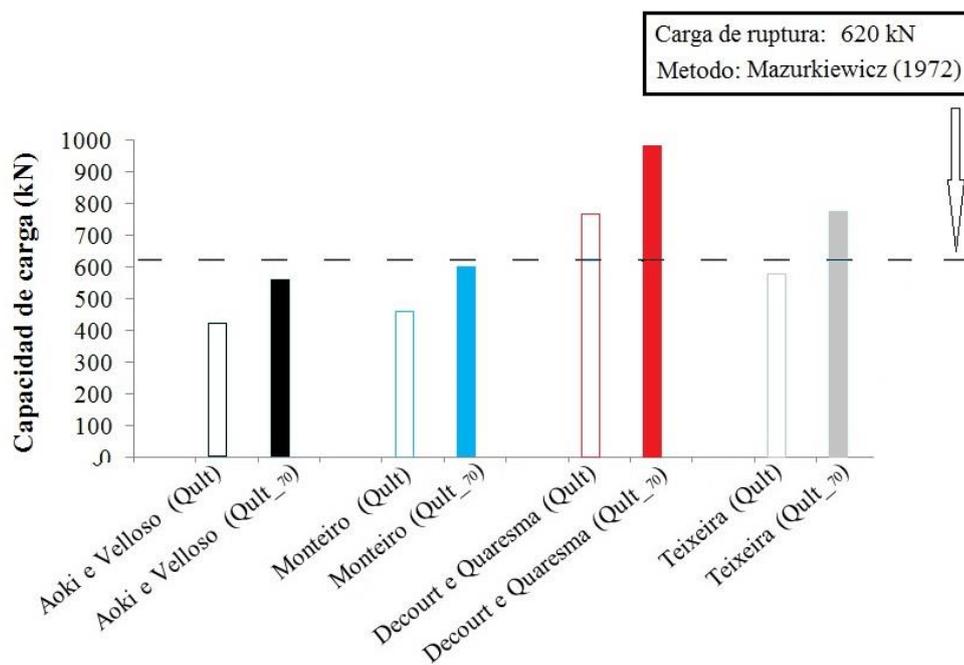
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 69 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 03.



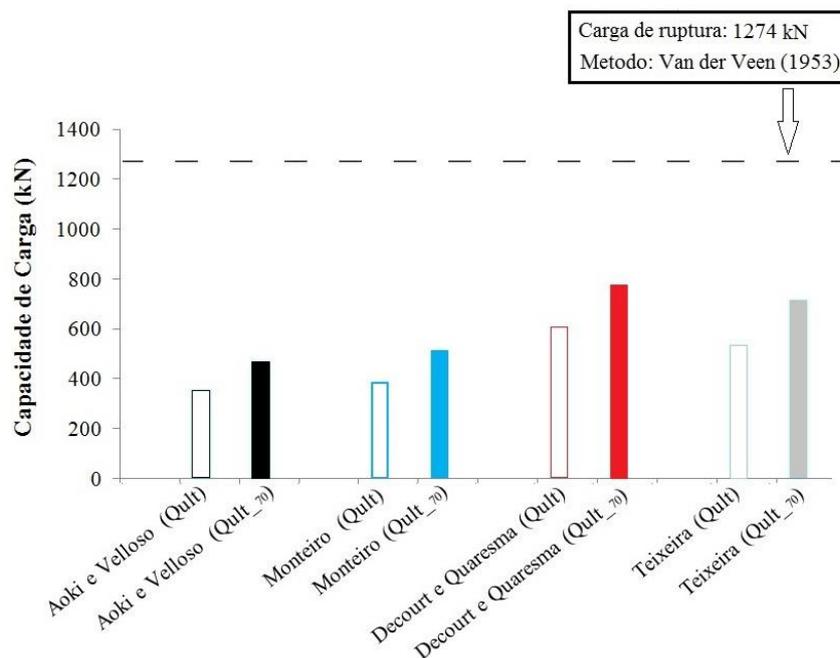
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 70 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 04.



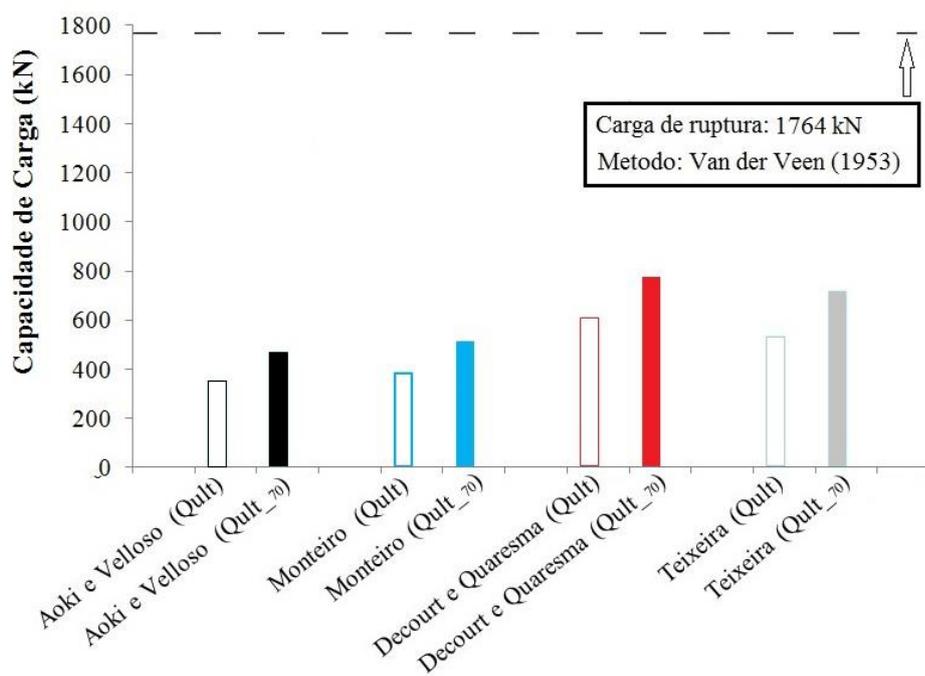
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 71 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 05.



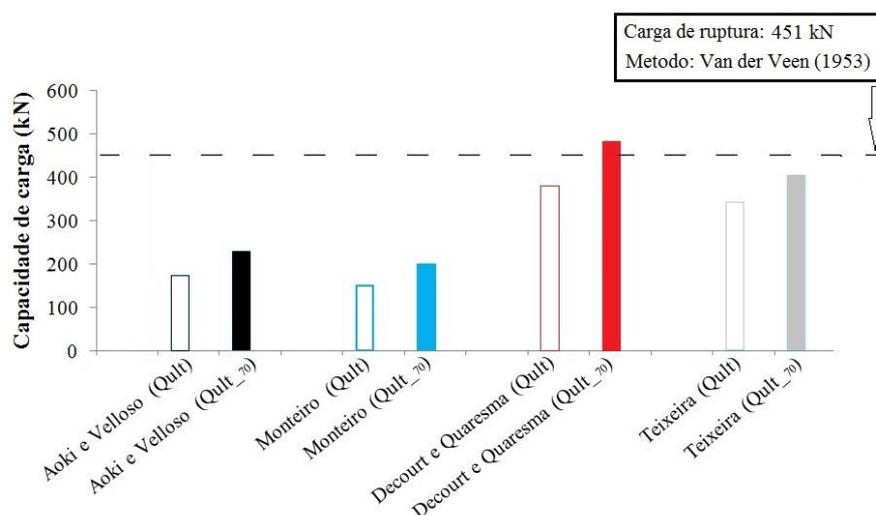
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 72 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 06.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 73 - Análise comparativa entre metodologias empíricas para cálculo de capacidade de carga, prova de carga 07.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Através das Figuras 67 e 69, ou seja, estacas 01 e 03, observa-se a metodologia de Aoki e Velloso (1975), como o método semi-empírico que apresenta valores de capacidade de carga mais próximos ao valor estabelecido como referência, tanto para resultados baseados em valores de N_{SPT} corrigidos como não corrigidos. Para o caso das Figuras 68 e 70 os resultados apresentaram tendências diferentes. O valor da capacidade de carga obtida a partir de valores de N_{SPT} não corrigidos foi mais concordante com relação ao valor de referência pelo método de Aoki e Velloso (1975), no caso da estaca 02, e pelo método de Teixeira (1996), no caso da estaca 04. Já para valores de N_{SPT} corrigidos, o método que apresentou resultados mais concordante foi o de Monteiro (1997).

No caso da estaca 04, pode-se ressaltar que as tendências de resultados não foram similar aos das estacas 01 e 03 (e 02 para valores de N_{SPT} sem corrigir), pois a metodologia adotada para a determinação do valor da capacidade de carga de referência (Mazurkiewicz) não foi a mesma que a utilizada nas estacas 01 e 03. Vale mencionar que no caso, da estaca 04, a utilização gráfica do método, Mazurkiewicz (1972), foi dificultada devido à escala do gráfico e ao ajuste da linha que determina o valor adotado como referência.

Das Figuras 71 à 73, pode-se observar que para as estacas 05 à 07, o método semi-empírico que apresenta valores de capacidade de carga mais próximos ao valor estabelecido

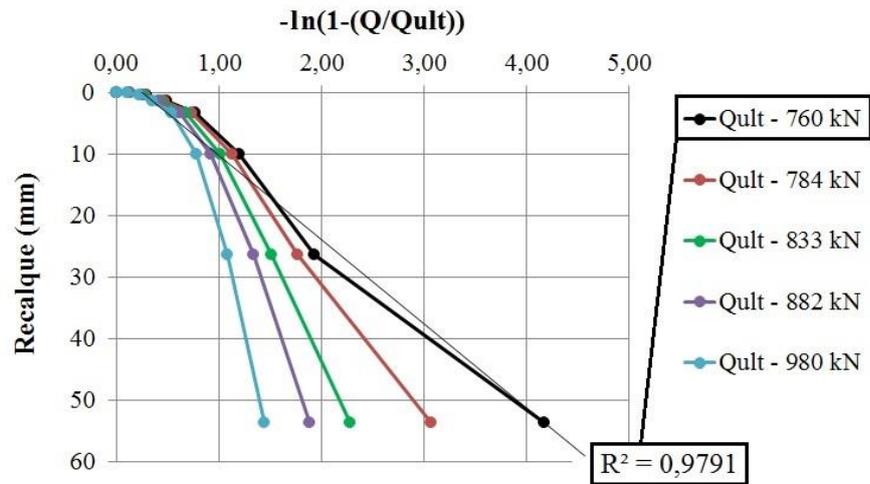
como referencia, tanto para resultados baseados em valores de N_{SPT} corrigidos como não corrigidos, é o método de Decourt e Quaresma (1982).

A partir da análise dos gráficos das Figuras 67 à 73, observa-se que não existe uma tendência padrão com relação aos resultados obtidos a partir dos métodos de previsão da carga de ruptura. Por exemplo, para as estacas 01, 02 e 03 o método que proporcionou uma previsão de Q_{ult} mais próxima ao valor de referencia foi o método de Aoki e Velloso (1975). Já para as estacas 05, 06 e 07 foi o método de Decourt e Quaresma (1982), e para a estaca 04 foi o método de Monteiro (1997), para valores de N_{SPT} corrigidos, e o método de Teixeira (1996) para valores de N_{SPT} não corrigidos.

6.6.4. Avaliação da previsão da capacidade de carga a partir de provas de cargas não rompida

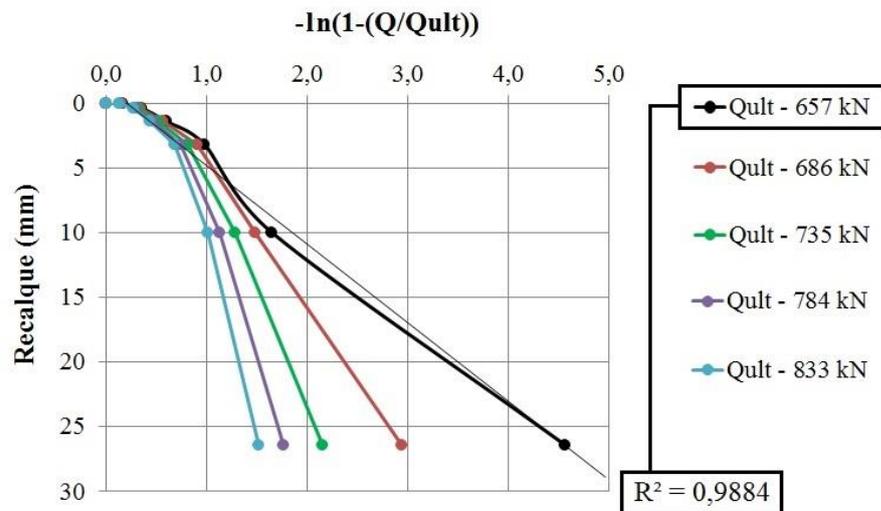
A fim de se observar a possibilidade de determinação da capacidade de carga de uma estaca a partir de métodos de extrapolação em provas de cargas não rompidas, foi realizada uma análise particularizada para a estaca 03. A escolha da referida estaca para o estudo teve como base ter-se uma prova de carga rompida para realizar a análise. Para isso foram retirados pontos (1, 2 e 3 respectivamente) de sua curva carga – recalque. Em seguida, utilizou-se o método de Van der Veen (1953) para avaliar se as extrapolações realizadas com a retirada dos pontos, possibilitavam obter um valor de capacidade de carga concordante, com relação valor de referência adotado para esse caso. As Figuras 74 a 77, que são apresentadas a seguir, mostram a utilização dos métodos de Van der Veen na determinação de Q_{ult} com a retirada mencionada dos pontos na curva carga – recalque da estaca 03.

Figura 74 - Determinação do valor de capacidade de carga sem a retirada de pontos.



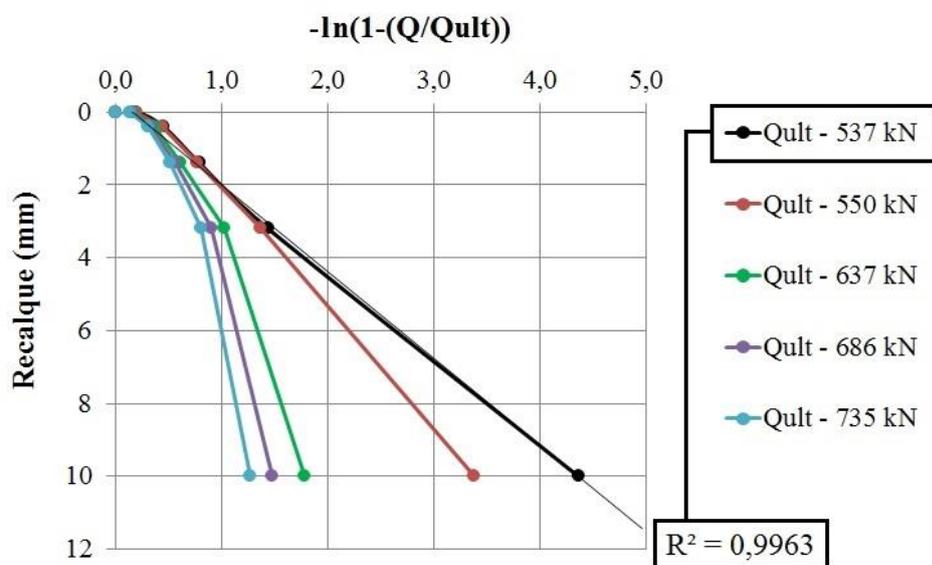
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 75 - Determinação do valor de capacidade de carga com a retirada de 1 ponto.



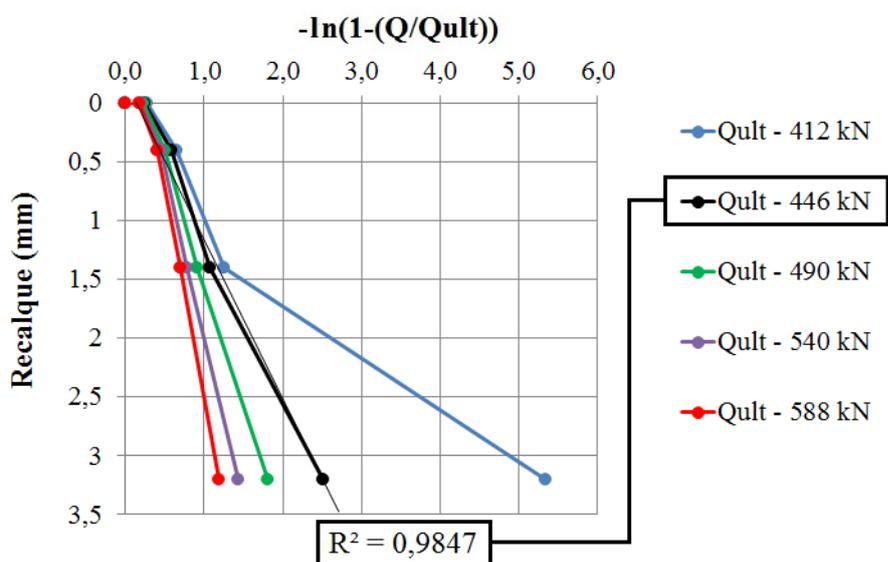
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 76 - Determinação do valor de capacidade de carga com a retirada de 2 pontos.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

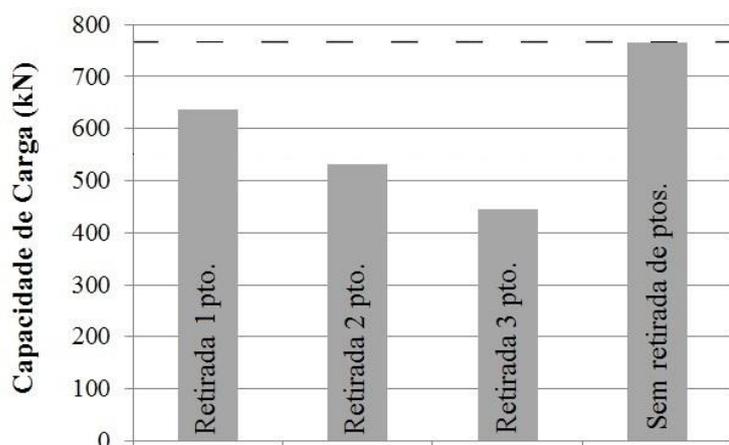
Figura 77 - Determinação do valor de capacidade de carga sem a retirada de 3 pontos.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

A Figura 78 mostra a comparação dos valores de Q_{ult} determinados com e sem a retirada de pontos na curva – recalque.

Figura 78 - Gráfico resumo dos valores obtidos na retirada de pontos.



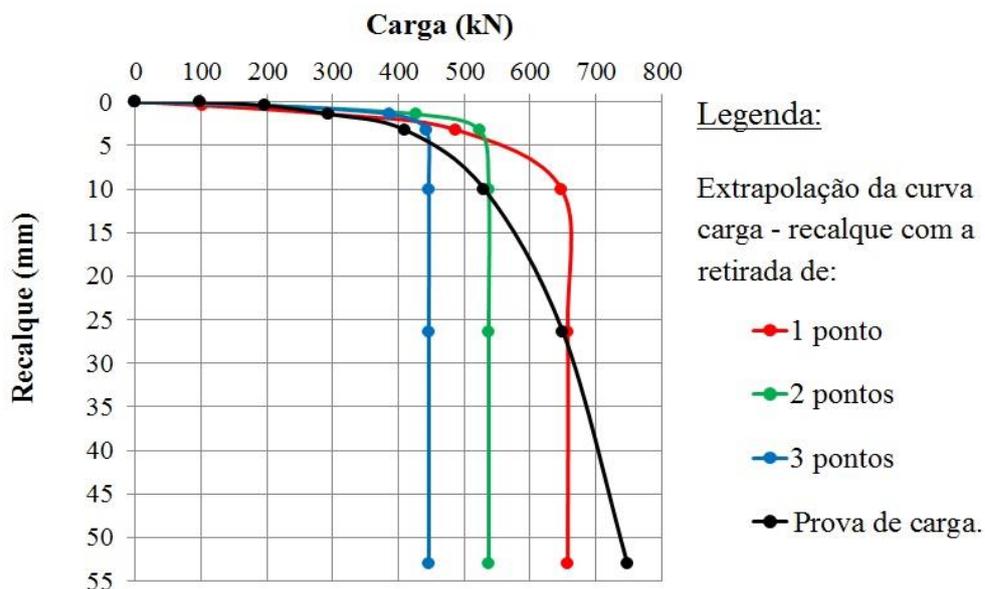
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Pelas Figuras 74 a 77 observa-se que, quantos mais pontos são retirados da curva carga – recalque, menores são os valores determinados de Q_{ult} a partir do método de Van der Veen (1953). Dessa forma, pode-se concluir que haveria uma relação do fator de segurança, caso a prova de carga tivesse sido interrompida antes de atingir a ruptura. Vale observar que a ruptura a que se está referindo neste momento, é a ruptura física. Por outro lado, a retirada de muitos pontos poderia causar um aumento demasiado de custos para a obra.

A diferença de Q_{ult} obtida sem a retirada de pontos e com a retirada de apenas um ponto foi de 13,6 %, que é uma diferença considerada aceitável pelo autor dessa dissertação. Dividindo-se o recalque máximo correspondente a retirada de um ponto da curva pelo diâmetro da estaca, obtêm-se um valor percentual de 8,8, ou seja, caso essa mesma prova de carga tivesse sido realizada até um recalque de 8,8 %, com relação ao diâmetro da estaca, a determinação da Q_{ult} teria sido reduzida de, no máximo, 13,6 %.

O gráfico da Figura 79 que apresentado mostra a previsão da curva carga – recalque da estaca da prova de carga 03 obtida com a retirada dos pontos e comparada com a curva experimental obtida no referido ensaio.

Figura 79 - Extrapolação das curvas carga – recalque.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

6.2 Estimativa de recalque

Apresentam-se os resultados obtidos com as estimativas do recalque de cada estaca estudada a partir de métodos semi-empíricos (baseados em valores de N_{SPT}), e teóricos (baseados na teoria da elasticidade). Posteriormente as estimativas são comparadas e analisadas tendo como base os resultados de provas de carga.

6.2.1. Estimativa de recalques através de métodos semi-empíricos e teóricos

Os métodos utilizados para o cálculo do recalque foram Poulos e Davis (1980), Aoki (1979) e Bowles (1979). A carga adotada nas estimativas dos recalques correspondeu a metade da máxima carga atingida na prova de carga de cada estaca. Os resultados das estimativas de recalque realizadas para cada uma das estacas em análise se encontra na Tabela 23.

Tabela 23 - Valores de recalques estimados.

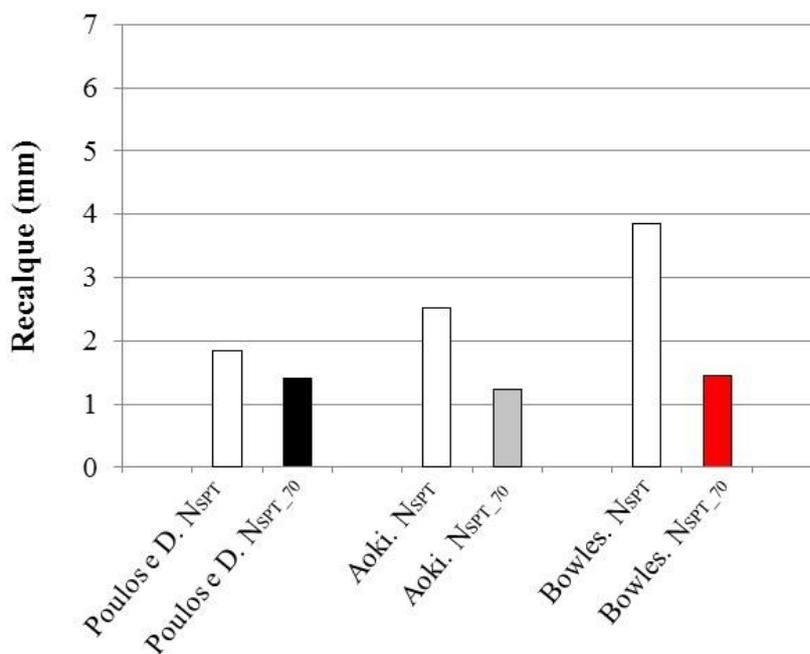
Estaca	Carga de Trabalho (kN)	Poulos and Davis (1980)		Aoki (1979)		Bowles (1979)	
		N _{SPT}	N _{SPT_70}	N _{SPT}	N _{SPT_70}	N _{SPT}	N _{SPT_70}
01	448	1,85	1,41	2,52	1,23	3,80	1,44
02	388	1,57	1,19	0,85	0,73	0,57	0,31
03	378	3,90	2,77	5,98	4,25	19,51	15,86
04	319	2,03	1,60	6,24	3,97	5,70	2,19
05	319	2,12	2,01	5,88	3,53	8,90	5,12
06	319	2,76	2,08	6,80	4,35	8,67	5,12
07	200	1,99	1,52	7,36	4,88	8,98	5,58

Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Nota: recalque em (mm).

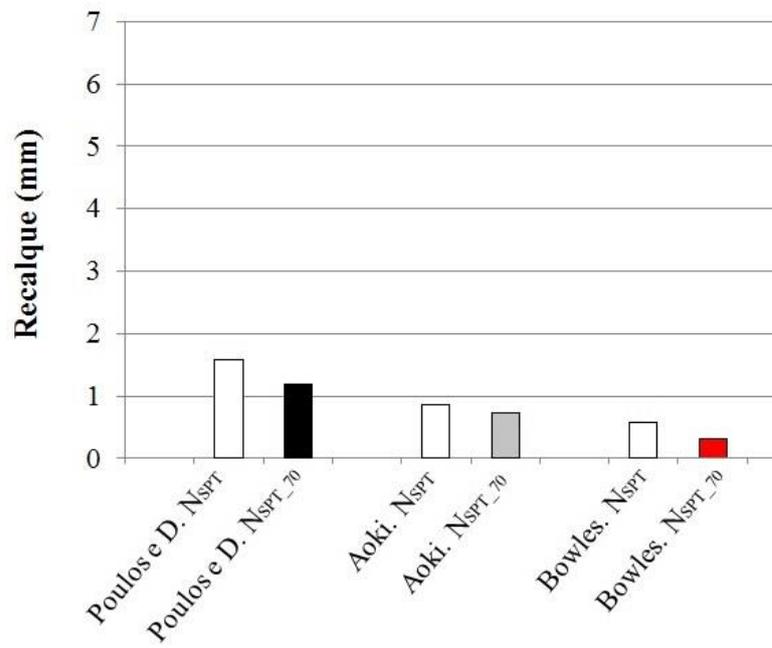
Para uma melhor visão e comparação dos resultados obtidos, foram construídos gráficos de barras apresentados nas Figuras 80 à 86.

Figura 80 - Recalques estimados para a estaca 1.



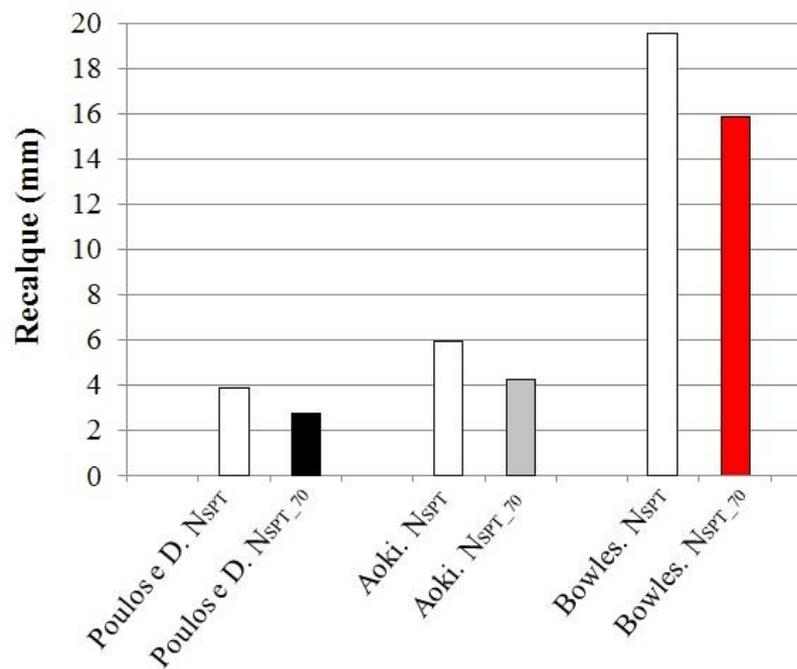
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 81 - Recalques estimados para a estaca 2.



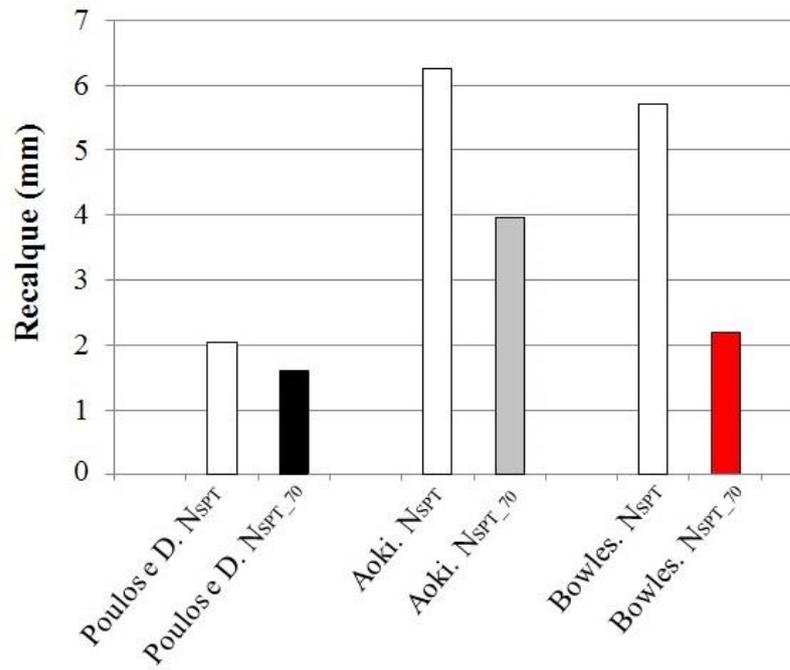
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 82 - Recalques estimados para a estaca 3.



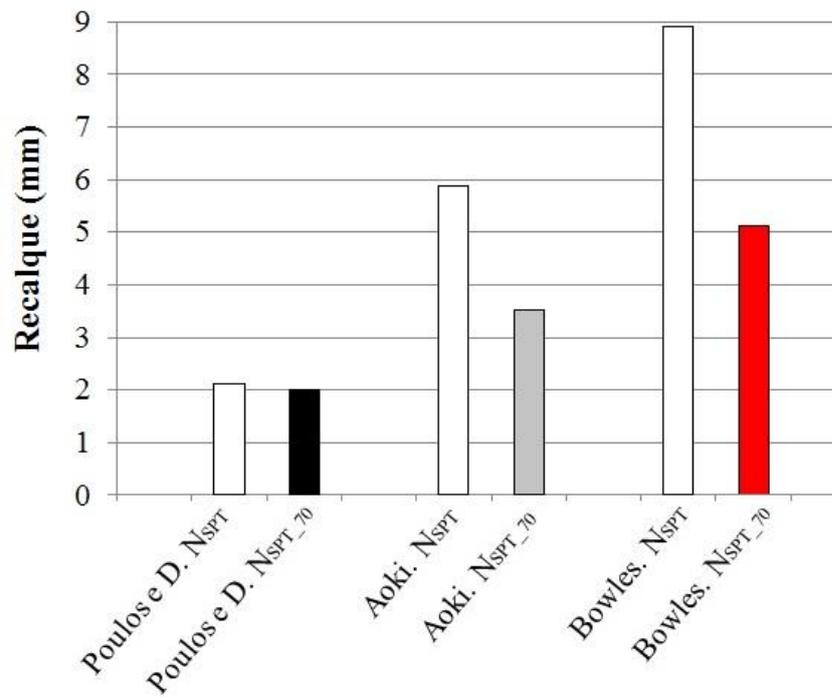
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 83 - Recalques estimados para a estaca 4.



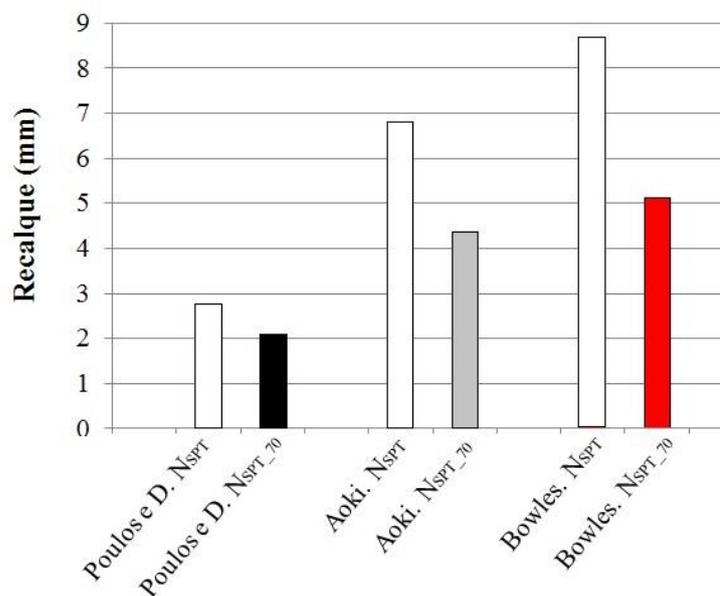
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 84 - Recalques estimados para a estaca 5.



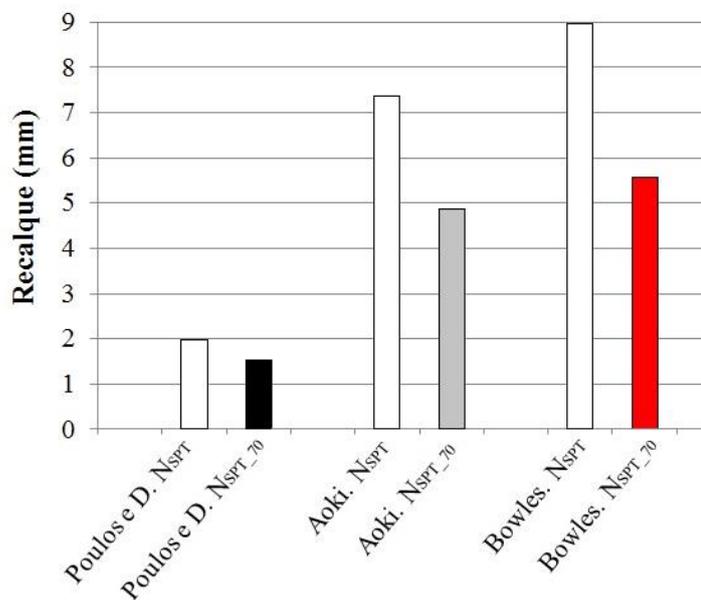
Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 85 - Recalques estimados para a estaca 6.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Figura 86 - Recalques estimados para a estaca 7.



Fonte: Elaborada pelo autor (2015).

Para a estaca 01, as previsões dos recalques, variaram entre 1,85 mm pelo método de Poulos e Davis (1980), e 6,8 mm pelo método de Bowles (1979). As estimativas realizadas por Aoki (1979) foram bastante concordante com as estimativas realizadas com Poulos e Davis

(1980). Já as estimativas realizadas baseadas nos valores de N_{SPT} corrigidos variaram muito pouco, entre 1,4 mm pelo método de Poulos e Davis (1980) e 1,23 mm pelo método de Aoki (1979).

No caso da estaca 02, o valor máximo de recalque estimado a partir dos valores de N_{SPT} sem corrigir, foi de 1,57 mm, obtido através do método de Poulos e Davis (1980). Os restantes valores de recalques calculados foram menores ainda e o menor valor estimado foi de 0,31 mm, obtido pelo método de Bowles (1979) a partir de valores de N_{SPT} corrigidos.

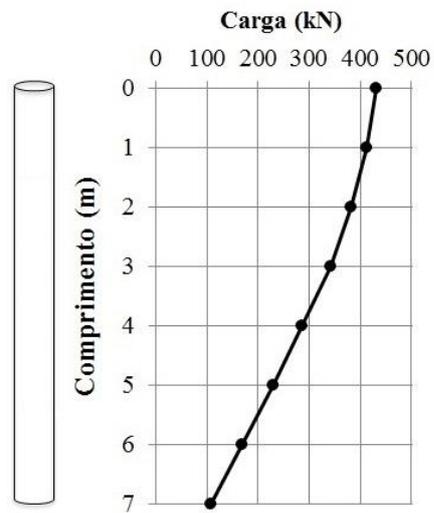
Para o caso da estaca 03, os valores menores de recalque foram estimados a partir do método de Poulos e Davis (1980), 3,9 mm e 2,77 mm, para estimativas realizadas a partir de valores de N_{SPT} sem corrigir e corrigidos respectivamente, e os máximos pelo método de Bowles (1979), 19,51 mm e 15, 86 mm, para valores baseados em N_{SPT} sem corrigir e corrigidos, respectivamente. Embora os resultados obtidos pelo método de Aoki (1979) apresentaram valores mais próximos ao método de Poulos e Davis (1980).

Na estaca 04, as estimativas de recalque baseadas nos valores de N_{SPT} sem correção apresentaram valor mínimo de 2,03 mm obtido pelo método de Poulos e Davis (1980), e um valor máximo de 6,24 mm no método de Aoki (1979). Vale observar que, os valores obtidos pelo método de Bowles (1979) foram mais concordantes com os do método de Aoki (1979). Os valores de recalque baseados em valores de N_{SPT} corrigidos apresentaram tendência similar.

No caso das estacas 05 e 06 as tendências foram similares. O valor mínimo de recalque estimado nesse caso, para valores de N_{SPT} sem corrigir, foi de 2,12 mm pelo método de Poulos e Davis (1980), e o máximo de 8,9 mm a partir do método de Bowles (1979). Os valores de recalque baseados nos resultados das sondagens corrigidas tiveram uma tendência similar, porém, com valores mais reduzidos. Os valores de recalque da estaca 07 apresentaram o mesmo comportamento das estacas 05 e 06 com pequenas diferenças entre os valores de recalques.

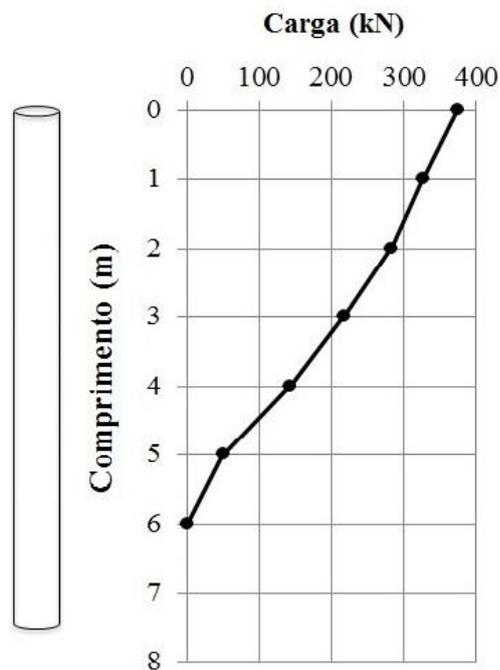
Os recalques elásticos dos elementos estruturais (estacas) também foram estimados a partir da equação 29. Dessa forma foi necessário prever a distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca. A previsão da distribuição de carga na estaca foi realizada utilizando o método de Aoki (1979) para determinar o atrito lateral ao longo da sua profundidade. As figuras 87 à 93 apresentam o perfil de distribuição de carga ao longo do comprimento das estacas 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 respectivamente.

Figura 87 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 1.



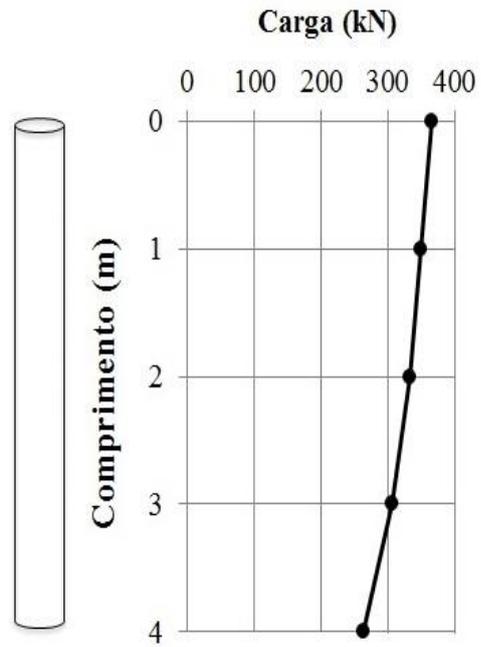
Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Figura 88 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 2.



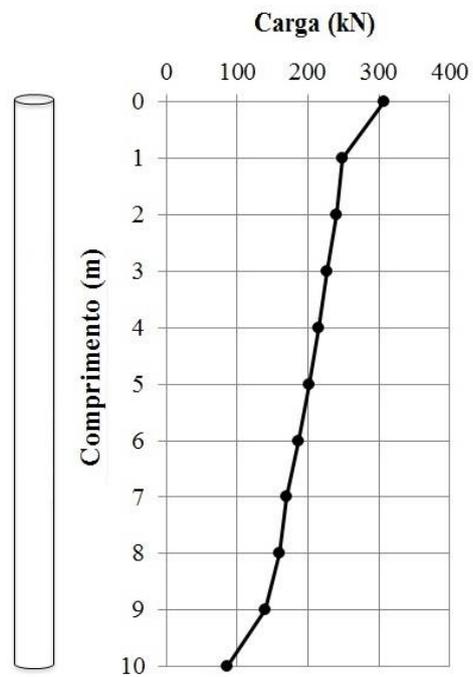
Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Figura 89 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 3.



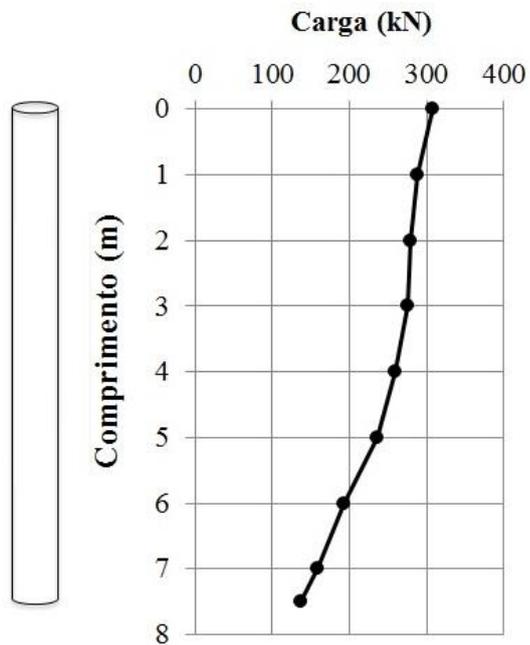
Fonte: Elaborado pelo autor (2015)

Figura 90 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 4.



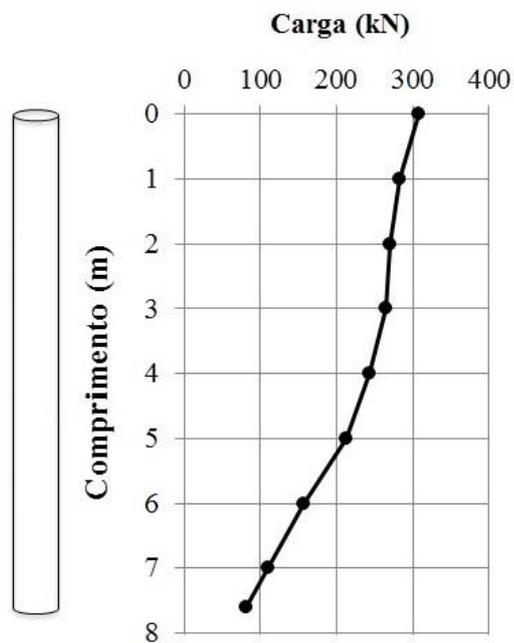
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 91 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 5.



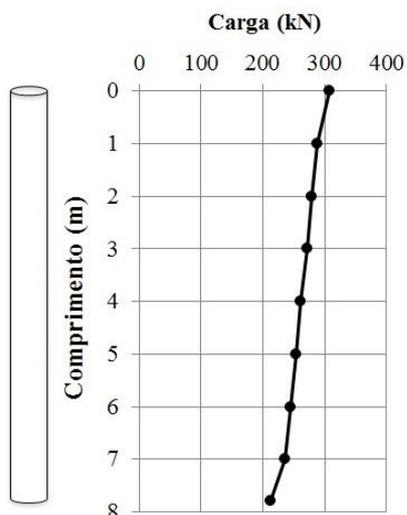
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 92 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 6.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 93 - Distribuição de carga ao longo do comprimento da estaca 7.

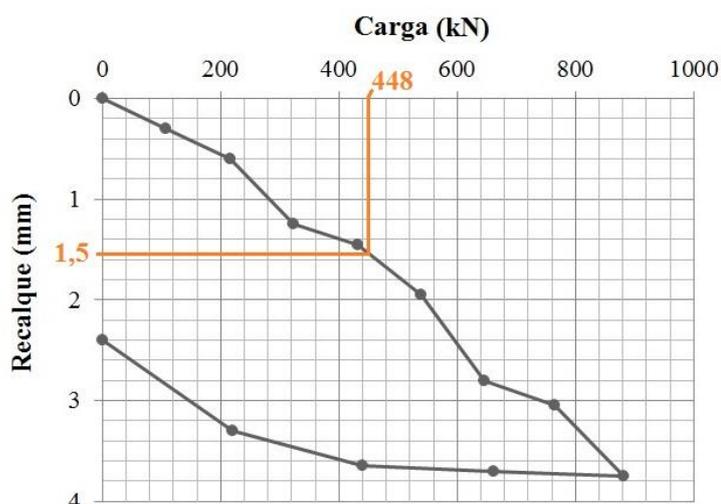


Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

6.2.2. Determinação do recalque a partir das provas de carga

Conforme mencionado anteriormente, determinou-se o recalque para a carga de trabalho de cada estaca a partir da curva carga – recalque obtida nos ensaios de prova de carga. A Figura 94 apresenta, a modo de exemplo a determinação do recalque da estaca 1 a partir da curva carga – recalque. Os valores de recalques correspondentes às restantes estacas se apresentam na Tabela 24.

Figura 94 - Determinação do recalque a partir da curva carga - recalque.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Tabela 24 - Valor de recalque obtido a partir da curva carga – recalque.

Estaca / Prova de Carga	Carga de trabalho (kN)	Recalque (mm)
01	448	1,50
02	388	0,40
03	378	2,62
04	319	2,09
05	319	4,63
06	319	4,34
07	200	2,8

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

6.2.3. Comparação entre as estimativas de recalque realizadas e os recalques determinados a partir de provas de carga.

Neste item, realiza-se a comparação entre os recalques estimados através dos métodos semi-empíricos e teóricos, e os recalques, para a cada carga de trabalho, determinados a partir da curva carga – recalque de cada prova de carga. A Tabela 25 apresenta um resumo destes valores, tanto para valores de recalques baseados em sondagens corrigidas e não corrigidas.

Tabela 25 - Valores de recalques estimados e determinados para cada estaca.

Estaca	Poulos e Davis (1980)		Aoki (1979)		Bowles (1979)		Prova de Carga
	N_{SPT}	N_{SPT_70}	N_{SPT}	N_{SPT_70}	N_{SPT}	N_{SPT_70}	
1	1,85	1,41	2,52	1,23	6,80	1,44	1,50
2	1,57	1,19	0,85	0,73	0,57	0,31	0,40
3	3,90	2,77	5,98	4,25	19,51	15,86	2,62
4	2,03	1,60	6,24	3,97	5,70	2,19	2,09
5	2,12	2,01	5,88	3,53	8,90	5,12	4,63
6	2,76	2,08	6,80	4,35	8,67	5,12	4,34
7	1,99	1,52	7,36	4,88	8,98	5,58	2,8

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Nota: recalques em (mm).

A Tabela 26 apresenta as diferenças entre os valores de recalque, estimados pelos diferentes métodos, e o valor do recalque de referência, que foi obtido a partir das provas de carga de cada estaca.

Tabela 26 - Diferença entre valores de recalques estimados e os valores de referência.

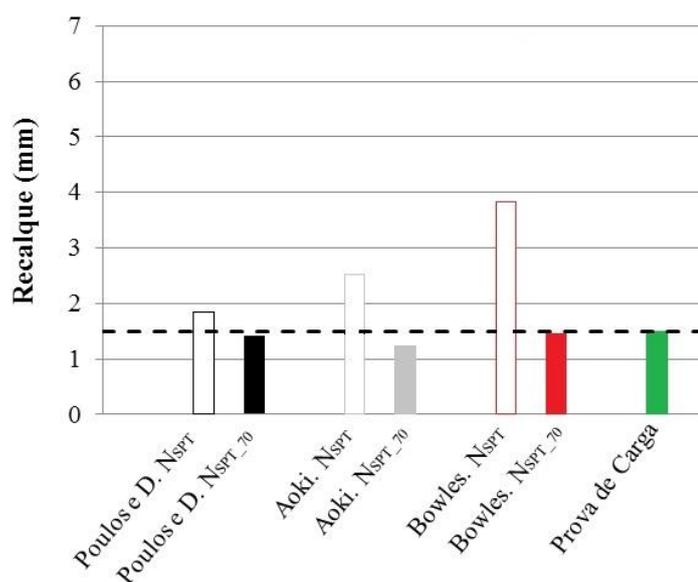
Estaca	Poulos e Davis (1980)		Aoki (1979)		Bowles (1979)	
	NsPT	NsPT ₇₀	NsPT	NsPT ₇₀	NsPT	NsPT ₇₀
1	0,35	1,09	1,02	0,27	5,31	0,06
2	1,17	0,79	0,45	0,33	0,17	0,10
3	1,28	0,15	3,36	1,63	16,89	13,24
4	0,06	0,49	4,15	1,88	3,71	0,10
5	2,51	2,62	1,25	1,10	4,27	0,49
6	1,58	2,26	2,46	0,01	4,33	0,78
7	0,81	1,28	4,56	2,08	6,18	2,78

Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Nota: recalques em (mm).

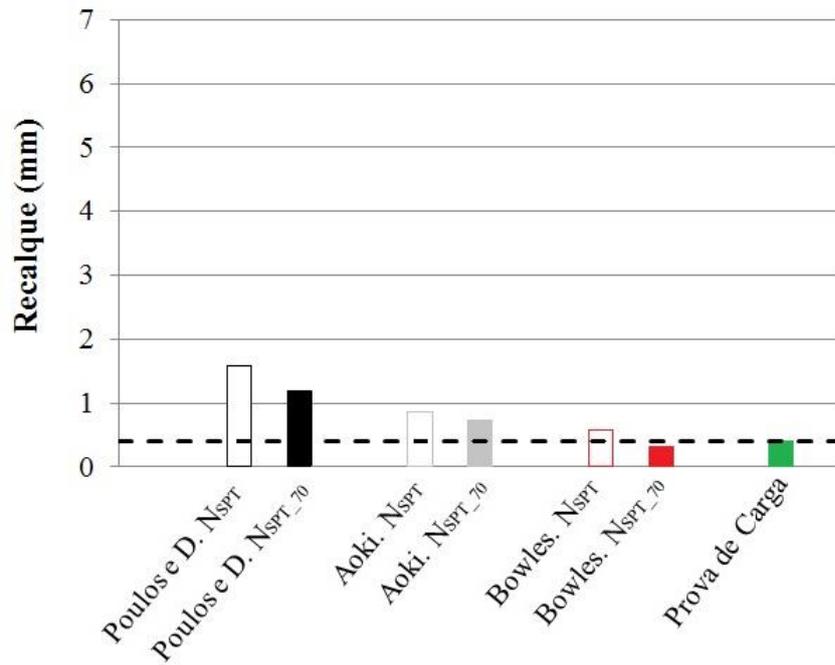
Visando um melhor entendimento e análise dos resultados obtidos, foram construídos gráficos de barras para representar os recalques mostrados na Tabela 26. As Figuras 95 à 101 a seguir mostram os mencionados gráficos.

Figura 95 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 1.



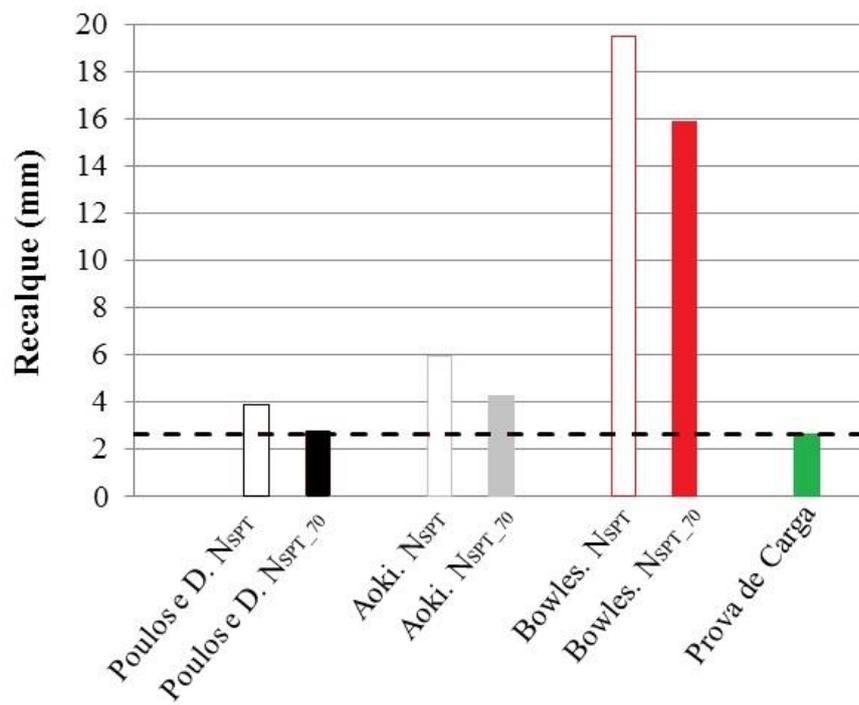
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 96 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 2.



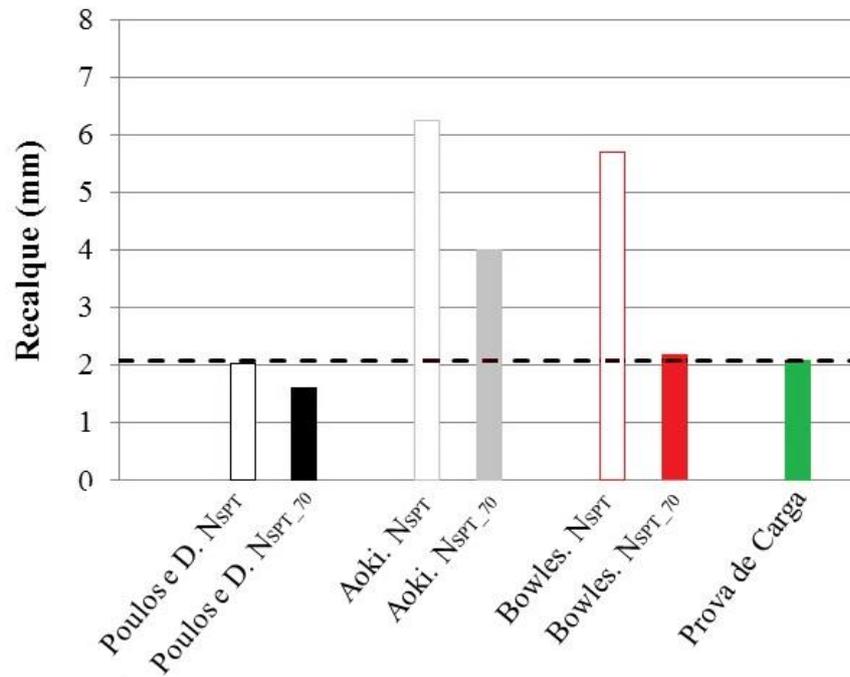
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 97 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 3.



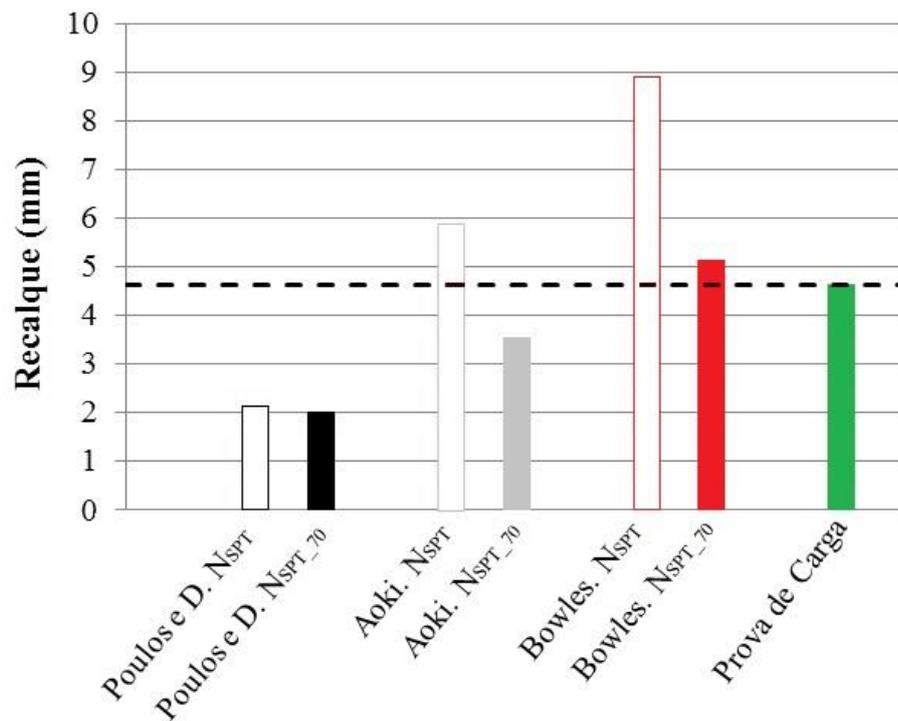
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 98 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 4.



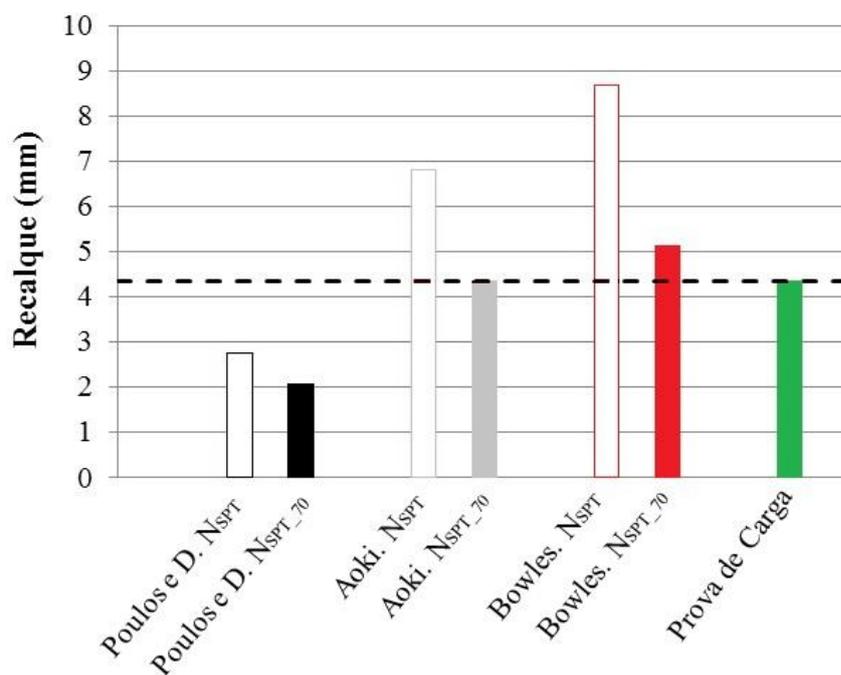
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 99 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 5.



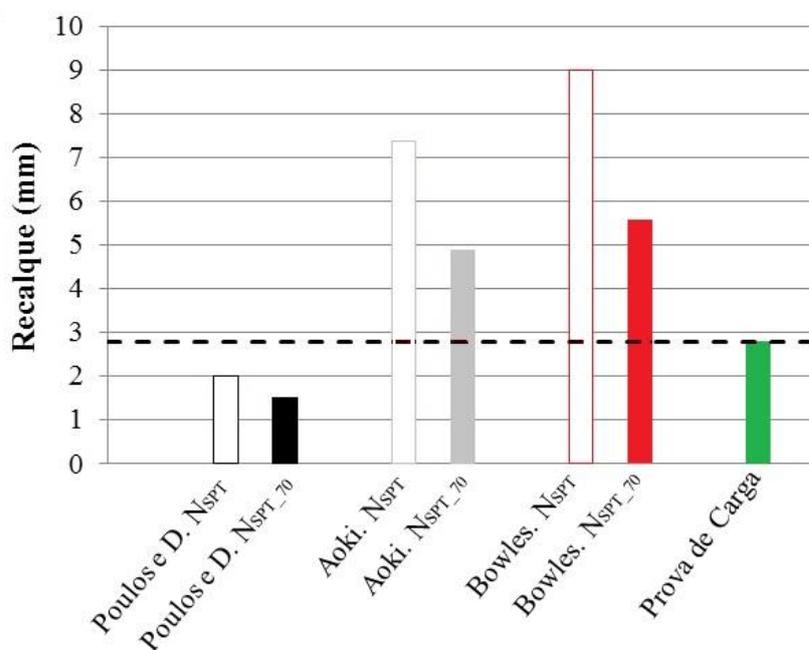
Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 100 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 6.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Figura 101 - Comparação dos recalques estimados para a estaca 7.



Fonte: Elaborado pelo autor (2015).

Para a estaca 1, o método que proporcionou a estimativa mais concordante com o resultado da prova de carga foi o Bowles (1979), com uma diferença de apenas 0,06 mm, utilizando-se valores de N_{SPT} corrigidos. Por outro lado o método de Aoki (1979) foi o que

apresentou o valor mais discordante com uma diferença de 1,09 mm, igualmente para valores de N_{SPT} sem correção.

No caso da estaca 2, o método que apresentou maior concordância com os recalques obtidos na prova de carga, também foi o de Bowles (1979), baseado em valores de N_{SPT} corrigidos, com uma diferença de 0,10mm. Já no método de Poulos e Davis (1980) para valores de N_{SPT} sem corrigir, a estimativa de recalque foi a que proporcionou a menor concordância, com uma diferença de 1,17mm.

Para estaca 3, rompida durante a prova de carga, o método que ofereceu a estimativa de recalque, mas próxima ao valor de referência foi o de Poulos and Davis (1980), baseado em valores de N_{SPT} corrigidos, com uma diferença de 0,15 mm em relação ao recalque da prova de carga. Neste caso, o método que apresentou a maior diferença de recalque com relação ao valor de referência foi o de Bowles (1979).

Para o caso da estaca 4, a estimativa do recalque obtida pelo método de Poulos e Davis (1980), baseado em valores de N_{SPT} sem corrigir, foi a mais concordante em relação ao valor de referência, com uma diferença de 0,06mm, embora o método de Bowles (1979) também proporcionou valores de recalque muito próximos, 0,10 mm de diferença com relação ao mesmo valor de referência. Já o Método de Aoki foi o mais discordante apresentando 4,15 mm de diferença em relação ao valor de referência, para valores de N_{SPT} sem corrigir.

Para a estaca 5, as menores e maiores diferenças de recalque em relação ao valor de referência, foram obtidas através do mesmo método, Bowles (1979), com valores de 0,49 mm e 4,27 mm respectivamente, sendo que a diferença foi menor para estimativas baseadas em valores de N_{SPT} corrigidos.

Na estaca 6, o método de Aoki (1979) baseado em valores de N_{SPT} corrigidos, proporcionou uma estimativa de recalque praticamente igual ao recalque de referência obtido na prova de carga. Já o método que apresentou a maior discordância foi o de Bowles (1979), apresentando uma diferença de 4,33mm, baseado em valores de N_{SPT} sem corrigir.

Finalmente na estaca 7, o método que apresentou maior concordância com o recalque de referência foi o Poulos e Davis (1980), baseado em valores de N_{SPT} sem corrigir, com uma diferença de 0,81 mm. A estimativa de recalque realizada a partir do método de Bowles (1979), baseado em valores de N_{SPT} sem correção, foi a mais discordante entre os recalques analisados, com diferença de 6,18 mm.

Analisando todas as estacas, observa-se que não houve uma tendência unívoca com relação às previsões de recalque quase sempre, as estimativas de recalque realizadas através dos métodos de Poulos e Davis (1980) ou de Bowles (1979), foram mais concordantes com os

valores de recalque adotados como referência. Já o método de Aoki (1979) possibilitou apenas para a estaca 6 a estimativa mais concordante.

Vale observar que, com exceção da estaca 3, as estimativas realizadas com base nos índices de resistência corrigidos ($N_{SPT_{70}}$) não apresentaram variações acentuadas, com variação média de 1,24 mm, pelo método de Poulos e Davis (1980), de 0,94 mm, pelo método de Aoki (1979), e de 0,72 mm, pelo método de Bowles (1979).

As estimativas efetuadas apresentaram ordem de grandeza concordante, com exceção da estaca 3, com as indicações de Decover (1996) que afirma que os recalques das estacas que trabalham com fator de segurança de 2 atinge, no máximo, o valor de 6 mm.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.

7.1 Conclusões.

A partir dos resultados e análises obtido nesta pesquisa conclui-se o seguinte:

- A média das eficiências estimadas nas sondagens realizadas (85,1%) foi concordante, aos valores da literatura (83%), obtido por Cavalcante (2002). Por outro lado, comparando-se os valores estimados com os valores medidos por Moura et al (2012) não foi observado concordância. Por outro lado, as estimativas realizadas também por Moura (2012), apresentaram valores de eficiências (87%) próximos aos obtidos na presente pesquisa;
- Os valores de N_{SPT} das sondagens a percussão, corrigidos a partir da eficiência media estimada, alteraram os valores originais de N_{SPT} obtidos em campo. Vale observar que, quanto maior for o valor do índice de resistência (N_{SPT}), medido em campo, maior é o reflexo da correção no número de golpes da sondagem;
- Os métodos semi-empíricos que apresentaram maior concordância nas previsões das capacidades de carga foram o método proposto por Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1982);
- A partir das análises dos resultados desta pesquisa, observa-se que não existe uma tendência padrão com relação aos resultados obtidos a partir dos métodos de previsão da carga de ruptura; para as estacas 01, 02 e 03 o método que proporcionou uma previsão de Q_{ult} mais próxima ao valor de referência foi o método de Aoki e Velloso (1975). Já para as estacas 05, 06 e 07 foi o método de Decourt e Quaresma (1982), e para a estaca 04 foi o método de Monteiro (1997), para valores de N_{SPT} corrigidos, e o método de Teixeira (1996) para valores de N_{SPT} não corrigidos.
- As previsões de capacidade de carga que apresentaram maior concordância, com o valor de referência adotado, foram obtidas a partir de resultados de N_{SPT} corrigidos, pelo que, pode-se concluir que as correções realizadas nos índices de resistência das sondagens à percussão utilizadas proporcionaram previsões da capacidade de carga mais concordantes;

- A partir de uma das provas de cargas analisadas nessa pesquisa, foi possível concluir que, caso a prova de carga tivesse sido realizada de forma a aplicar um recalque de pelo menos 8,8% do seu diâmetro, a previsão da capacidade de carga teria sido minorada em, no máximo, 13,6%;
- Os métodos utilizados para previsão de recalques que apresentaram maior concordância foram Bowles (1979) e Poulos & Davis (1980);
- A correção do valor do índice de resistência (N_{SPT}), na maioria das estacas estudadas, aprimorou as estimativas de recalque realizadas.

7.2 Recomendações.

Para futuros estudos, recomenda-se:

- Realizar os trabalhos apresentados nesta dissertação utilizando outros métodos de investigação geotécnica para a previsão da capacidade de carga e recalque.
- Realizar medidas de eficiências e não estimativas, a fim de aprimorar os resultados obtidos.
- Realizar as estimativas ou medidas de eficiências em maior número de sondagens, a fim de obter uma representação estatística, que permita determinar a influência que possuem as diferentes variáveis que intervierem no ensaio, na estimativa da eficiência do ensaio.
- Utilizar os resultados obtidos no estudo estatístico mencionado anteriormente, para avaliar como influem as condições do ensaio na estimativa da capacidade de carga em estacas pre-moldadas de concreto armado, assim como na estimativa de recalques.
- Realizar os mesmos estudos apresentados nesta pesquisa em outros tipos de estacas e em diferentes períodos do ano.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131: Estacas – Prova de Carga Estática**. Rio de Janeiro, 2006.
- _____**NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- _____**NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- _____**NBR 5738: Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos de Prova**. Rio de Janeiro, 2008.
- _____**NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.
- _____**NBR 6484: Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ANDRADE, J. J.; TUTIKIAN, F. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. G. C. Isaia. 1 .ed. São Paulo, IBRACON, 2011. Iv.
- ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 142 p. 1998.
- ALONSO, U. R. - **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo, Editora Edgard Blucher. 1991. p.108-142.
- AOKI, N. (1976). **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Notas de Aula, Universidade Gama Filho.
- AOKI, N; VELLOSO, D. A. **Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. In: V CONGRESO PANAMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – PASSMFE, Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones V5, p 367-374, 1975.
- BEREZANTSEV, V. G. KHISTTOFOROV, V.S.; GOLUBKOV, V. N. **Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations**. In: 5° CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FOUNDATION, Paris. Anais...Paris, 1961.
- BELICANTA, A.; Alvin, F. M.; Navajas, S. e Sobrinho, R. R. (1994). **Métodos para Medida de Energia Dinâmica no SPT**. Revista Solos e Rochas. São Paulo. vol. 17, no 2. pp. 93-110.

BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Desing. McGraw-Hill Companies, Inc. Illinois, EUA, 1997.

CASSAN, M. - Settlement of Piles: Sinthesis of Research Work. SOILS, 18-19, p.43-58. 1966.

CAVALCANTE, E.H. 2002. Investigação TeóricoExperimental sobre o SPT. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 410 p.

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

CHIN, F. K. Discussion: "Pile test. Arkansas River Project", JSMFD, ASCE, volume 27, SM7, 1970.

CHIN, M. S.; MANSUR, M. A.; WEE, T. H. Effects of Shape, Size and Casting direction of Specimens on Stress-Strain Curves of High-strength Concrete. ACI Material Journal, Michigan, v 94, n. 3, p. 209-219, 1997.

CUNHA, R. P.; MIRANDA, A. N.; MOURA, S. A. Analise Comparativa de Metodologias de Previsão de Capacidade de Carga de Fundações Profundas em Fortaleza-CE. XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTECNICA, 2007.

DECOURT, L. & QUARESMA, A, R. Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mécânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Rio de Janeiro, RJ, 1. (1978).

FAIRHURST, C. (1961). Wave Mechanics of Percussive Drilling. Mine & Quarry Engineering. Vol. 27, n. 3, March, pp. 122-130; vol. 27, n. 4, April, pp. 169-178; vol. 27, n. 7, July, pp. 327-328.

GONÇALVES, C. (2007). Estacas Pré-Fabricadas de Concreto. Teoria e Prática. Capítulos 1, 2, 3, 4, 5 e 6. Volumen 2. Brasil.

GUSMÃO FILHO, J. A. Solos: Da Formação Geológica ao Uso da Engenharia, Ed. UFPE. Recife. 185p. 5.5 Agenda para Fundações, 1998.

MARCHEZINI, S. F. Comparação entre Métodos Estáticos e Dinâmicos de Previsão de Capacidade de Carga em Estacas Assentes em Solo Tropical. Dissertação, Universidade de Brasília, 2013.

MAZURKIEWICZ, B. K. Test loading of piles according to Polisd regulations, Preliminary Report nº 35, Commission on Pile Research, Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Stockholm, 1972.

MEHTA. P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: IBRACON, 2008, 674 p.

MELLO, V. F. B. (1971). The Standart Penetration Test. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4, ASCE, Porto Rico, v. 1.

MEYERHOR, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique, vol 2, 1951.

MEYERHOR, G. G. Bearing capacity and settlements of pile foundations. Proc. American Society of Civil Engineering Div., ASCE, vol 102, n° GT 3, 1976.

MINDLIN, R. D. (1936). Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid. Physics 7, p. 195 -202.

MONTOYA, P. J. Hormigon Armado (15ª ED). Volumen 1, Ed: Gustavo Gili, Havana, Cuba, 1996.

MOURA, S. A. Avaliação Preliminar da Eficiência de Sondagens à Percussão (SPT) em Fortaleza-CE. 2013.

MOURA, S. A. Caracterização Geotecnica para Projetos de Fundações de Edificios em Fortaleza-CE., Dissertação, Universidade Nacional de Brasilia, UnB, 1997.

NAIR, K. - Load Settlement and Load Transfer Characteristics of a Friction Pile Subject to a Vertical Load. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, III, 1963, Caracas, Proceedings, v. 1, p.565-590.

NIENOV, A. F. (2006). Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria. Dissertação de Mestrado.UFSM-RS. Santa Maria, RS.

PALMQUIST, S. M.; JANSEN, D. C. Postpeak Strain-stress Relationship for Concrete in Compression. ACI Material Journal, Michigan, v 94, n. 3, p. 213-219, May – June 200.1

POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. 1980. Pile foundation analysis and design. New York: Wiley.

RILEM TC 148-SSC. Strain-softening of Concrete in Uniaxial Compression. Material and Structures, Paris, v. 30, n. 4, p. 195-209, 1997.

REESE, L. C. (1978). Design and construction of drilled shafts. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 104 (1), 95-116.

SANTOS, G. C. Avaliação da eficiência de sondagens à percussão em solos de perfil silte-arenoso em Fortaleza-CE, Monografia, Universidade Federal do Ceara, UFC, 2014.

SHAH, S. P.; AHMAD, S. H. Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete. PCI Journal, Chicago, v. 30, n. 6, p. 93-119, 1985.

SHEHATA, L. Concreto: Ciencia e Tecnologia. G. C. Isaia. 1 .ed. São Paulo, IBRACON, 2011. Iv.

STEPHAN, A. M. Prova de Carga Estática em Estacas: Comparação com os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga. XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTECNICA, 2007.

SCHMERTMAN, J. H. e Palacios, A. (1979). Energy Dynamics of SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE. Vol. 105, n. GT8, pp. 909- 926.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. New York, 1943.

VAN DER VEEN, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2010). Fundações: Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, Nova Edição, Volume 2.

VARGAS, M.(1990) Provas de Carga em Estacas. Uma apreciação histórica. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.13, n. único, p. 3-12.

VÉSIC, A. S. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 98, nº SM 3, 1972.

YOKEL, F. Y. (1982). Energy Transfer Mechanism in SPT. Journal of Geotechnical Engineering – ASCE – vol. 115, n. 9, pp.1331-1336.