



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
*CAMPUS* DO SERTÃO  
ENGENHARIA CIVIL

PAULO EMANUEL FERREIRA DOS SANTOS

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE ESTACAS VIA  
MÉTODOS TEÓRICOS E PROVAS DE CARGA**

Delmiro Gouveia/AL  
2015

PAULO EMANUEL FERREIRA DOS SANTOS

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE ESTACAS VIA  
MÉTODOS TEÓRICOS E PROVAS DE CARGA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito final à conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, *Campus* do Sertão.

Orientadora: Prof<sup>ª</sup>. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza

Delmiro Gouveia/AL  
2015

S237a Santos, Paulo Emanuel Ferreira dos.

Avaliação da capacidade de carga e recalque de estacas via métodos teóricos e provas de carga / Paulo Emanuel Ferreira dos Santos, 2015.

102f.:il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2015.

Orientação: Prof<sup>ª</sup>. Msc. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

1. Engenharia Civil. 2. Estacas para fundações.

CDU 624.15

PAULO EMANUEL FERREIRA DOS SANTOS

**AValiação DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE ESTACAS VIA  
MÉTODOS TEÓRICOS E PROVAS DE CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso Apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Alagoas – UFAL, *Campus* do Sertão  
como requisito parcial à obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil.

Data de aprovação: 25/03/2015

**Banca Examinadora**

Rafaela Faciola Coelho de Souza  
Profª. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza – EESC/USP  
Universidade Federal de Alagoas - UFAL  
Orientadora

Karlisson André Nunes da Silva  
Profº. Msc. Karlisson André Nunes da Silva  
Universidade Federal de Alagoas – UFAL  
Examinador

Pedro Paulo Martins de Carvalho  
Profº. Pedro Paulo Martins de Carvalho  
Universidade Federal de Alagoas – UFAL  
Examinador

## DEDICATÓRIA

Dedico este estudo à minha família, em especial a meus pais que são à base de todo o meu crescimento e participam, direta e indiretamente, de todos os meus desafios e conquistas.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao meu Deus por se fazer presente em minha vida, me guiando e iluminando cada passo dado.

Agradeço aos meus pais por todo cuidado, carinho e incentivo durante toda a jornada de minha vida que me fizeram chegar até aqui, em especial a meu pai, Paulo Lúcio, no qual me espelho.

Aos meus familiares que mesmo de longe participaram indiretamente do meu crescimento e sempre acreditaram no meu potencial.

Aos meus amigos de curso presentes na UFAL os quais compartilhei cinco anos de muitas alegrias e anseios.

Aos meus amigos e irmãos de amizade que sempre estiveram comigo em todos os momentos de minha vida.

A minha orientadora Rafaela Faciola pelo comprometimento e determinação em me orientar.

À Prof<sup>ª</sup>. Dra. Luciene de Moraes Eirado Lima, em nome da empresa Concreta, pelo fornecimento dos dados para elaboração deste trabalho.

A todos os professores que fizeram parte de minha graduação por todo o conhecimento transmitido.

Enfim, agradeço a todos aqueles que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação.

## EPÍGRAFE

Se eu vi mais longe, foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.

Isaac Newton

## RESUMO

Para a escolha do melhor tipo de fundação, são necessário dados, tanto da edificação (tipo, porte, localização, valores das cargas de pilar, etc.), quanto do terreno (Sondagens). Uma vez feito o reconhecimento do solo por meio de sondagens de simples reconhecimento (SPT), deve ser realizada uma análise da capacidade de carga máxima suportada pelo sistema estaca-solo. Essa análise pode ser determinada tanto por ensaios de provas de carga realizadas *in situ*, como por meio de métodos de cálculos teóricos, os quais permitem determinar aspectos referentes à resistência das camadas de solo, à capacidade de carga, à carga admissível e o recalque. Este trabalho apresenta e analisa o comportamento de dois tipos de estacas distintas, estaca Franki e estaca pré-moldada do tipo metálica, submetidas à prova de carga do tipo estática vertical à compressão. Essa análise é feita associando a teoria, por meio de métodos de cálculos semiempíricos propostos por autores consagrados na literatura de fundações, com a prática, baseada nos resultados obtidos em campo. Os resultados calculados foram comparados com os resultados obtidos nas provas de carga, a fim de verificar a variabilidade entre a estimativa e os valores reais.

**Palavras-chave:** Fundações profundas; Estaca Franki; Estaca metálica; Métodos semiempíricos; Provas de carga.

## ABSTRACT

For choosing the best type of foundation, it is necessary to have data, both the building (type, size, location, column loads values, etc.) and the ground (surveys). Once the recognition of the ground is done by means of Standard Penetration Test (SPT), there must be done an analysis of the maximum capacity supported by cutting-soil system. This analysis can be determined either by loading tests performed in situ assays as by methods of theoretical calculations which allow to determine aspects related to the resistance of soil layers, the load capacity, and the discharge. This paper presents and analyzes the behavior of two different types of stakes, which are the Franki stake and pre molded the metal type stake. They are submitted to load test of the static vertical compression type. This analysis is done by associating the theory, using methods of semi-empirical calculations made by authors established in the literature foundations, and with practice based on the results obtained in the field. The calculated results were compared with the results obtained in the load tests in order to verify the variation between the estimate and real values.

**Keywords:** Deep foundations; Franki stake; Metal stake; Semi-empirical methods; Load tests.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tipos de fundações superficiais.....	23
Figura 2.2 – Fundação Profunda segundo a NBR 6122/1996.....	24
Figura 2.3 - Seções transversais de estacas metálicas (Hachich e outros, 1998).....	28
Figura 2.4 – Áreas de transferência de carga nas estacas metálicas (Presa, E. P.; Pousada, M. C.,2004).....	28
Figura 2.5 – Área útil da seção de estacas metálicas (Gonçalves, 2008).....	29
Figura 2.6 – Sequência executiva da estaca tipo Franki. (JOPPERT (2007)).....	30
Figura 2.7 – Propagação de tensões devido à reação da ponta (adaptado de CINTRA & AOKI, 2010).....	43
Figura 2.8 – Sistemas de reação usuais para provas de carga estáticas em estacas (Gonçalves, 2008).....	46
Figura 2.9 – Representação da prova de carga dinâmica (Aoki e outros, 2013).....	49
Figura 2.10 – Ruptura nítida (Aoki e outros, 2013).....	50
Figura 2.11 – Ruptura física (Aoki e outros, 2013).....	50
Figura 2.12 – Ruptura convencional (Aoki e outros, 2013).....	51
Figura 2.13 – Critério de ruptura convencional da NBR 6122 (ABNT, 2010).....	52
Figura 2.14 – Critério de ruptura convencional de Terzaghi (1942).....	53
Figura 2.15 – Comparação do método Aoki-Velloso com a carga última de Van der Veen (Vianna, 2002).....	53
Figura 2.16 – Comparação do método Décourt-Quaresma com a carga última de Van der Veen (Vianna, 2002).....	54
Figura 2.17 – Comparação do método Amaral com a carga última de Van der Veen (Vianna, 2002).....	54
Figura 2.18 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Décourt-Quaresma (Magalhães, 2002).....	55

Figura 2.19 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Antunes-Cabral (Magalhães, 2002).....	55
Figura 2.20 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Alonso (Magalhães, 2002).....	56
Figura 2.21 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Kárez & Rocha (Magalhães, 2002).....	56
Figura 2.22 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Vocaro & Velloso (Magalhães, 2002).....	57
Figura 2.23 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Gotlieb (Magalhães, 2002).....	57
Figura 2.24 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Aoki-Velloso (Magalhães, 2002).....	58
Figura 2.25 – Comparação entre os melhores ajustes para os métodos (Magalhães, 2002).....	58
Figura 2.26 – Resultados dos métodos de cálculo de capacidade de carga (Gonçalves, 2008).....	59
Figura 2.27 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 1 e 2 (Gonçalves, 2008).....	59
Figura 2.28 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 3 e 4 (Gonçalves, 2008).....	60
Figura 2.29 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 5 e 6 (Gonçalves, 2008).....	60
Figura 3.1 – Localização em mapa dos dois edificios comercias.....	62
Figura 3.2 – Bloco de fundação com locação da estaca submetida ao ensaio.....	63
Figura 3.3 – Planta de locação das estacas – Estaca Metálica.....	64
Figura 3.4 – Perfil de sondagem mais próximo da estaca metálica ensaiada.....	64
Figura 3.5 – Bloco de fundação com locação da estaca submetida ao ensaio.....	65
Figura 3.6 – Planta de locação das estacas – Estaca Franki.....	66
Figura 3.7 – Perfil de sondagem mais próximo da estaca Franki ensaiada.....	67

Figura 5.1 – Resistências máximas obtidas para as três metodologias.....	81
Figura 5.2 – Perfil de resistência por metro de comprimento de estaca para as três metodologias de cálculo.....	81
Figura 5.3 – Esquema de montagem da prova de carga na estaca metálica.....	83
Figura 5.4 – Curva carga x recalque obtida na prova de carga para a estaca metálica....	84
Figura 5.5 – Resistências máximas obtidas para as três metodologias.....	87
Figura 5.6 – Perfil de resistência por metro de comprimento de estaca para as três metodologias de cálculo.....	88
Figura 5.7 – Esquema de montagem da prova de carga na estaca Franki.....	90
Figura 5.8 – Curva carga x recalque obtida na prova de carga para a estaca Franki.....	91

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de estacas e suas características (adaptado de Joppert Jr., 2007).....	26
Tabela 2.2 – Cargas máximas em estacas metálicas totalmente enterradas (adaptado de Hachich e outros, 1998).....	29
Tabela 2.3 – Valores usuais de “V” em função do diâmetro da estaca do tipo Franki (adaptado de Cintra e Aoki, 2010).....	32
Tabela 2.4 – Cargas máximas em estacas do tipo Franki (adaptado de Cintra e Aoki, 2010).....	32
Tabela 2.5 – Fatores de correção F1 e F2 atualizados. (Cintra, 2010).....	35
Tabela 2.6 – Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$ (Cintra, 2010).....	36
Tabela 2.7 – Coeficiente característico do solo C (Cintra, 2010).....	38
Tabela 2.8 – Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Cintra, 2010).....	38
Tabela 2.9 – Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Cintra, 2010).....	39
Tabela 2.10 – Valores do parâmetro $\alpha$ (Cintra, 2010).....	40
Tabela 2.11 – Valores do parâmetro $\beta$ (A. Cintra, 2010).....	40
Tabela 2.12 – Valores do do atrito lateral $r_L$ (Cintra, 2010).....	40
Tabela 3.1 – Característica da estaca metálica.....	63
Tabela 3.2 – Característica da estaca Franki.....	65
Tabela 4.1 – Cálculo de capacidade de carga da estaca metálica pelo método de Aoki-Velloso.....	69
Tabela 4.2 – Cálculo de capacidade de carga da estaca metálica pelo método de Décourt-Quaresma.....	70
Tabela 4.3 – Cálculo de capacidade de carga da estaca metálica pelo método de Teixeira.....	71
Tabela 4.4 – Cálculo de capacidade de carga da estaca Franki pelo método de Aoki-Velloso.....	72
Tabela 4.5 – Cálculo de capacidade de carga da estaca Franki pelo método de Décourt-Quaresma.....	73
Tabela 4.6 – Cálculo de capacidade de carga da estaca Franki pelo método de Teixeira.....	74

Tabela 4.7 – Cálculo do recalque da estaca metálica considerando sua carga admissível.....	76
Tabela 4.8 – Cálculo do recalque da estaca metálica considerando sua capacidade de carga.....	77
Tabela 4.9 – Cálculo do recalque da estaca Franki considerando sua carga admissível.....	78
Tabela 4.10 – Cálculo do recalque da estaca Franki considerando sua capacidade de carga.....	79
Tabela 5.1 – Capacidade de carga da estaca metálica.....	80
Tabela 5.2 – Recalques calculados para a capacidade de carga e carga admissível.....	82
Tabela 5.3 – Características do ensaio de prova de carga estática em estaca metálica...	83
Tabela 5.4 – Características da estaca metálica ensaiada.....	84
Tabela 5.5 – Recalques determinados a partir da curva carga x recalque para a estaca metálica.....	85
Tabela 5.6 – Recalque estimado com cargas calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975) para a estaca metálica.....	85
Tabela 5.7 – Capacidade de carga da estaca Franki.....	87
Tabela 5.8 – Recalques calculados para a capacidade de carga e carga admissível.....	89
Tabela 5.9 – Características do ensaio de prova de carga estática em estaca Franki.....	90
Tabela 5.10 – Características da estaca Franki ensaiada.....	91
Tabela 5.11 – Recalques determinados a partir da curva carga x recalque para a estaca Franki.....	92
Tabela 5.12 – Recalque estimado com cargas calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975) para a estaca Franki.....	92

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A	Área da seção transversal do fuste da estaca
$A_p$	Área da seção transversal da ponta
C	Coefficiente característico do solo (Décourt-Quaresma)
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis Program
CPT	Cone Penetration Test
D	Diâmetro da estaca
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_0$	Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca
$E_s$	Módulo de deformabilidade do solo
$F_1$ e $F_2$	Fatores de correção (Aoki-Velloso)
$f_s$	Atrito lateral unitário (Aoki-Velloso)
h	Distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada recalçada
H	Espessura da camada que recebe as tensões da ponta da estaca
K	Coefficiente (Aoki-Velloso)
L	Comprimento total da estaca
$\Delta_L$ e $L_i$	Espessura de camadas ao longo do fuste da estaca
n	Expoente que depende da natureza do solo
$N_{SPT}$	Números de golpes resultantes do ensaio SPT
$N_l$	Índice médio de resistência à penetração na camada de solo
$N_p$	Índice à penetração na cota de apoio da ponta da estaca
$P_a$	Carga admissível (Aoki-Velloso)
PDA	Pile Driving Analyser

$P_i$	Valor médio do esforço normal em cada segmento da estaca $L_i$
$P_p$	Carga aplicada pela estaca ao solo
$q_c$	Valor da resistência de ponta (Aoki-Velloso)
$R$	Capacidade de carga
$R_L$	Resistência de fuste (lateral)
$r_l$	Tensão média de adesão ou atrito lateral na camada de espessura $\Delta l$
$R_{méd}$	Valor médio da capacidade de carga da estaca (Aoki-Velloso)
$R_p$	Resistência de ponta
$r_p$	Capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca
SPT	Standard Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test complementado com medida de torque
$U$	Perímetro da seção transversal do fuste
$\alpha$	Coefficiente, métodos de previsão de capacidade de carga
$\beta$	Coefficiente, métodos de previsão de capacidade de carga
$\rho$	Recalque
$\rho_e$	Recalque por encurtamento elástico da própria estaca
$\rho_s$	Recalque do solo
$\Delta\sigma$	Propagação de tensões na linha média da camada que sofre o recalque
$\Delta\sigma_p$	Propagação de tensões devido à reação da ponta
$\Delta\sigma_i$	Propagação de tensões devido às cargas laterais
$\sigma_0$	Tensão geostática no centro da camada

## SUMÁRIO

<b>RESUMO.....</b>	<b>07</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>08</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>09</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>11</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....</b>	<b>13</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>19</b>
<b>1.1. OBJETIVO E IMPORTÂNCIA DESTE ESTUDO.....</b>	<b>20</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1. CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL DE SOLO.....</b>	<b>21</b>
<b>2.2. SONDAGEM DE SIMPLES CONHECIMENTO.....</b>	<b>21</b>
<b>2.3. FUNDAÇÕES.....</b>	<b>22</b>
2.3.1. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	23
2.3.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	24
2.3.2.1. FUNDAÇÕES POR ESTACAS.....	25
2.3.2.1.1. ESTACA METÁLICA.....	27
2.3.2.1.2. ESTACA FRANKI.....	29
<b>2.4. CAPACIDADE DE CARGA.....</b>	<b>32</b>
<b>2.5. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....</b>	<b>34</b>
2.5.1. MÉTODO AOKI-VELOSO (1975).....	34
2.5.2. MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978).....	37
2.5.3. MÉTODO TEIXEIRA (1996).....	39
<b>2.6. RECALQUE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....</b>	<b>41</b>
<b>2.7. CÁLCULO DO RECALQUE.....</b>	<b>42</b>
<b>2.8. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.....</b>	<b>44</b>
<b>2.9. PROVAS DE CARGA.....</b>	<b>45</b>
2.9.1. PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	45
2.9.1.1. EXECUÇÃO.....	47
2.9.2. PROVA DE CARGA DINÂMICA.....	48
<b>2.10. INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE.....</b>	<b>49</b>
2.10.1. MÉTODO DA NBR-6122 (ABNT, 1996).....	51

2.10.2.	MÉTODO DE TERZAGHI (1942) .....	52
<b>2.11.</b>	<b>TRABALHOS SIMILARES .....</b>	<b>53</b>
<b>3.</b>	<b>ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>62</b>
<b>3.1.</b>	<b>ESTUDO DE CASO 1: ESTACA METÁLICA .....</b>	<b>63</b>
<b>3.2.</b>	<b>ESTUDO DE CASO 2: ESTACA FRANKI .....</b>	<b>65</b>
<b>4.</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>68</b>
<b>4.1</b>	<b>PROCEDIMENTOS DE CÁLCULOS .....</b>	<b>68</b>
4.1.1.	Capacidade de Carga .....	68
4.1.2.	Recalque.....	75
4.1.3.	Comparação entre o recalque estimado e o recalque obtido pela curva Carga x Recalque real.....	75
<b>5.</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>80</b>
<b>5.2.</b>	<b>ESTACA METÁLICA .....</b>	<b>80</b>
5.2.1	Capacidade de Carga .....	80
5.2.2	Recalque.....	82
5.2.3	Comparação entre o recalque estimado e o recalque obtido pela curva Carga x Recalque real.....	82
5.2.3.1	<i>Prova de Carga Estática – Estaca Metálica.....</i>	<i>82</i>
5.2.3.2	<i>Resultado da Prova de Carga Estática – Estaca Metálica.....</i>	<i>84</i>
<b>5.2</b>	<b>ESTACA FRANKI .....</b>	<b>86</b>
5.2.1	Capacidade de Carga .....	86
5.2.2	Recalque.....	88
5.2.3	Comparação entre o recalque estimado e o recalque obtido pela curva Carga x Recalque real.....	89
5.2.3.1	<i>Prova de Carga Estática – Estaca Franki.....</i>	<i>89</i>
5.2.3.2	<i>Resultado da Prova de Carga Estática – Estaca Franki.....</i>	<i>91</i>
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>94</b>
<b>6.1.</b>	<b>QUANTO À PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....</b>	<b>94</b>
<b>6.2.</b>	<b>QUANTO AO RECALQUE.....</b>	<b>95</b>
<b>6.3.</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>95</b>
<b>7.</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>96</b>

<b>ANEXOS .....</b>	<b>99</b>
<b>ANEXO 1 – PERFIL DE SONDAÇÃO MAIS PRÓXIMO DA ESTACA METÁLICA</b>	
<b>ENSAIADA.....</b>	<b>99</b>
<b>ANEXO 2 – PERFIL DE SONDAÇÃO MAIS PRÓXIMO DA ESTACA METÁLICA</b>	
<b>ENSAIADA.....</b>	<b>100</b>
<b>ANEXO 3 – PLANO DE CARGA DA ESTACA METÁLICA.....</b>	<b>101</b>
<b>ANEXO 4 – PLANO DE CARGA DA ESTACA FRANKI.....</b>	<b>102</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Em qualquer tipo de obra de construção civil que se tenha como base de apoio o solo, deve-se atentar cuidadosamente para uma etapa da construção que é responsável por transmitir todas as cargas que atuarão nessa edificação para camadas de solos resistentes, sendo esta etapa denominada de fundação. O projeto de execução é de fundamental importância na engenharia, uma vez que a mesma pode comprometer toda a estrutura a ela apoiada. Visto isso, existe todo um processo para a escolha do tipo de fundação adequada para o projeto desejado. Esse processo leva em consideração aspectos de forma do elemento para dimensionamento, o peso da estrutura que será construída sobre a fundação e o perfil de solo onde a edificação será executada. Para os aspectos de forma do elemento existem as fundações rasas e as profundas.

Em um projeto de fundação é prioritário verificar se há a possibilidade de executar apenas fundações rasas, por ser mais prática e não requer equipamentos caros e específicos. Para essa verificação levam-se em consideração as características do solo e o peso da estrutura que será construída. Em casos onde se tem camadas de solos não muito resistentes e/ou uma grande carga aplicada à fundação, se torna necessário a execução de fundações profundas, onde, geralmente, são empregadas as estacas.

Existem vários tipos de estacas, pré-moldadas (cravadas) e moldadas “in loco” (escavadas). Para determinar o melhor tipo de estaca para o projeto, deve ser examinados aspectos como menor custo, menor prazo de conclusão e também as limitações de execução de cada estaca que devem ser compatíveis à situação. No sistema estaca-solo, as estacas apresentam resistência de fuste (em sua lateral) e resistência de ponta. A soma dessas duas resistências resulta na capacidade de carga máxima suportada pela estaca. Essa capacidade de carga está ligada diretamente ao perfil de solo.

O perfil de solo é determinado por meio de sondagens, em geral ensaios de SPT (Standard Penetration Test). Com base no perfil de sondagem, é possível determinar a capacidade de carga do sistema estaca-solo utilizando de métodos de cálculos semiempíricos. Essa mesma capacidade de carga pode ser verificada, também, por meio de ensaios de provas de carga, levando em consideração procedimentos propostos pela NBR 12131 (ABNT, 1992). Com o resultado de capacidade de carga determinado, aplica-se um fator de segurança ao mesmo, também especificado por norma, garantindo assim, um projeto seguro de fundações.

## **1.1. OBJETIVO E IMPORTÂNCIA DESTE ESTUDO**

Este trabalho tem como objetivo verificar os resultados de capacidade de carga e recalque obtidos por meio de métodos semiempíricos de cálculos propostos na literatura de fundações, e compará-los com os resultados reais obtidos em ensaios de provas de carga.

Fazer esse tipo de estudo tem grande relevância, pois permite associar teoria à prática e verificar que valores estimados à partir de metodologias teóricas podem ser considerados em projetos quando não se tem resultados de ensaios de provas de carga.

Do ponto de vista prático, este estudo atenta para uma melhor compreensão acerca do comportamento do sistema estaca-solo, uma vez que, a má execução de fundação pode comprometer toda uma estrutura a ela apoiada, podendo assim, causar desde pequenas rupturas na superestrutura até o colapso de toda a edificação, onde, nesta última, pode comprometer a vida de várias pessoas.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL DE SOLO**

Segundo Hachich e outros (1998) para se ter um conhecimento adequado de um solo, é necessário uma elaboração de projetos geotécnicos e de fundações que levam em consideração aspectos como à identificação e classificação das diversas camadas existentes do solo suposto à análise, bem como à avaliação das suas propriedades de engenharia. Essa análise é feita por meio de ensaios de campo (“in situ”).

Entre os ensaios de campo existente, Hachich e outros (1998) menciona que os que se sobressaem são: o Standard Penetration Test (SPT), o Standard Penetration Test com medidas de torque (SPT-T), o ensaio de penetração de cone (CPT). O ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras, ou piezocone (CPT-U), o ensaio de palheta (“Vane Test”), os pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes), o dilatômetro de Marcheti, os ensaios de carregamento de placa (provas de carga) e os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de “Cross-Hole”.

### **2.2. SONDAGEM DE SIMPLES CONHECIMENTO**

De acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001) o standard penetration test (SPT) é utilizado para determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como para observação do nível do lençol freático. O procedimento inicial é realizado com a utilização do trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m. A perfuração inicial também pode ser feita por circulação de água utilizando-se para isso o trépano de lavagem. Em seguida o material escavado é removido por meio da circulação de água com auxílio de uma bomba d’água motorizada. A cada metro perfurado recolhem-se amostras de solo através do amostrador-padrão que é cravado no solo por meio de golpes de um martelo. Durante o processo de perfuração são anotadas as profundidades de transição das camadas detectadas a partir de exame tátil-visual e pela mudança de coloração do material recolhido pelo trado ou pela água de circulação. Primeiramente são registrados o número de golpes necessários para uma perfuração superior a 15 cm, registrando-se as profundidades atingidas. De acordo com o número de golpes necessários para que o amostrador seja cravado em uma profundidade de 30 cm têm-se os resultados de  $N_{SPT}$  obtidos. Após atingir os 30 cm registra-se o número de golpes adicionais empregados para que a cravação atinja 45 cm de profundidade. De

acordo com o tipo de obra, as cargas transmitidas às fundações e a natureza do solo, a paralisação da sondagem em solos de menor resistência à penetração é admitida com justificativa geotécnica aplicável ou por solicitação do cliente. Durante o ensaio o operador deve estar atento ao aumento da umidade do solo, que indica a proximidade do lençol freático. Quando o lençol freático é alcançado, a operação de perfuração é interrompida e observa-se a elevação do nível d'água realizando-se a leitura deste a cada 5 min até o mínimo de 15 min. Posteriormente as amostras colhidas são examinadas e identificadas de acordo com sua granulometria, plasticidade, cor e origem.

Segundo Reinert (2011) este ensaio tem como vantagens a obtenção de amostras de solo, a identificação do nível d'água, a simplicidade de execução e o baixo custo. Apresenta algumas limitações para determinados tipos de solos, visto que para que seja atingida a profundidade necessária utiliza-se o processo de lavagem do solo o que acarreta na desagregação de sua estrutura.

Em solos moles, esse processo amolga a argila (quando não a desestrutura), diminuindo a resistência real do solo. Além disso, a energia de cravação do amostrador é alta, fazendo com que não se obtenha um número real de golpes para medida de resistência (Nspt), já que com apenas um golpe é possível que se ultrapassem os 45 cm de cravação do amostrador. (REINERT, 2011).

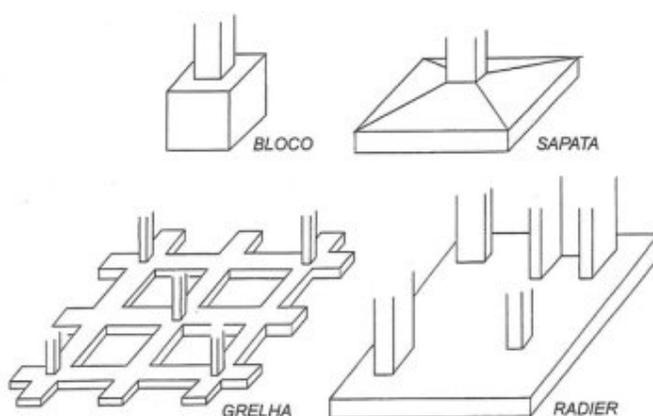
### **2.3. FUNDAÇÕES**

As obras de engenharia constituem-se de duas partes: a superestrutura e o elemento de fundação. A superestrutura é a parte responsável pela sustentação das cargas provenientes do meio externo e do próprio peso da construção e o elemento de fundação é a parte responsável por transmitir as cargas sustentadas pela superestrutura para o terreno de fundação ao qual a obra está assentada. A fundação se divide em dois grupos: fundação superficial e fundação profunda. O que determina o tipo a ser utilizado é a profundidade necessária que depende de como as cargas são distribuídas. (SALES, 1998).

### 2.3.1. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), as fundações superficiais, também chamadas de rasas ou diretas, são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Pertencem a esse grupo as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas (Figura 2.1).

As fundações superficiais estão logo abaixo da infraestrutura e são normalmente projetadas com pequenas escavações no solo dispensando-se a utilização de grandes equipamentos durante a execução.



**Figura 2.1 – Tipos de fundações superficiais.**

(Fonte: <http://webconstruir.blogspot.com.br/2013/03/fundacoes-superficiais.htm>, acesso em: 26 janeiro, 2015).

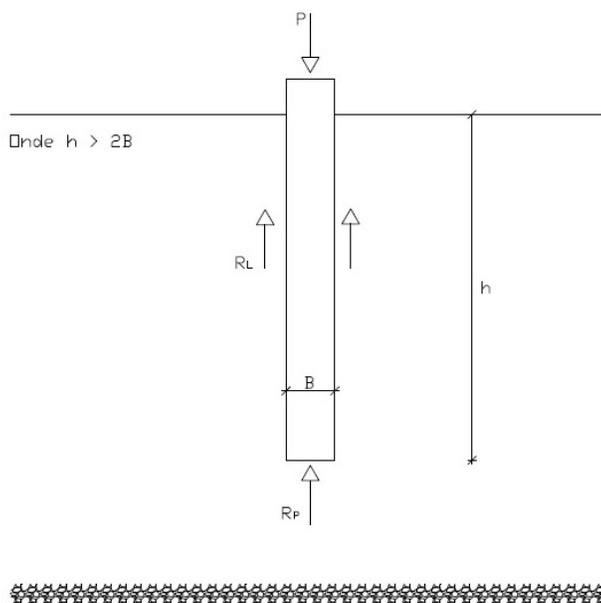
Segundo Joppert (2007), as fundações superficiais, quando tecnicamente viável, são uma boa opção e geralmente é a primeira a ser analisada quando se inicia o processo de escolha do tipo de fundação. Essa preferência ocorre devido à facilidade operacional, pois não necessita de equipamentos e mão-de-obra especializada, e por fixar-se nas camadas mais superficiais, o que favorece a inspeção do solo, trazendo agilidade e economia em seu processo de execução.

### 2.3.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Fundação profunda é o elemento que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que apresentam profundidade de assentamento superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e que esta seja de no mínimo 3 m. (NBR 6122/1996). (Figura 2.2).

Na presença de solos moles, quando existem cargas elevadas como a de prédios altos por exemplo, é tecnicamente desaconselhável o uso de fundações rasas ou diretas. Devem ser utilizadas fundações profundas, que consigam atingir a profundidade necessária para se encontrar um solo seguro. (GUIMARÃES, 2003).

“As fundações profundas possuem grande comprimento em relação às suas bases e, apesar de apresentarem pouca capacidade de suporte pela base, possuem grande capacidade de carga devido ao atrito lateral do corpo do elemento de fundação com o solo.” (MELHADO et al., 2002).



**Figura 2.2 – Fundação Profunda segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996).**

A partir dos dados da figura 1, a NBR 6122 (ABNT, 1996) determina a seguinte expressão:

$$R = R_L + R_p \quad \text{Eq. (2.1)}$$

Onde:

R é a capacidade de carga.

$R_L$  corresponde à resistência de fuste (lateral).

$R_p$  corresponde à resistência de ponta.

Segundo Cintra e Aoki (2010), na medida em que o carregamento avança, em alguns segmentos da estaca começa a ocorrer o atrito lateral máximo mobilizado pelo fuste do elemento de fundação. Quando esse atrito lateral máximo atinge todos os seguimentos laterais da estaca, o atrito estaca-solo é vencido e então inicia a mobilização da resistência de ponta, com intuito de impedir que o elemento deslize continuamente para baixo.

Enquadram-se neste grupo as estacas, os tubulões e os caixões. Normalmente as estacas são mais utilizadas e consistem num elemento de fundação executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer etapa da operação seja necessário a descida de operários como ocorre nos tubulões.

### **2.3.2.1. FUNDAÇÕES POR ESTACAS**

Segundo a NBR 6122/1996, estacas são elementos de fundações profundas executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário.

Segundo Hachich e outros (1998), as estacas podem ser cravadas ou escavadas, pré-moldadas ou moldadas in loco, podem ser feitas de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou mistos.

A tabela a seguir resume as principais características das estacas e as classificam de acordo com o seu determinado tipo e técnica de implantação (Tabela 2.1).

**Tabela 2.1 – Tipos de estacas e suas características (adaptado de Joppert Jr., 2007).**

<b>Tipos de estacas</b>	<b>Nome</b>	<b>Técnica de implantação no solo</b>	<b>Limitações</b>
Pré-moldadas	Concreto	Cravação (percussão ou estática)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vibrações</li> <li>• Matacões</li> <li>• Acesso</li> </ul>
	Aço	Cravação (percussão ou estática)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matacões</li> <li>• Acesso</li> </ul>
	Madeira	Cravação (percussão)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vibrações</li> <li>• Matacões</li> <li>• apodrecimento</li> </ul>
Moldadas “in loco”	Broca mecânica	Escavada sem revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desbarrancamento</li> <li>• Lençol freático</li> <li>• Matacões</li> <li>• Acesso</li> <li>• Profundidade máxima de 25 m</li> </ul>
	Strauss	Escavada com revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Lençol freático e areia com água na ponta</li> <li>• Camada espessa de solo mole</li> <li>• Solo de difícil corte (SPT &gt; 20)</li> <li>• Matacões</li> <li>• Profundidade máxima de 18 m</li> </ul>
			<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vibração</li> <li>• Camada espessa de solo mole</li> </ul>

Moldadas “in loco”	Franki	Escavada com revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matacões</li> <li>• Profundidade máxima de 18 m</li> <li>• Acesso</li> </ul>
	Hélice contínua	Escavada sem revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Camada espessa de solo mole</li> <li>• Profundidade máxima de 24 m</li> <li>• Matacões</li> <li>• Acesso</li> </ul>
	Barrete e estação	Escavada com auxílio de lama bentonítica	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matacões</li> <li>• Acesso</li> </ul>
	Raiz	Escavada com revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Camada espessa de solo mole</li> </ul>

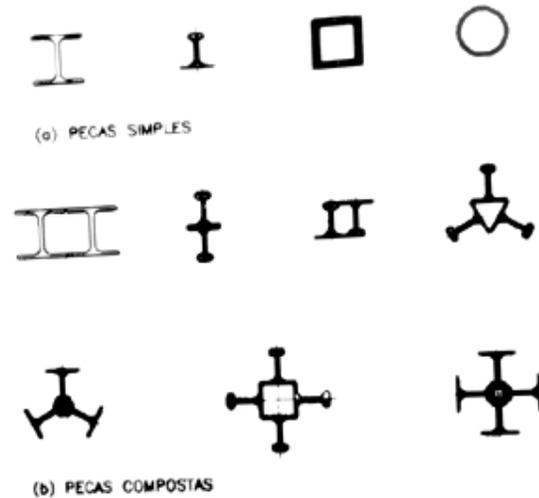
### 2.3.2.1.1. ESTACA METÁLICA

Pertencentes ao grupo das estacas pré-moldadas, as estacas metálicas são encontradas no Brasil em três categorias:

- Perfis H, I (novos);
- Trilho de trem (usados);
- Tubos (novos ou usados).

Tanto os perfis quanto os trilhos podem ser empregados como peças simples ou compostas (Figura 2.3).

Segundo Hachich e outros (1998), as estacas metálicas têm um custo relativamente elevado, mas, em contrapartida, podem se tornar uma alternativa economicamente viável, uma vez que são fáceis de cravar, apresentam pouca vibração na cravação, trabalham bem à flexão e não tem dificuldades quanto à manipulação, transporte, emendas ou cortes. Essas estacas também conseguem ser cravadas através de terrenos mais compactos sem provocar levantamento de estacas vizinhas.



**Figura 2.3 - Seções transversais de estacas metálicas (Hachich e outros, 1998).**

Cintra e Aoki (2010) define a carga catálogo ( $P_c$ ) como sendo a carga admissível indicada pelo fabricante ou executor da estaca, em função da seção transversal do fuste e do tipo da estaca.

Para o cálculo da carga catálogo de uma estaca metálica, a NBR 8800 (ABNT, 1986), propõe a seguinte equação:

$$P_c = 2,1 A_s \quad \text{Eq. (2.2)}$$

Onde  $A_s$  é a área da seção transversal do fuste da estaca. Essa expressão é um caso particular para casos em que as estacas estejam totalmente enterradas (sem flambagem).

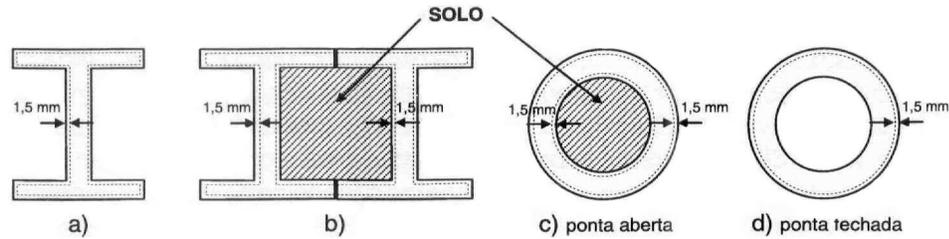
De acordo com Gonçalves (2008), considera-se como área da seção transversal ( $A_s$ ) aquela correspondente à seção envolvente e, para a área lateral ao longo do fuste, admite-se aquela resultante do contato das faces do perfil com o solo (Figura 2.4).



**Figura 2.4 – Áreas de transferência de carga nas estacas metálicas (Gonçalves, 2008).**

Hachich e outros (1998), regidos pela NBR 6122 (ABNT, 1996), ressalta que, para manter a segurança, é necessário que se desconte 1,5 mm de toda superfície da estaca

metálica em contato com o solo, resultando em uma área menor que a área real do perfil (Figura 2.5).



**Figura 2.5 – Área útil da seção de estacas metálicas (Gonçalves, 2008).**

Hachich e outros (1998) ainda dispõe uma tabela com os perfis mais utilizados e suas respectivas cargas máximas (ver Tabela 2.2).

**Tabela 2.2 – Cargas máximas em estacas metálicas totalmente enterradas (adaptado de Hachich e outros, 1998).**

Tipo de perfil	Denominação	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (N/m)	Carga catálogo (kN)
Perfis laminados	H 6" x 6"	47,3	371	400
	I 8" x 4"	34,8	273	300
	I 10" x 4(5/8)"	48,1	377	400
	I 12" x 5(1/4)"	77,3	606	700
Trilhos	TR 25	31,4	246,5	200
	TR 32	40,9	320,5	250
	TR 37	47,3	371,1	300
	TR 45	56,8	446,5	350
	TR 50	64,2	503,5	400
	TR 57	72,6	569	450

### 2.3.2.1.2. ESTACA FRANKI

De acordo com Joppert (2007) as estacas tipo Franki são moldadas “in loco” por meio da cravação dinâmica de um tubo munido de bucha composta por areia e pedra, implantada em sua ponta inferior. Sua cravação ocorre pela queda livre de um pilão com peso entre 1000 e 4600 kg, variando de acordo com a bitola da estaca. À medida que os golpes são aplicados o tubo penetra no solo até que se atinja um solo que apresente uma boa capacidade de suporte, que é determinada através da análise das negas e energias de cravação (Figura 2.6).

Após a cravação do tubo, inicia-se a execução da base da estaca que consta da expulsão da bucha e injeção de concreto abaixo da ponta do tubo de revestimento. A injeção se dá pela concretagem paulatina com o apiloamento do fundo, objetivando a formação de uma base esférica com dimensões maiores do que o fuste da estaca. Após a execução da base, implanta-se a armação da estaca e inicia-se a concretagem com o apiloamento constante do concreto e a retirada concomitante do tubo de revestimento, sempre com certeza de existir um mínimo de concreto na parte interna do tubo. (JOPPERT, 2007).

A Figura 2.6 ilustra as etapas do processo executivo da estaca do tipo Franki. Onde a primeira etapa consiste na execução da bucha, a segunda a cravação do conjunto tubo + bucha, a terceira trata-se da expulsão da bucha e execução da base, a quarta mostra a colocação da armação, a quinta a concretagem da estaca e a sexta ilustra a estaca concluída.

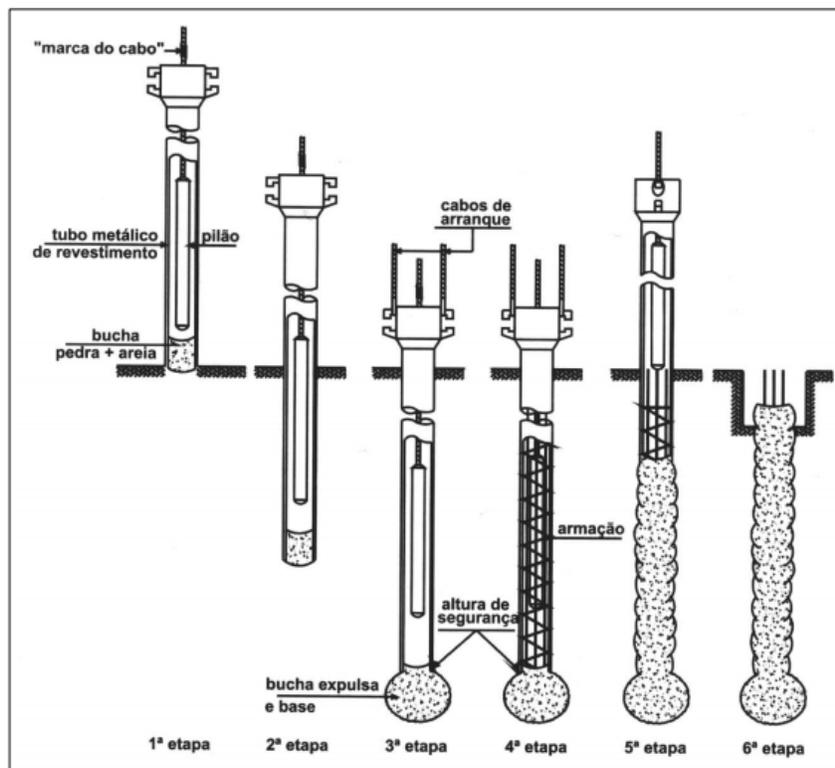


Figura 2.6 – Sequência executiva da estaca tipo Franki (JOPPERT (2007)).

Joppert (2007) ressalta ainda que o processo executivo dessas estacas promove alta capacidade de carga na estaca e a possibilidade de um bom controle de qualidade do

estaqueamento. No entanto, também é responsável por vibrações excessivas e baixa produtividade.

Essas vibrações excessivas provocam vários danos a obras vizinhas. Um exemplo disso, citado por Marques (2004), refere-se à cidade de Maceió, onde ocorreu um crescimento da verticalização nas regiões praieiras com destaque inicial para o bairro de Ponta Verde, devido à ocorrência de uma camada de areia compacta a muito compacta, com espessura média de uns 3 metros, na profundidade de 3 metros aproximadamente. Com isso as dificuldades para execução de fundações eram enormes. As estacas pré-moldadas não conseguiam atravessar a camada de areia compacta, sem sofrer danificações. As metálicas necessitavam de grandes profundidades para se ter a carga admissível tecnicamente viável, mas economicamente inviável. Então, as estacas tipo Franki, conseguiram atravessar a camada de areia, mas rachavam as construções vizinhas.

A execução das estacas tipo Franki com uma distância radial, entre si, menor do que cinco vezes o diâmetro, deve ter pelo menos 12h de intervalo. Além desse intervalo mínimo, durante a execução de estacas, deve ser realizado o controle de levantamento das estacas vizinhas, devido ao deslocamento do solo adjacente. Quando a compressão ou a vibração do solo não são desejáveis, pode ser realizada a escavação prévia do terreno, por meio de trado especial, mantendo-se a parede do furo estável, através de lama bentonítica, no caso de solos arenosos. Também pode ser realizada a cravação do tubo com ponta aberta, realizando-se a limpeza do seu interior, posteriormente. (CARVALHO, 2014).

A estaca Franki apresenta uma particularidade que consiste em uma base de ponta alargada que, segundo Carvalho (2014), é executada depois de atingida a cota de projeto e a nega especificada, após a fase de expulsão da bucha. Imediatamente após a expulsão da bucha, um volume de concreto seco (mais resistente), com fator água/cimento igual a 0,18, é introduzido, formando a base alargada, pelo apiloamento de camadas sucessivas desse concreto. O alargamento da base resulta no aumento da seção, trazendo maior capacidade de carga da estaca bem como uma melhoria das características mecânicas do solo compactado em torno da base.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a área da ponta ( $A_p$ ) de uma estaca tipo Franki é calculada a partir do volume de sua base alargada ( $V$ ) de acordo com a seguinte expressão:

$$A_p = \pi \left( \frac{3V}{4\pi} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde os valores usuais de “V” são apresentados em função do diâmetro da estaca (ver Tabela 2.3).

**Tabela 2.3 – Valores usuais de “V” em função do diâmetro da estaca do tipo Franki (adaptado de Cintra e Aoki, 2010).**

Diâmetro da estaca (cm)	Volume da base (m <sup>3</sup> )
Φ 35	0,18
Φ 40	0,27
Φ 45	0,36
Φ 52	0,45
Φ 60	0,60

Quanto às cargas catálogos, Cintra e Aoki (2010) determinam os seguintes valores para estacas do tipo Franki (ver Tabela 2.4).

**Tabela 2.4 – Cargas máximas em estacas do tipo Franki (adaptado de Cintra e Aoki, 2010).**

Tipo de estaca	Diâmetro (cm)	Carga catálogo (kN)
Estaca Franki	Φ 30	450
	Φ 35	550
	Φ 40	800
	Φ 52	1.300
	Φ 60	1.700

#### 2.4. CAPACIDADE DE CARGA

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga consiste na força correspondente à máxima resistência oferecida pelo sistema solo-estaca, ou seja, trata-se do somatório algébrico das cargas máximas, incluindo seu peso próprio, que podem ser resistidas pelo atrito lateral e pela base, com um determinado valor de deslocamento aceitável.

A capacidade de carga, ou carga última de uma estaca, é definida como sendo a soma das cargas máximas suportadas pelo atrito lateral e pela ponta. Pode-se determinar

a capacidade de carga de uma estaca através de métodos teóricos, métodos semi-empíricos e métodos práticos (provas de carga). (MAGALHÃES, 2005).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), a capacidade de carga de uma fundação superficial consiste na tensão que é aplicada ao solo que provoca apenas recalques suportáveis pela estrutura sem que haja inconvenientes e oferecendo segurança contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento estrutural. Pode ser calculada por meio de vários métodos como provas de carga sobre placas, métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos. No método de provas de carga sobre placas deve-se levar em consideração durante a interpretação dos resultados o comportamento entre a placa e a fundação real. Os métodos teóricos são baseados nas propriedades de resistência ao cisalhamento e a compressibilidade do solo, compreendem as formulações desenvolvidas por Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Vésic (1974), Hansen (1970), entre outros. Nos métodos empíricos, a capacidade de carga é obtida com base na descrição das condições do terreno e em tabelas de tensões básicas. Já na metodologia semi-empírica as propriedades dos materiais são estimadas por meio de correlações e são usadas em teorias da Mecânica dos Solos.

De acordo com Miozzo (2007), para desenvolver a teoria de capacidade de carga vertical de um sistema sapata-solo horizontal, Terzaghi (1943) considerou algumas hipóteses básicas:

- o comprimento do elemento de fundação bem maior que sua largura;
- a profundidade de assentamento é inferior à largura da sapata, o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio do elemento estrutural de fundação.
- o maciço de solo sob a base da sapata é compacto ou rijo, isto é, trata-se de um caso de ruptura geral. Quando se trata de fundações profundas a capacidade de carga é definida pelo menor valor entre a resistência estrutural que compõe o elemento de fundação e a resistência do solo que lhe confere suporte.

Segundo Alonso (1983), o cálculo da capacidade de carga de uma estaca pode ser feito por meio dos métodos de realização de provas de carga e métodos semi-empíricos, dentre os quais destacam-se o método de Aoki Velloso (1975) e o método de Décourt e Quaresma (1978), que são os mais utilizados para o cálculo da capacidade de carga no Brasil.

## 2.5. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Para a determinação da capacidade de carga de fundações por estacas os métodos considerados mais confiáveis são os chamados métodos semiempíricos. Segundo Cintra (2010) esses métodos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. Para esse tipo de ensaio *in situ* utiliza-se a penetração dinâmica (SPT) e/ou a penetração estática (PCT) como meio de reconhecimento do solo.

São abordados três métodos semiempíricos brasileiros, são eles: Aoki-Veloso (1975), Décourrt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

### 2.5.1. MÉTODO AOKI-VELOSO (1975)

Segundo Gonçalves (2008), o método de Aoki e Velloso, proposto em 1975, foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de cargas em estacas e de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT. A expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT.

A equação da capacidade de carga (R) está representada na Equação (2.1). Essa equação considera que o fuste da estaca atravessa “n” camadas distintas de solo, sendo as parcelas de resistência de ponta ( $R_p$ ) e de resistência lateral ( $R_l$ ), definidas da seguinte forma:

$$R_p = r_p + A_p \quad \text{Eq. (2.4)}$$

$$R_l = U \sum_1^n (r_l \cdot \Delta l) \quad \text{Eq. (2.5)}$$

Onde:

$r_p$  = capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação.

$A_p$  = área da seção transversal da ponta.

$r_l$  = tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura  $\Delta l$ .

U = perímetro da seção transversal do fuste.

Os valores correspondentes a  $r_p$  e  $r_l$  são inicialmente correlacionados com ensaios de penetração estática (CPT), por meio dos valores da resistência de ponta ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário ( $f_s$ ):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Eq. (2.6)}$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

Em que  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do PCT (modelo). Os valores destes fatores estão expressos na tabela a seguir (Tabela 2.5):

**Tabela 2.5 – Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  atualizados. (Cintra, 2010).**

<b>Tipo de estaca</b>	<b><math>F_1</math></b>	<b><math>F_2</math></b>
Franki	2,50	2 $F_1$
Metálica	1,75	2 $F_1$
Pré-moldada	1 + D/0,80*	2 $F_1$
Escavada	3,0	2 $F_1$
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,0	2 $F_1$

\* “D” refere-se ao diâmetro da estaca medido em metros.

Tendo em vista que no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, o valor da resistência de ponta ( $q_c$ ) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ):

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

Em que o coeficiente K depende do tipo de solo (ver tabela 2.6).

Essa substituição possibilita correlacioná-lo também com o atrito lateral em função de  $N_{SPT}$  com a utilização da razão de atrito ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c}$$

Logo,

$$f_s = \alpha K N_{SPT} \quad \text{Eq. (2.9)}$$

Podemos, então, reescrever as expressões anteriores para  $r_p$  e  $r_l$ :

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1} \quad \text{Eq. (2.10)}$$

$$r_l = \frac{\alpha N_l}{F_2} \quad \text{Eq. (2.11)}$$

Em que  $N_p$  e  $N_l$  são, respectivamente, o índice à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta_l$ , ambos valores obtidos a partir da sondagem mais próxima.

Portanto, a capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_l (\alpha K N_l \Delta_l) \quad \text{Eq. (2.12)}$$

**Tabela 2.6 – Coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$  (Cintra, 2010).**

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0

Argila siltoarenosa	0,33	3,0
---------------------	------	-----

Com o valor médio da capacidade de carga já determinado, é possível determinar a carga admissível ( $P_a$ ) a partir da seguinte expressão:

$$P_a = \frac{R_{méd}}{f_s} \quad \text{Eq. (2.13)}$$

Onde  $f_s$  é o fator de segurança global, empregado com a finalidade de garantir que a solicitação em cada estaca não seja superior à carga admissível. A NBR 6122 (ABNT, 1996) determina que o valor a ser utilizado para o fator de segurança seja igual a dois (2).

### 2.5.2. MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978)

O método de Décourt-Quaresma (1978) utiliza os valores obtidos no ensaio de SPT e foi originalmente desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto e mais tarde estendido a estacas escavadas, hélice contínua e injetadas por Décourt (1996). (CARVALHO, 2014).

Neste método, as parcelas de resistência ( $R_l$  e  $R_p$ ) da capacidade de carga ( $R$ ) de um elemento isolado de fundação são expressas por:

$$R_l = r_l U L \quad \text{Eq. (2.14)}$$

$$R_p = r_p A_p \quad \text{Eq. (2.15)}$$

A estimativa da tensão de atrito lateral ( $r_l$ ) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_l$ ), de acordo com Décourt (1982) os valores de ( $r_l$ ) são:

$$r_l = 10 \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad \text{Eq. (2.16)}$$

Onde o limite superior é de  $N_l = 50$ , para estacas de deslocamento (estacas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo) e estacas escavadas com bentonita, e  $N_l \leq 15$  para estacas Strauss e tubulões a céu aberto e o limite inferior é  $N_l = 3$ .

A capacidade de carga junto à ponta ou base do elemento estrutural de fundação ( $r_p$ ) é estimada pela equação:

$$r_p = C N_p \quad \text{Eq. (2.17)}$$

em que:

$N_p$  = valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base do elemento estrutural de fundação, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente superior.

$C$  = coeficiente característico do solo (tabela 2.7).

**Tabela 2.7 – Coeficiente característico do solo  $C$  (Cintra, 2010).**

Tipo de solo	$C$ (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Décourt (1996) introduziu fatores  $\alpha$  e  $\beta$ , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga em:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N}{3} + 1 \right) U L \quad \text{Eq. (2.18)}$$

Os valores propostos para  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas Tabelas 2.8 e 2.9, respectivamente. Para estacas do tipo pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, pode-se adotar  $\alpha = \beta = 1$ .

**Tabela 2.8 – Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Cintra, 2010).**

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0

Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

**Tabela 2.9 – Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Cintra, 2010).**

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Com o valor médio da capacidade de carga já determinado, é possível determinar a carga admissível ( $P_a$ ) a partir da seguinte expressão:

$$P_a = \frac{R_L}{1,3} + \frac{R_p}{4} \quad \text{Eq. (2.19)}$$

### 2.5.3. MÉTODO TEIXEIRA (1996)

Teixeira (1996) propõe em seu método uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros,  $\alpha$  e  $\beta$ :

$$R = R_L + R_p \quad \text{Eq. (2.20)}$$

Onde,

$$R_L = \alpha N_p A_p \quad \text{Eq. (2.21)}$$

$$R_p = \beta N_I U L \quad \text{Eq. (2.22)}$$

Em que:

$N_p$  = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

$N_p$  = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Os valores propostos para  $\alpha$  e  $\beta$  são apresentados nas Tabelas 2.10 e 2.11, respectivamente. O autor adverte que este método não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles sensíveis, com  $N_{SPT}$  inferior a três (3). Para este caso específico, a tensão de atrito lateral ( $r_1$ ) é dada pela Tabela 2.12, em função da natureza do sedimento argiloso.

**Tabela 2.10 – Valores do parâmetro  $\alpha$  (Cintra, 2010).**

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

**Tabela 2.11 – Valores do parâmetro  $\beta$  (Cintra, 2010).**

Tipo de estaca	$\beta$ (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

**Tabela 2.12 – Valores do atrito lateral  $r_l$  (Cintra, 2010).**

<b>Sedimento</b>	<b><math>r_l</math> (kPa)</b>
Argila fluviolagunar	20 a 30
Argila transicional	60 a 80

## **2.6. RECALQUE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996) recalque é o movimento vertical descendente de um elemento estrutural. Quando o movimento for ascendente, denomina-se levantamento.

O recalque é um dos principais causadores de patologias em edificações e em alguns casos do colapso total das mesmas. Está presente em todas as edificações, porém, em até certo nível não provoca problemas consideráveis. Existe a necessidade do controle do recalque, desde a sua identificação até a estabilização, para assim evitar casos extremos de instabilidades da estrutura. (CORRÊA, 2012).

Segundo Crespo (2004), toda fundação tende a acompanhar qualquer rebaixamento do solo ao qual se apoia e, conseqüentemente, a superestrutura acompanha o recalque da fundação. Tanto a fundação como a superestrutura, de qualquer tipo de estrutura, tentará resistir à deformação e reduzir o recalque diferencial transmitindo maior carga para locais do solo que sofreram menor recalque.

Magalhães (2005) comenta que existem três tipos de recalque: o recalque total, o recalque diferencial e a distorção angular. Sendo o recalque total aquele que ocorre de modo uniforme nos pontos da fundação e pode ser imediato ou por adensamento.

Recalque diferencial ocorre quando um ponto da fundação recalca mais que outro, ou seja, é o deslocamento relativo entre dois pontos da fundação. Salienta-se que a ocorrência destes em grande magnitude podem gerar graves patologias para a edificação ou até mesmo inviabilizar o seu uso. Cita-se danos em tubulações de água e esgoto, danos em cabeamento elétrico, dentre outros (PRANDINA, 1999). Já a distorção angular relaciona o recalque diferencial entre dois pontos da fundação e sua distância em planta, formando um ângulo com o plano horizontal, sendo responsável pelas manifestações patológicas na superestrutura do edifício, como trincas e fissuras.

Os métodos para previsão de recalque estão dispostos em três categorias, os métodos empíricos, os semi-empíricos e os teóricos. Nos métodos empíricos os valores das tensões admissíveis são obtidos através de tabelas que correlacionam o tipo de solo com valores típicos de tensões, estimados com base em valores admissíveis de recalques para estruturas convencionais. Os métodos semi-empíricos utilizam parâmetros de deformabilidade e resistência a partir de correlações com resultados obtidos por ensaios de campo (SPT ou CPT), aplicados a modelos teóricos ou adaptações para a previsão de recalques. Os métodos teóricos são aqueles que utilizam parâmetros de deformabilidade e resistência obtidos através de ensaio de laboratório e campo em modelos de previsão de recalques teóricos exatos (ARAGÃO, 2011).

## 2.7. CÁLCULO DO RECALQUE

Em termos de cálculo, o recalque é dado pela seguinte expressão:

$$\rho = \rho_s + \rho_g \quad \text{Eq. (2.23)}$$

Onde:

$\rho_s$  = recalque por encurtamento elástico da própria estaca;

$\rho_g$  = recalque do solo.

O recalque por encurtamento elástico ( $\rho_s$ ) é calculado da seguinte forma:

$$\rho_s = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad \text{Eq. (2.24)}$$

Em que A é a área da seção transversal do fuste da estaca,  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto,  $P_i$  corresponde ao valor médio do esforço normal em cada segmento da estaca e  $L_i$  equivale ao comprimento desses segmentos.

Na ausência do valor do módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), Cintra e Aoki (2010), propõe os seguintes valores:

$E_c = 28$  a  $30$  GPa para estacas pré-moldadas;

$E_c = 21$  GPa para Hélice Contínua, Franki e estacão;

$E_c = 18$  GPa para Strauss e escavada a seco.

Já o recalque do solo ( $\rho_g$ ) é calculado da seguinte forma:

$$P_s = \Sigma \left( \frac{\Delta \sigma}{E_s} \Pi \right) \quad \text{Eq. (2.25)}$$

Onde  $\Delta \sigma$  é a propagação de tensões na linha média da camada que sofre o recalque (Figura 4.1). Esta parcela é calculada da seguinte forma:

$$\Delta u = \Delta_{\sigma p} + \Delta_{\sigma l} \quad \text{Eq. (2.26)}$$

Onde,  $\Delta_{\sigma p}$  é a propagação de tensões devido à reação da ponta e  $\Delta_{\sigma l}$  é a propagação de tensões devido às cargas laterais.

Essas parcelas são calculadas da seguinte forma:

$$\Delta_{\sigma p} = \frac{4 P_p}{\pi (D+h+\frac{H}{2})^2} \quad \text{Eq. (2.27)}$$

$$\Delta_{\sigma l} = \frac{4 R_{Li}}{\pi (D+h+\frac{H}{2})^2} \quad \text{Eq. (2.28)}$$

Onde  $P_p$  é a carga aplicada pela estaca ao solo,  $R_{Li}$  são as parcelas de resistência lateral,  $D$  é o diâmetro da base da estaca,  $h$  é a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo da camada recalçada e  $H$  é a espessura da camada que recebe as tensões da ponta da estaca (ver Figura 2.7).

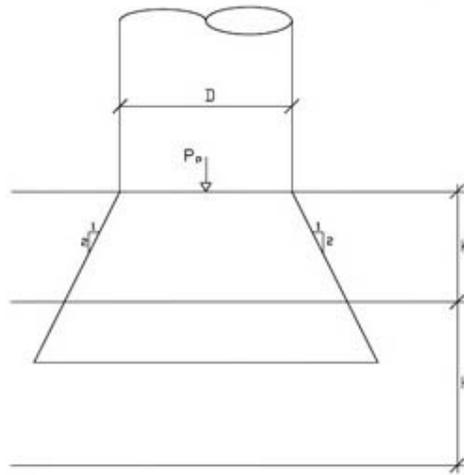


Figura 2.7 – Propagação de tensões devido à reação da ponta (adaptado de CINTRA & AOKI, 2010).

Já o módulo de deformabilidade da camada de solo ( $E_s$ ), é obtido a partir da seguinte expressão:

$$E_s = E_0 \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad \text{Eq. (2.29)}$$

Em que:

$E_0$  = módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

$\sigma_0$  = tensão geostática no centro da camada;

$n$  = expoente que depende da natureza do solo:  $n = 0,5$  para materiais granulares e  $n = 0$  para argilas duras e rijas.

Para a avaliação de  $E_0$ , Aoki (1984) considera:

$E_0 = 6 K N_{SPT}$  para estacas cravadas;

$E_0 = 4 K N_{SPT}$  para estacas hélice contínua;

$E_0 = 3 K N_{SPT}$  para estacas escavadas.

em que  $K$  é o coeficiente empírico do método Aoki-Veloso (1975), em função do tipo da estaca

## 2.8. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

Para a previsão da curva carga x recalque a partir de valores obtidos em algum dos métodos semiempíricos, Cintra & Aoki (2010) propõe um método baseado na expressão de Van der Veen (1953):

$$P = R (1 - e^{-\alpha \rho}) \quad \text{Eq. (2.30)}$$

em que o parâmetro “ $\alpha$ ” é quem define a curva.

Uma vez calculada a capacidade de carga ( $R$ ) e o recalque ( $\rho$ ), para uma determinada carga ( $P$ ), podemos determinar o valor de “ $\alpha$ ”:

$$\alpha = - \ln \frac{(1 - \frac{P}{R})}{\rho} \quad \text{Eq. (2.31)}$$

## **2.9. PROVAS DE CARGA**

De acordo com Reinert (2011) uma prova de carga objetiva fornecer dados para avaliação do comportamento da estaca analisando a relação carga x recalque e estimar suas características de capacidade de carga.

Gonçalves (2008) ressalta que as provas de cargas permitem analisar as fundações executadas a partir da reprodução de suas condições reais de comportamento, o que proporciona uma melhor previsão do seu desempenho nos projetos.

Este tipo de ensaio tem como objetivo, segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), determinar as características de deformabilidade e resistência do terreno por meio do carregamento dos elementos estruturais da fundação ou modelos. Para isso, as provas de carga podem ser realizadas com cargas verticais ou inclinadas, de compressão ou tração e também com cargas transversais ou qualquer outro tipo de solicitação destinada a reproduzir as condições da fundação a que se destinam.

Os ensaios com cargas de compressão vertical são os mais utilizados. De acordo com o tipo de ensaio as provas de carga podem ser classificadas em provas de cargas estáticas e provas de cargas dinâmicas.

Moraes (2010) estudou os dois tipos de provas de carga aplicados à tubulões e verificou que as curvas obtidas nos dois tipos de ensaio apresentaram comportamentos semelhantes.

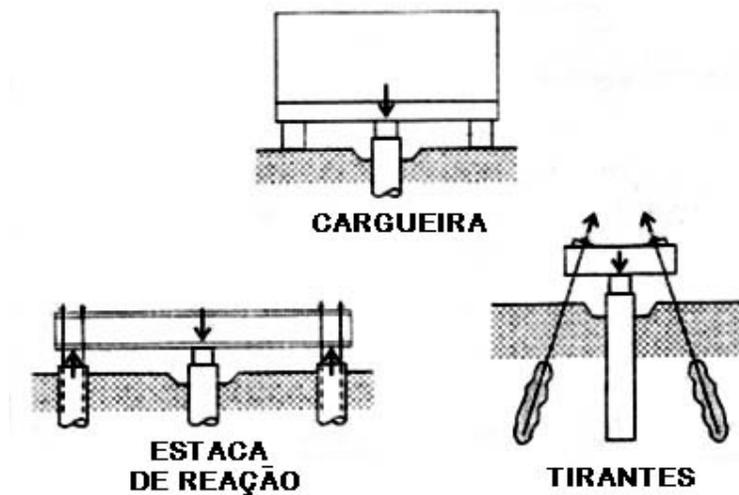
### **2.9.1. PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

Segundo Aoki (2013), a prova de carga estática, regida pela NBR 12131 (ABNT, 2006), consiste na aplicação de cargas conhecidas no topo da estaca em incrementos sucessivos e iguais (estágios de carga), com a simultânea monitoração dos respectivos recalques da cabeça da estaca (deslocamentos verticais para baixo, que compreendem o encurtamento elástico do fuste e o recalque da ponta da estaca), até que seja atingida a ruptura ou a carga máxima programada, seguida do descarregamento. No caso de um

recalque considerado elevado ocorrer antes da carga máxima pretendida, o carregamento pode ser interrompido, com posterior descarga.

É utilizado, principalmente, para verificação do desempenho de um elemento estrutural de fundação, levando em consideração aspectos de tensão de ruptura e recalques. A partir disso pode ser feita uma análise do tipo “tensão x deformação” por meio de gráficos (as chamadas curvas de “carga x recalque”).

Neste tipo de ensaio, o carregamento é realizado por meio da utilização de um macaco hidráulico reagindo contra um sistema de reação. Esse sistema geralmente é constituído por uma viga ou estrutura metálica podem ser de três tipos como mostrado na figura a seguir (Figura 2.8).



**Figura 2.8 – Sistemas de reação usuais para provas de carga estáticas em estacas (Gonçalves, 2008).**

A cargueira consiste em um caixão preenchido com algum material de obra (areia, chapas de aço, blocos de concreto) que garanta o peso para a reação. Este tipo de carregamento foi o sistema pioneiro de reação, sendo pouco utilizado devido aos outros sistemas mais atualizados.

Nos tirantes, a reação é obtida por meio de tirantes, geralmente inclinados, ancorados no solo. Esse sistema possibilita ensaios com cargas mais elevadas (superiores a 5.000 kN).

Já as estacas de reação apresentam um sistema semelhante aos tirantes, sendo que utilizam-se estacas armadas, geralmente posicionadas na vertical, ao invés de tirantes inclinados.

Os dois últimos sistemas utilizam vigas metálicas para transmitir a carga da estaca para a sua estrutura de apoio. (Cintra e outros, 2013).

Segundo a norma, o ensaio deve ser conduzido até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor da carga admissível prevista, tendo como resultado final a determinação da curva carga x recalque.

### **2.9.1.1. EXECUÇÃO**

Segundo a NBR 12131 (ABNT, 1992), a execução deste tipo de prova de carga deve ser feita de modo que a estaca seja carregada até sua ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho.

O ensaio pode ser realizado por meio de estágios de carregamento lento ou rápido.

No carregamento lento, a NBR 12131 (ABNT, 1992) diz que o carregamento deve ser feito em estágios iguais e sucessivos, de modo que a carga aplicada em cada estágio não seja superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em todos os estágios a carga é mantida até que atinja uma estabilização de recalques dentro de um período mínimo de 30 minutos. As leituras de recalque são feitas imediatamente após a aplicação da carga, ou seja, no início de tempo ( $t = 0$  min) e posteriormente em tempos dobrados ( $t = 2, 4, 8, 15, 30$  e  $60$ min) e assim sucessivamente até manter sua estabilização. Essa estabilização é admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos “ $t$ ” e “ $t/2$ ” corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento total do estágio. Não sendo atingida a ruptura, no último estágio da fase de carregamento, a carga deve ser mantida por mais 12 horas após a estabilização do recalque, para assim iniciar o processo de descarregamento. O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro estágios com duração mínima de 15 minutos cada.

Para agilizar o ensaio criou-se o carregamento rápido que segundo a NBR 12131 (ABNT, 1992), consiste em estágios com duração padronizada sem a necessidade de esperar pela estabilização dos recalques. Nesse ensaio, a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio a carga é mantida por apenas 5 minutos sem a necessidade de esperar a estabilização dos recalques. Uma vez atingida a carga máxima, pode-se iniciar o descarregamento com 4 estágio e período de 5 minutos cada. Após o descarregamento, espera-se 10 minutos e já pode ser feita a leitura final.

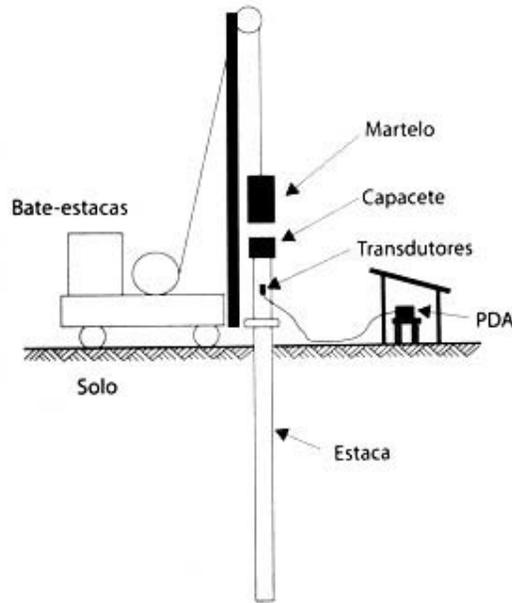
Com todas as leituras computadas, por qualquer um dos ensaios citados acima, obtêm-se a curva carga x recalque. A interpretação desta curva está relatada no item 2.10 deste trabalho.

### **2.9.2. PROVA DE CARGA DINÂMICA**

A prova de carga dinâmica foi inicialmente efetuada por meio de testes e medições dinâmicos em estacas com a utilização de martelos de alto impacto. Posteriormente, através das pesquisas foi criado o Método de Case, com avaliação e calibração por meio da análise numérica CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) e somente em 1972 foi introduzido no mercado os equipamentos PDA (Pile Driving Analyser, em outras palavras, sistema registrador e processador de dados) e softwares para aplicação no desenvolvimento e interpretação de resultados do ensaio.

O ensaio de Prova de Carga Dinâmica (PCD) é realizado para determinação da capacidade de ruptura ou resistência última da interação estaca-solo para carregamentos estáticos axiais no controle da qualidade de fundações profundas. Nesse ensaio a aplicação do carregamento é feito dinamicamente por meio de golpes de um sistema de percussão adequado. Foi desenvolvido para controle da cravação de estacas pré-moldadas, mas vem sendo bastante utilizada em estacas moldadas in loco, desde que respeitado o prazo mínimo estipulado na NBR 13208 (ABNT, 2007) de sete (7) dias após execução da estaca.

É baseado na teoria da equação de onda, pois quando uma estaca é atingida por um golpe de um martelo de cravação, ondas de tensão são geradas e propagadas com velocidade fixa e dependente apenas das características do material. Durante o ensaio o PDA registra os sinais de força e velocidade através de sensores instalados no fuste do elemento de fundação a ser testado. Esses sensores são acionados no momento do impacto e remetem dados de deformação específica e aceleração que permanecem armazenados no equipamento PDA, que por sua vez, utilizando o Método de Case emite a cada golpe os parâmetros necessários (ver figura 2.9).



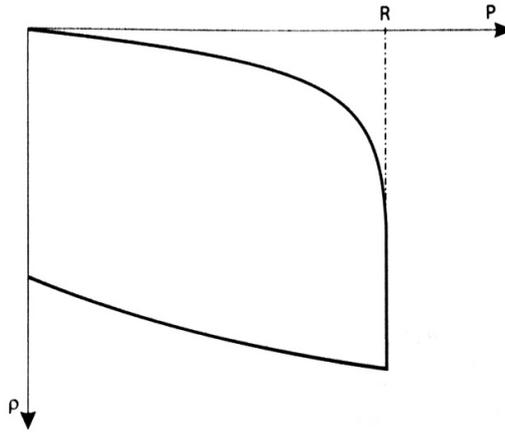
**Figura 2.9 – Representação da prova de carga dinâmica (Aoki e outros, 2013).**

Segundo Gonçalves (2008) este tipo de ensaio é considerado bastante vantajoso, levando em consideração aspectos de custo e duração, mas em compensação não substitui a prova de carga estática, pois se desejarmos determinar a real carga de ruptura de uma estaca, será necessário efetuar uma prova de carga estática, necessariamente levada à ruptura.

## **2.10. INTERPRETAÇÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE**

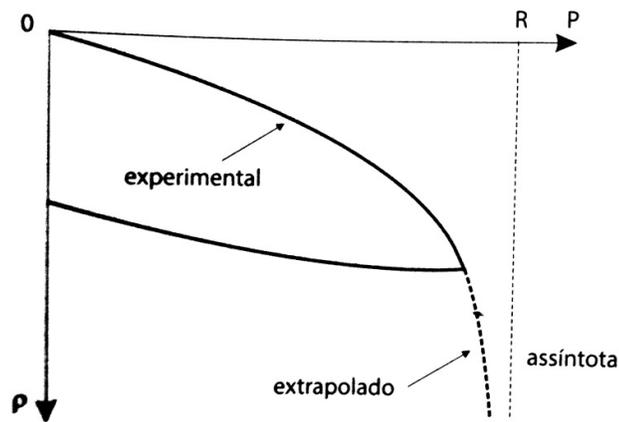
De acordo com Melo (2009) a curva carga x recalque é resultado da relação entre os dados obtidos nos ensaios de prova de carga e demonstra o comportamento da interação solo-estaca.

Segundo Aoki e outros (2013), a curva carga x recalque pode apresentar três modos de ruptura. A primeira, denominada ruptura nítida, ocorre quando pequenos recalques incessantes são obtidos por uma carga fixa, onde a carga correspondente ao trecho vertical define o valor da capacidade de carga ( $R$ ), sem a necessidade de interpretação para determinar o valor do mesmo (Figura 2.10).



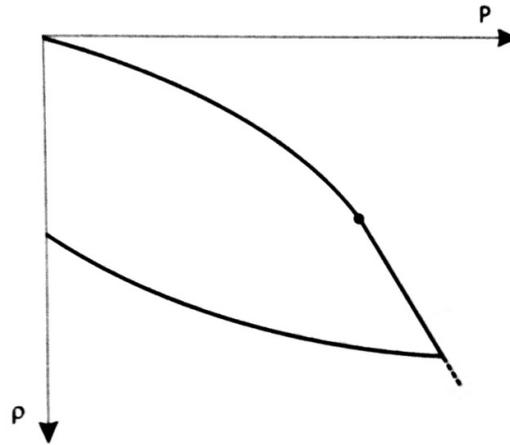
**Figura 2.10 – Ruptura nítida (Aoki e outros, 2013).**

A segunda corresponde à ruptura física onde a capacidade de carga é definida por uma assíntota vertical, a qual caracteriza uma carga de ruptura correspondente a recalques elevados, tendendo ao infinito (Figura 2.11).



**Figura 2.11 – Ruptura física (Aoki e outros, 2013).**

A terceira, denominada ruptura convencional, é um caso indefinido de ruptura, onde a curva apresenta a forma de um segmento linear não vertical (Figura 2.12). A determinação da capacidade de carga para este tipo de curva é dada por meio de métodos convencionais.



**Figura 2.12 – Ruptura convencional (Aoki e outros, 2013).**

Após obtenção dos resultados das provas de carga identifica-se a carga de ruptura ou carga limite. Há vários métodos para determinação da carga de ruptura, uma vez que esta não fica claramente definida na curva de carga x recalque, e cada um deles resulta em valores diferentes mesmo sendo aplicados à mesma curva.

No método adotado pela norma (NBR 6122), a carga de ruptura é determinada a partir de um valor de recalque máximo, já outros métodos utilizam equações matemáticas para ajustar a curva carga x recalque a uma curva conhecida, podendo esta ser uma hipérbole (Chin 1970), uma parábola (Mazurkiewicz, 1972) ou uma curva exponencial (Van der Veen, 1953).

### **2.10.1. MÉTODO DA NBR-6122 (ABNT, 1996)**

Segundo Gonçalves (2008), este método é válido para qualquer prova de carga em que não ocorra uma ruptura nítida. Nele, a carga de ruptura é obtida por meio da interseção da curva carga x recalque com uma reta que apresenta a seguinte equação (ver também figura 2.13):

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P \cdot L}{A \cdot E} \quad \text{Eq. (2.32)}$$

Onde:

$\rho$  = recalque (em mm);

D = diâmetro da estaca (em mm);

P = carga aplicada;  
L = comprimento da estaca;  
A = área da seção transversal da estaca;  
E = módulo de elasticidade do material da estaca.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), para que se avalie a carga admissível por intermédio de provas de carga, o fator de segurança em relação à carga última (R) deve ser igual a dois.

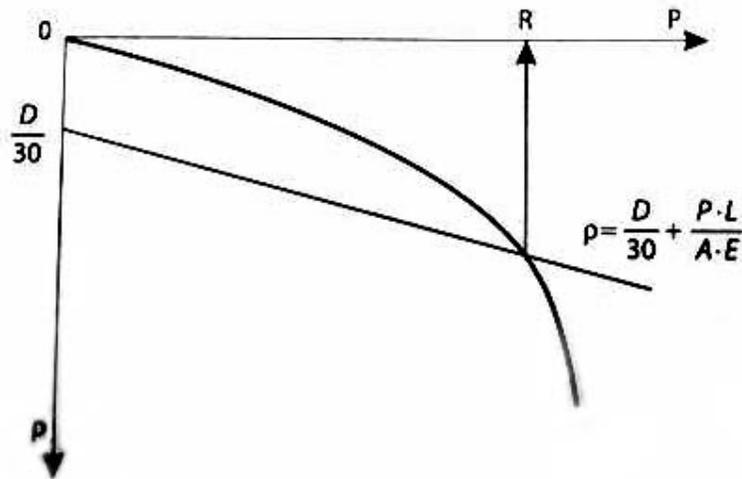


Figura 2.13 – Critério de ruptura convencional da NBR 6122 (ABNT, 2010).

### 2.10.2. MÉTODO DE TERZAGHI (1942)

Segundo Cintra (2013), este método foi adotado pela norma britânica BS 8004 (BSI, 1986), no qual a capacidade de carga é determinada como sendo a carga correspondente a 10% do diâmetro da ponta da estaca ( $D_p$ ), como indicado na figura a seguir (Figura 2.14):

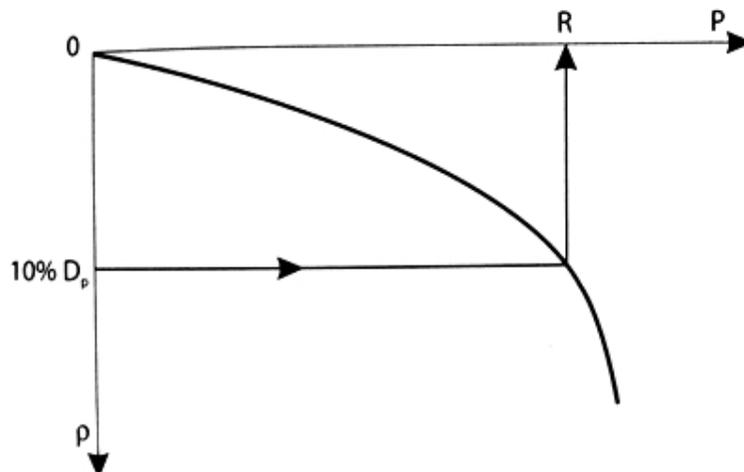


Figura 2.14 – Critério de ruptura convencional de Terzaghi (1942).

## 2.11. TRABALHOS SIMILARES

Vianna (2002) realizou um estudo similar ao apresentado neste trabalho. O autor comparou três métodos semiempíricos de capacidade de carga, um proposto por Aoki-Velloso (1975), outro por Décourt-Quaresma (1978) e o último proposto por Amaral (1982, 1999). Estes métodos foram aplicados ao conjunto de 34 provas de carga do tipo estática realizadas em estacas pré-moldadas de concreto. Os resultados são apresentados comparados com a carga última ( $P_u$ ) proposta por Van der Veen (1953) (ver Figuras 2.15, 2.16 e 2.17).

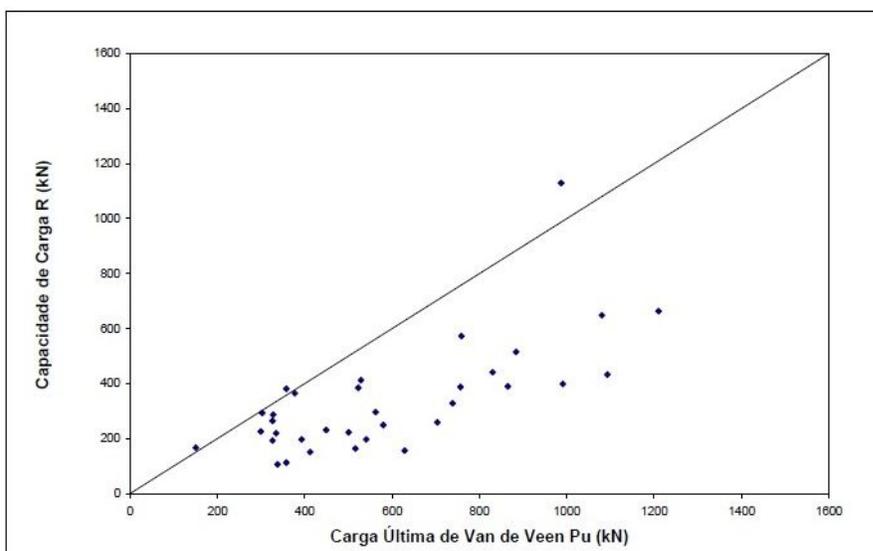
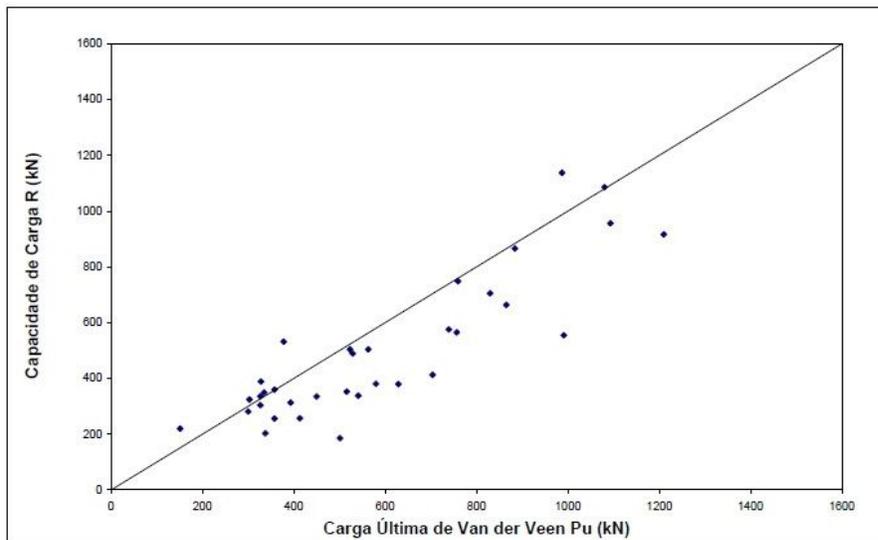
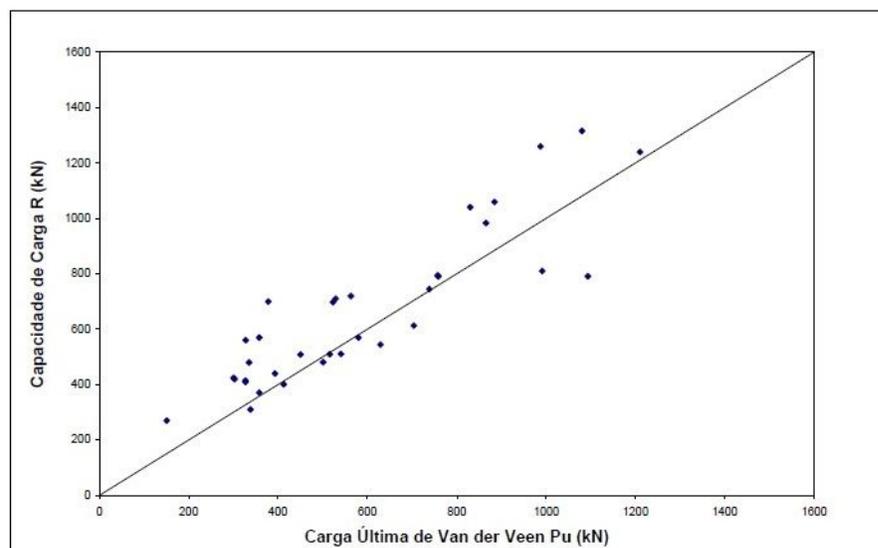


Figura 2.15 – Comparação do método Aoki-Velloso com a carga última de Van der Veen (Vianna, 2002).



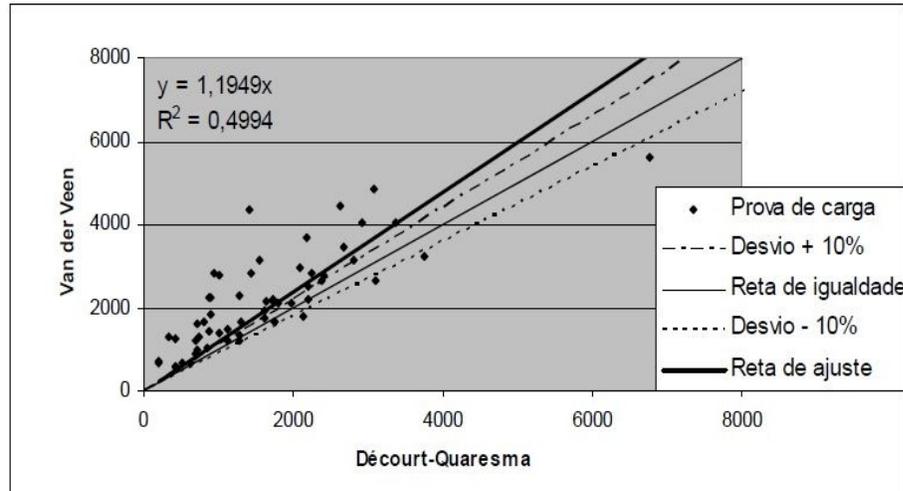
**Figura 2.16 – Comparação do método Décourt-Quaresma com a carga última de Van der Veen (Vianna, 2002).**



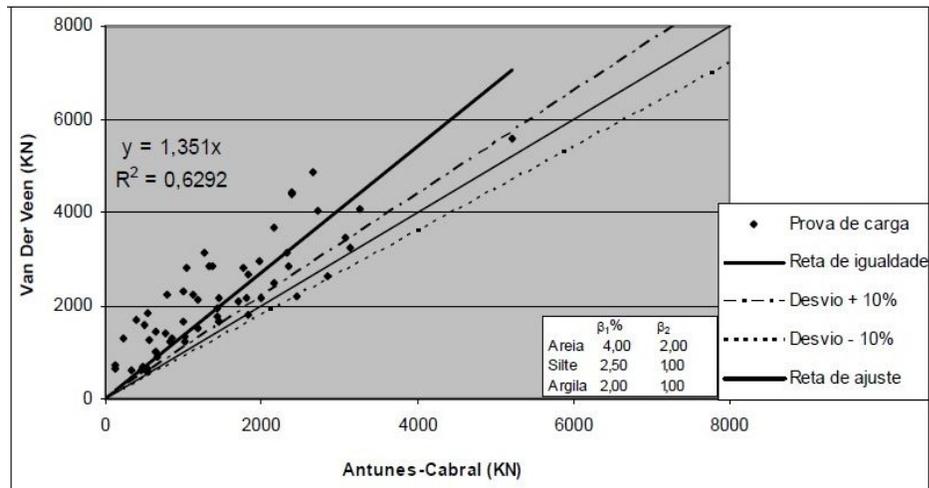
**Figura 2.17 – Comparação do método Amaral com a carga última de Van der Veen (Vianna, 2002).**

Ao analisar os resultados obtidos e os gráficos das Figuras 2.15, 2.16 e 2.17, o autor verificou que o método de Aoki-Velloso apresentou-se muito conservador, enquanto o método de Amaral apresentou valores mais ousados. Já o método de Décourt-Quaresma obteve valores intermediários, sendo mais próximos do real.

Magalhães (2005) estudou sete tipos de métodos semiempíricos todos aplicados a estaca do tipo Hélice Contínua e fez uma análise entre os métodos adotados com base em 197 provas de carga analisadas. Os resultados são apresentados e comparados com a carga última proposta por Van der Veen (1953):



**Figura 2.18 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Décourt-Quaresma (Magalhães, 2002).**



**Figura 2.19 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Antunes-Cabral (Magalhães, 2002).**

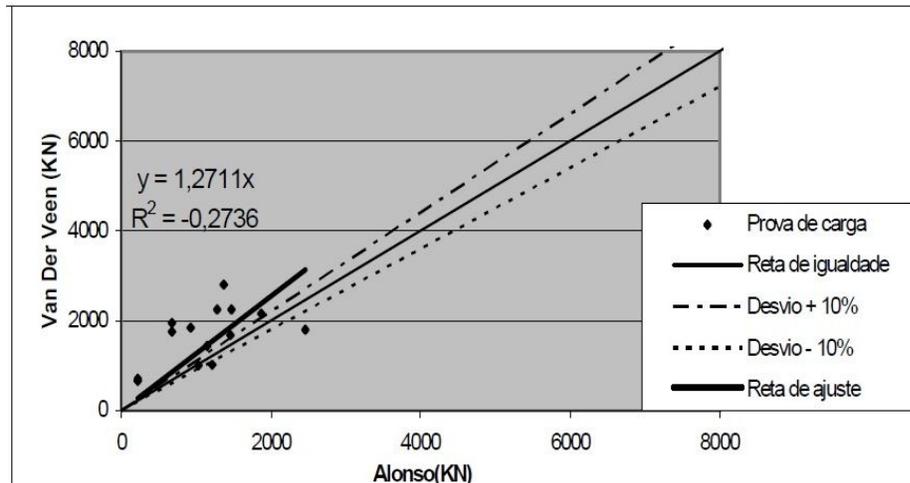


Figura 2.20 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Alonso (Magalhães, 2002).

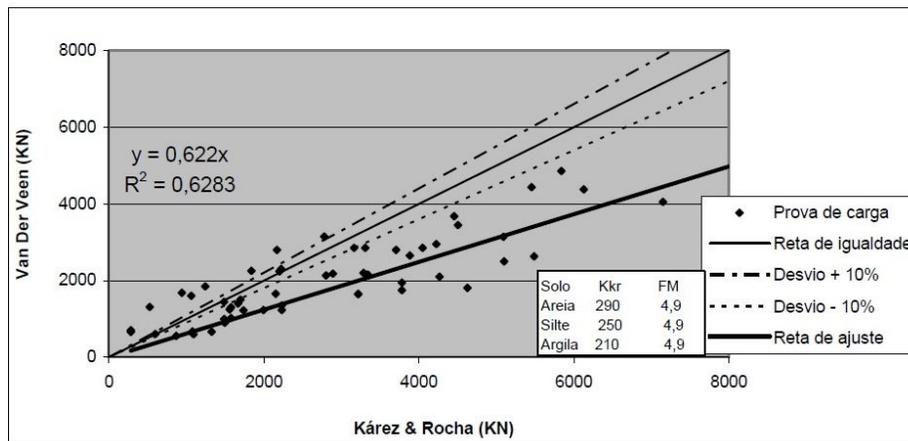
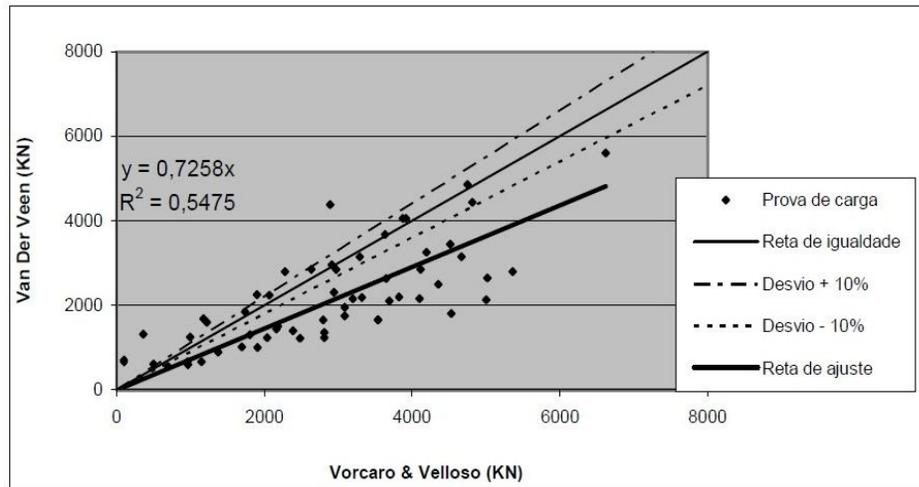
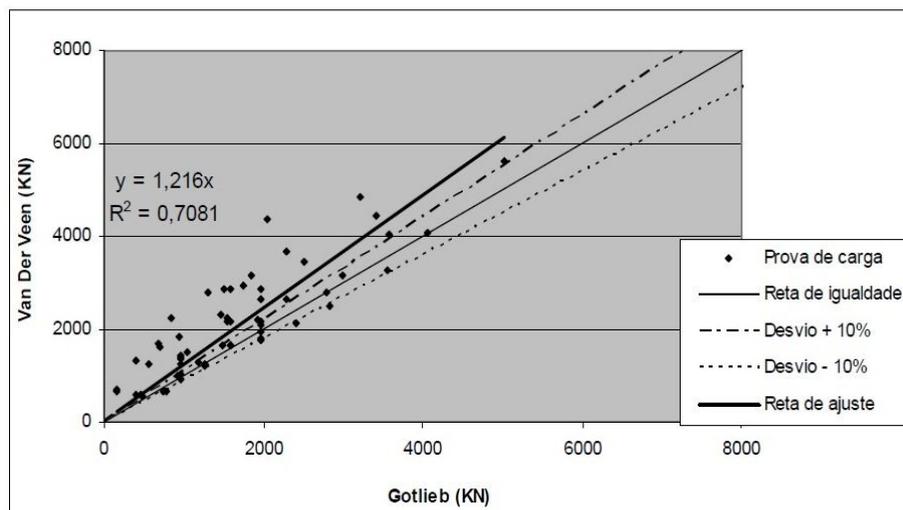


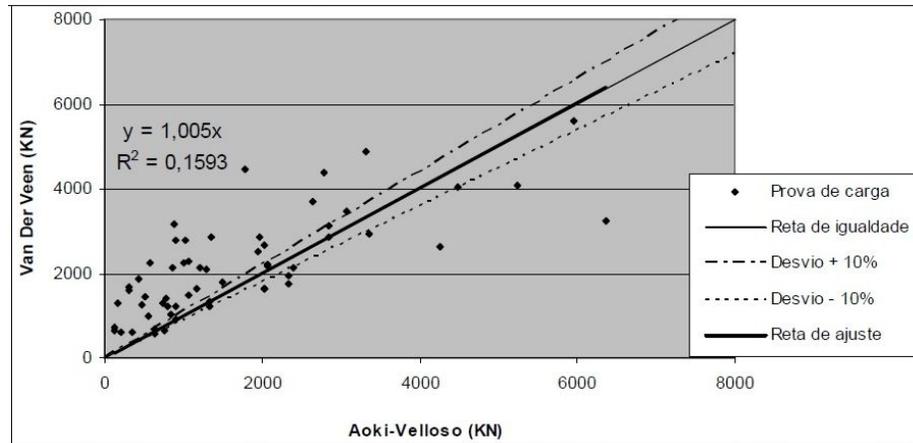
Figura 2.21 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Kárez & Rocha (Magalhães, 2002).



**Figura 2.22 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Vocaro & Velloso (Magalhães, 2002).**



**Figura 2.23 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Gotlieb (Magalhães, 2002).**



**Figura 2.24 – Carga de Van der Veen x Carga calculada por Aoki-Velloso (Magalhães, 2002).**

Para melhor visualização dos resultados, Magalhães (2002) propôs uma verificação estatisticamente dos métodos, levando em consideração os melhores ajustes (ver Figura 2.25).

Método	Nº de Pontos abaixo da reta de 10%	Confiabilidade (testes a favor da segurança)	Nº de Pontos na "zona de acerto"	Equação da reta de ajuste	Coefficiente de correlação ( $R^2$ )
<b>Décourt &amp; Quaresma</b> $\alpha_D=0,21$ e $\beta_D=1,13$	2 (3,4%)	56 (96,5%)	13 (22,4%)	1,2006x	0,5061
<b>Antunes &amp; Cabral</b>					
Areia $\beta_1$ (%) $\beta_2$					
Silte 4,40 2,20	3 (5,2%)	55 (94,8%)	13 (22,4%)	1,2029x	0,6937
Argila 2,90 1,40					
Argila 2,60 1,20					
<b>Alonso</b> $\alpha_{Al}=0,47$ $\beta_{Al}=(200,150,100)^*$	0	14 (100%)	2 (14,2%)	1,5676x	-0,2598
<b>Kárez &amp; Rocha</b> $FM_K=3,0$ $K_{kr}=(140,110,100)^*$	2 (3,4%)	56 (96,6%)	13 (22,4%)	1,1701x	0,6364
<b>Gotlieb</b> $FM_G=50$ - $FD=0,5$	2 (3,5%)	56 (96,5%)	16 (27,6%)	1,263x	0,6815
<b>Aoki &amp; Velloso</b> $F_1=4,0$ e $F_2=5,5$	2 (3,4%)	56 (96,6%)	12 (20,7%)	1,1951x	0,2402

\* Os valores de  $\beta_{Al}$  e  $K_{kr}$  referem-se aos tipos de solo (areia, silte, argila) respectivamente.

**Figura 2.25 – Comparação entre os melhores ajustes para os métodos (Magalhães, 2002).**

Com isso, o autor verificou que todos os métodos analisados obtiveram uma confiabilidade superior a 94,8%, se tornando todos aceitáveis e próximos aos valores reais obtidos em provas de carga.

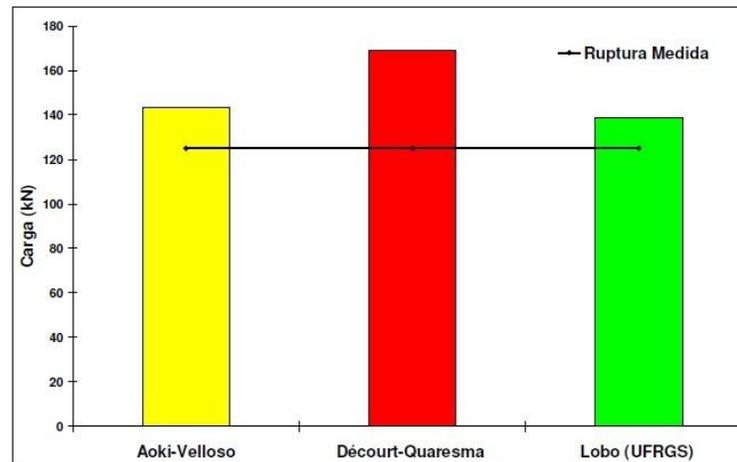
Gonçalves (2008) estudou a aplicação de três métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga, sendo dois iguais ao estudado neste trabalho (Aoki-Velloso, 1975 e Décourt-Quaresma, 1996) e outro método, o de Lobo (2006), o qual apresentou, também, resultados satisfatórios. Os métodos foram aplicados em seis tipos de estacas metálicas de comprimentos distintos (3 m, 5 m e 6 m), sendo duas estacas de cada comprimento.

Os resultados apresentados por Gonçalves (2008) estão indicados a seguir:

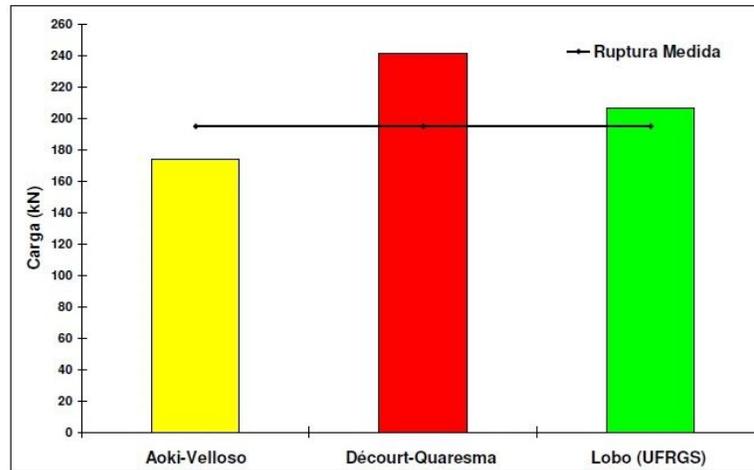
Estacas	Prof. (m)	Aoki-Velloso (1975)		Décourt (1996)		Lobo (2006)		Média	
		Rrup (kN)	Radm (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)
EM1/EM2	3	143,29	71,65	168,94	84,47	138,54	69,27	150,26	75,13
EM3/EM4	4	174,02	87,01	241,24	120,62	206,34	103,17	207,20	103,60
EM5/EM6	5	329,44	164,72	380,00	190,00	302,90	151,45	337,45	168,72

**Figura 2.26 – Resultados dos métodos de cálculo de capacidade de carga (Gonçalves, 2008).**

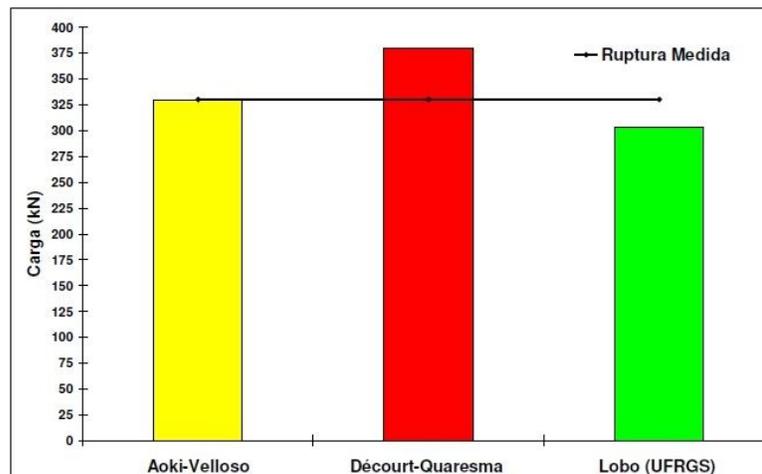
O comparativo entre os três métodos aplicados foi feito para os três diferentes tipos de comprimento de estacas como pode-se observar nas figuras a seguir:



**Figura 2.27 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 1 e 2 (Gonçalves, 2008).**



**Figura 2.28 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 3 e 4 (Gonçalves, 2008).**



**Figura 2.29 – Gráfico comparativo entre os métodos e a ruptura real para EM 5 e 6 (Gonçalves, 2008).**

Gonçalves (2008) comparou a aplicação dos métodos para os três tipos de estacas tendo como base o valor de ruptura obtido nos ensaios de provas de carga. Ao analisar a Figura 2.26, percebe-se que os métodos obtiveram resultados bem próximos e comparando os resultados dos métodos com o obtido em provas de carga, percebe-se que o método de Lobo (2006) obteve resultados mais próximos para os dois primeiros tipos de estacas (Figura 2.27 e 2.28) e o método de Aoki-Velloso (1975) obteve resultado aproximadamente igual ao obtido na prova de carga para as estacas EM 5 e 6 (Figura 2.29).

Analisando todos os estudos apresentados, conclui-se que as análises propostas pelos métodos semiempíricos de capacidade de carga utilizados, mostraram-se muito próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga e que, não existe um método ideal para determinação da capacidade de carga, pois seus resultados variam de acordo com cada situação.



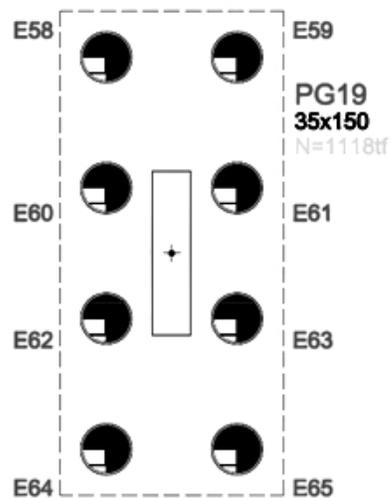
### 3.1. ESTUDO DE CASO 1: ESTACA METÁLICA

A estaca metálica foi submetida ao ensaio de prova de carga estática vertical à compressão. A estaca apresentou as seguintes características, como mostra a Tabela 3.1:

**Tabela 3.1 – Característica da estaca metálica.**

<b>Tipo</b>	Pré-moldada Cravada Metálica
<b>Perfil</b>	“H”
<b>Seção Transversal</b>	(310 x 310) mm
<b>Comprimento</b>	12,80 m

Esta estaca é representada em projeto pela sigla “E61” referente ao pilar “P19”, como é possível verificar na Figura 3.2:



**Figura 3.2 – Bloco de fundação com localização da estaca submetida ao ensaio (CONCRETA, 2014).**

Não foi possível verificar o perfil de sondagem mais próximo ao visualizar a planta de localização das estacas. Contudo, o relatório de prova de carga informa que a sondagem mais próxima desta estaca foi a referente ao SP-32. Na Figura 3.3 está apresentada a planta de estaqueamento da obra com indicação da localização da estaca ensaiada. O perfil de sondagem SP-32 é apresentado na Figura 3.4.

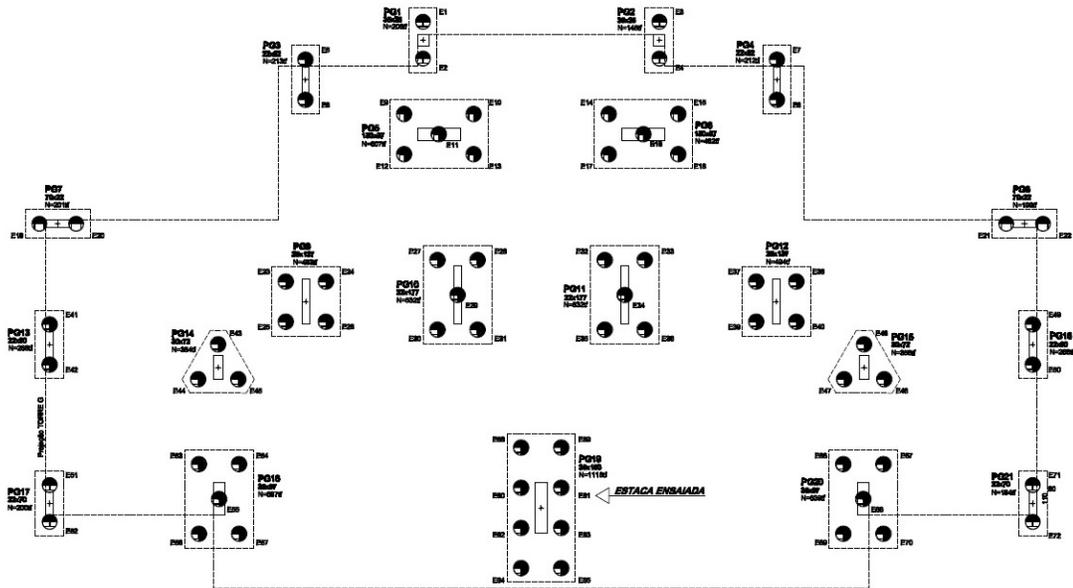


Figura 3.3 – Planta de localização das estacas – Estaca Metálica (CONCRETA, 2014).

PERFIL DE SONDAGEM - ESTACA METÁLICA		
COTA(m):	Nspt:	CARACTERÍSTICA DO SOLO:
-1	5	AREIA SILTOSA
-2	17	SILTE ARGILOSO
-3	33	
-4	26	SILTE ARENOSO
-5	24	
-6	27	SILTE ARGILOSO
-7	23	
-8	27	
-9	35	SILTE ARENOSO
-10	26	
-11	22	SILTE ARGILOSO
-12	18	
-13	24	
-14	30	
-15	24	

Figura 3.4 – Perfil de sondagem mais próximo da estaca metálica ensaiada.

A Figura 3.4 mostra o perfil de sondagem o qual apresenta uma característica simples, onde as informações para cálculo dependem apenas dos números de golpes necessários para cravar cada metro de camada (NSPT), a profundidade da estaca, a característica do solo e espessura de suas camadas.

É possível verificar, ainda, que o solo em questão apresenta, em sua maioria, camadas de solos finos, compreendidas entre o silte e a argila, o que poderia explicar a utilização de uma estaca com 12,80 m de comprimento, já que, esses tipos de solo, apresentam maior plasticidade e uma baixa resistência, sendo fáceis de cravar até atingir camadas mais resistentes.

O boletim de sondagem fornecido pela empresa executora deste ensaio está disposto no ANEXO 1 deste trabalho.

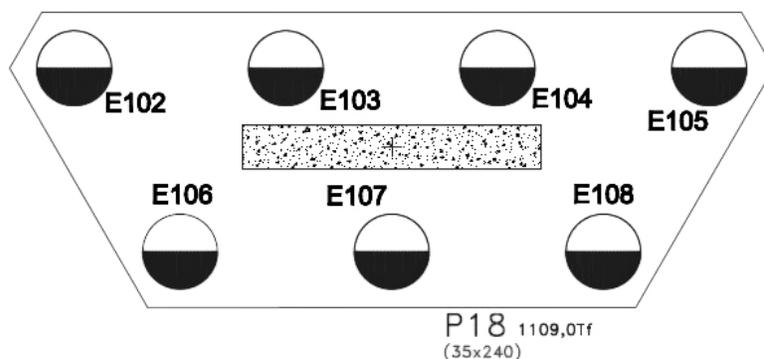
### 3.2. ESTUDO DE CASO 2: ESTACA FRANKI

A estaca Franki, também, foi submetida ao ensaio de prova de carga estática vertical à compressão. As características dessa estaca estão apresentadas na Tabela 3.2:

**Tabela 3.2 – Característica da estaca Franki.**

<b>Tipo</b>	Estaca Escavada Franki
<b>Diâmetro</b>	600 mm
<b>Comprimento</b>	4,10 m

Esta estaca é representada em projeto pela sigla “E102” componente do conjunto de estacas de fundação do pilar “P18” como pode-se verificar na Figura 3.5 a seguir:



**Figura 3.5 – Bloco de fundação com locação da estaca submetida ao ensaio (CONCRETA, 2015).**

O relatório de prova de carga informa que a sondagem mais próxima desta estaca foi a referente ao SM-05 (ver Figura 3.7). Essa informação pode ser confirmada na Figura 3.6, a qual apresenta a locação das estacas e a localização dos furos de sondagens mais próximos.

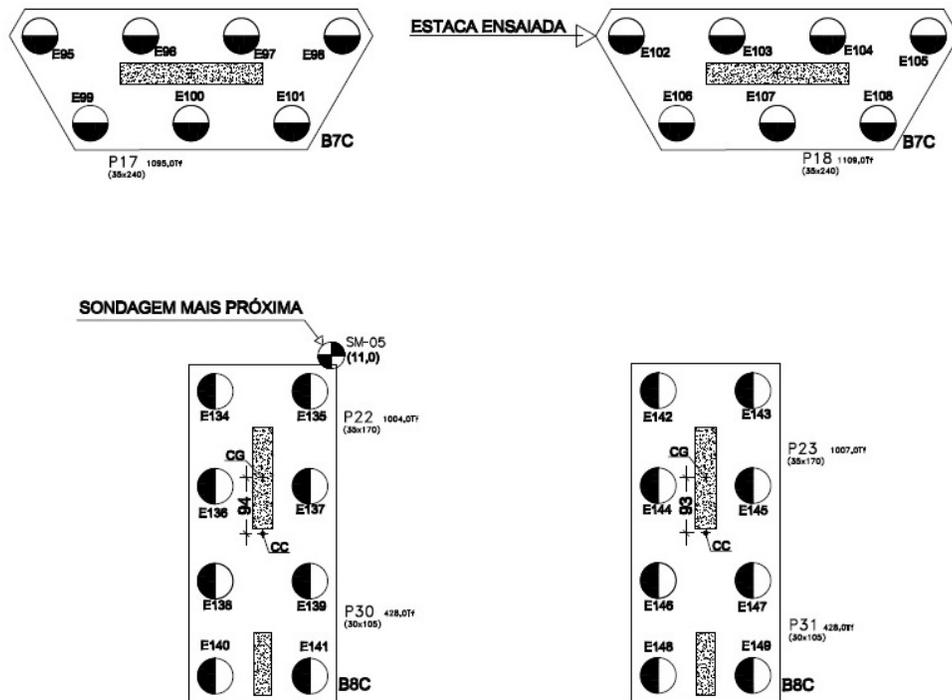


Figura 3.6 – Planta de locação das estacas – Estaca Franki (CONCRETA, 2015).

PERFIL DE SONDAGEM - ESTACA FRANKI		
COTA(m):	Nspt:	CARACTERÍSTICA DO SOLO:
-1		
-2		
-3		
-4		
-5		
-6		
-7		
-8		
-9	5	AREIA
-10	17	SILTE ARGILOSO
-11	33	SILTE ARENOSO
-12	26	SILTE ARGILOSO
-13	24	AREIA
-14	27	

**Figura 3.7 – Perfil de sondagem mais próximo da estaca Franki ensaiada.**

O terreno onde essa fundação foi executada apresentou um declive, o que explica a cota da cabeça da estaca iniciar na cota -9m. Nota-se, também, que o mesmo apresenta uma camada extensa de areia, tratando-se de uma areia muito compacta (ver ANEXO 2), o que dificulta sua cravação pela elevada resistência.

## 4. METODOLOGIA

Os dados fornecidos para cada estaca permitiu estimar a capacidade de carga, a carga admissível, bem como, a curva “*carga x recalque*”, e por fim, compará-las com os valores reais obtidos pela prova de carga em campo.

### 4.1 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULOS

#### 4.1.1. Capacidade de Carga

A capacidade de carga foi estimada a partir de três metodologias brasileiras propostas na literatura: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Essas metodologias consideram as características do perfil de sondagem dos materiais e as características do elemento de fundação em análise. A carga admissível foi determinada com a capacidade de carga minorada aplicando-se um fator de segurança recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 1996).

Para fins de cálculo da estaca metálica foi considerado um diâmetro de um círculo circunscrito na estaca de perfil H. Logo o diâmetro adotado é de igual valor à hipotenusa, considerando a estaca “cheia” (quadrada). Já para estaca Franki foi considerada para fins de cálculo uma base alargada com diâmetro igual a 96 mm, de acordo com o proposto na Eq. 2.3.

As Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam os dados de capacidade de carga da estaca metálica, determinados pelos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), respectivamente.

Já as Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam os dados de capacidade de carga da estaca Franki, também determinados pelos três métodos semiempíricos.



**Tabela 4.1 – Cálculo de capacidade de carga da estaca metálica pelo método de Aoki-Velloso.**

**DADOS:**

Tipo de Estaca	F1	F2	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Pré-moldada	1,75	3,5	φ 44	1,38	0,15

Estaca Metálica	SP -32								
	Dados de Sondagem								
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição Camada	K (kPa)	$\alpha$	rI*U (kPa)	RI (kN)	Rp (kN)	R (kN)
Camadas	1	5	Areia-siltosa	800	0,02	-	1059,49	599,52	1659,01
	2	17	Silte argiloso	230	0,034	52,50			
	3	33	Silte argiloso	230	0,034	101,92			
	4	26	Silte argiloso	230	0,034	80,30			
	5	24	Silte argiloso	230	0,034	74,12			
	6	27	Silte arenoso	550	0,022	129,03			
	7	23	Silte argiloso	230	0,034	71,03			
	8	27	Silte argiloso	230	0,034	83,39			
	9	35	Silte argiloso	230	0,034	108,10			
	10	26	Silte arenoso	550	0,022	124,25			
	11	22	Silte arenoso	550	0,022	105,13			
	12	18	Silte argiloso	230	0,034	55,59			
	13	24	Silte argiloso	230	0,034	74,12			
Ponta	14	30	Silte argiloso	230	-	-	Radm (kN)		1036,88

Tabela 4.2 – Cálculo de capacidade de carga da estaca metálica pelo método de Décourt-Quaresma.

DADOS:

Tipo de Estaca	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Pré-moldada	φ 44	1,38	0,15

Estaca Metálica	SP -32									
	Dados de Sondagem									
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição Camada	K (kPa)	$\alpha$	rl (kPa)	rl*U (kPa)	RI (kN)	Rp (kN)	R (kN)
Camadas	1	5	Areia-siltosa	1	1	-	-	1557,39	912,32	2469,71
	2	17	Silte argiloso			66,67	92,15			
	3	33	Silte argiloso			120,00	165,88			
	4	26	Silte argiloso			96,67	133,62			
	5	24	Silte argiloso			90,00	124,41			
	6	27	Silte arenoso			100,00	138,23			
	7	23	Silte argiloso			86,67	119,80			
	8	27	Silte argiloso			100,00	138,23			
	9	35	Silte argiloso			126,67	175,09			
	10	26	Silte arenoso			96,67	133,62			
	11	22	Silte arenoso			83,33	115,19			
	12	18	Silte argiloso			70,00	96,76			
	13	24	Silte argiloso			90,00	124,41			
Ponta	14	30	Silte argiloso	1	1	-		Radm (kN)	1426,07	

Tabela 4.3 – Cálculo de capacidade de carga da estaca metálica pelo método de Teixeira.

DADOS:

Tipo de Estaca	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Pré-moldada	φ 44	1,38	0,15

Estaca Metálica	SP -32									
	Dados de Sondagem									
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição Camada	K (kPa)	$\alpha$	rl (kPa)	rl*U (kPa)	RI (kN)	Rp (kN)	R (kN)
Camadas	1	5	Areia-siltosa	4	-	-	-	1669,82	912,32	2582,14
	2	17	Silte argiloso		160	68,00	94,00			
	3	33	Silte argiloso		160	132,00	182,46			
	4	26	Silte argiloso		160	104,00	143,76			
	5	24	Silte argiloso		160	96,00	132,70			
	6	27	Silte arenoso		260	108,00	149,29			
	7	23	Silte argiloso		160	92,00	127,17			
	8	27	Silte argiloso		160	108,00	149,29			
	9	35	Silte argiloso		160	140,00	193,52			
	10	26	Silte arenoso		260	104,00	143,76			
	11	22	Silte arenoso		260	88,00	121,64			
	12	18	Silte argiloso		160	72,00	99,53			
	13	24	Silte argiloso		160	96,00	132,70			
Ponta	14	30	Silte argiloso	4	160	-		Radm (kN)	1613,84	

Tabela 4.4 – Cálculo de capacidade de carga da estaca Franki pelo método de Aoki-Velloso.

DADOS:

Tipo de Estaca	F1	F2	Fuste			Ponta		
			D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Escavada	2,5	5,0	φ 60	1,88	0,28	φ 96	3,02	0,72

Estaca Franki	SM-05									
	Dados de Sondagem									
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição Camada	K (kPa)	α	rl (kPa)	rl*U (kPa)	RI (kN)	Rp (kN)	R (kN)
Camadas	1							358,67	3184,82	3543,49
	2									
	3									
	4									
	5									
	6									
	7									
	8									
	9	30	areia	1000	0,014	84,00	158,34			
	10	24	silte argilo-arenoso	250	0,03	36,00	67,86			
	11	9	silte arenoso	550	0,022	21,78	41,05			
	12	23	silte argilo-arenoso	250	0,03	34,50	65,03			
	13	5	areia	1000	0,014	14,00	26,39			
Ponta	14	11	areia	1000	0,014	-	-	Radm (kN)	2214,68	

Tabela 4.5 – Cálculo de capacidade de carga da estaca Franki pelo método de Décourt-Quaresma.

DADOS:

Tipo de Estaca	Fuste			Ponta		
	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Escavada	φ 60	1,88	0,28	φ 96	3,02	0,72

Estaca Franki	SM-05									
	Dados de Sondagem									
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição Camada	K (kPa)	α	rl (kPa)	rl*U (kPa)	RI (kN)	Rp (kN)	R (kN)
Camadas	1							666,02	2605,76	3271,78
	2									
	3									
	4									
	5									
	6									
	7									
	8									
	9	30	areia	1	1	110,00	207,35			
	10	24	silte argilo-arenoso			90,00	169,65			
	11	9	silte arenoso			40,00	75,40			
	12	23	silte argilo-arenoso			86,67	163,36			
	13	5	areia			26,67	50,27			
Ponta	14	11	areia	1	1	-	-	Radm (kN)	1163,76	

**Tabela 4.6 – Cálculo de capacidade de carga da estaca Franki pelo método de Teixeira.**

**DADOS:**

Tipo de Estaca	Fuste			Ponta		
	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )	D (mm)	U (m)	Área (m <sup>2</sup> )
Escavada	φ 60	1,88	0,28	φ 96	3,02	0,72

Estaca Franki	SM-05									
	Dados de Sondagem									
	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição Camada	K (kPa)	α	rl (kPa)	rl*U (kPa)	RI (kN)	Rp (kN)	R (kN)
Camadas	1							857,65	2707,10	3564,75
	2									
	3									
	4									
	5									
	6									
	7									
	8									
	9	30	areia	5	340	150,00	282,74			
	10	24	silte argilo-arenoso		120	120,00	226,19			
	11	9	silte arenoso		210	45,00	84,82			
	12	23	silte argilo-arenoso		120	115,00	216,77			
	13	5	areia		340	25,00	47,12			
Ponta	14	areia	5		340	-	-	Radm (kN)	2227,97	

#### **4.1.2. Recalque**

Com o valor da carga admissível, foi calculado o recalque do sistema de acordo com as metodologias proposta por Cintra e Aoki (2010), a qual leva em consideração a parcela de recalque por encurtamento elástico do elemento de fundação (Aoki, 1979) e a parcela do recalque no solo na ponta desse elemento (Aoki, 1984).

As Tabelas 4.7 e 4.8 apresentam os resultados do recalque calculado para a estaca metálica, determinados a partir de valores referentes à carga admissível e à capacidade de carga, respectivamente.

Já as Tabelas 4.9 e 4.10 apresentam os resultados do recalque calculado para a estaca Franki, também determinados para as duas cargas em questão.

#### **4.1.3. Comparação entre o recalque estimado e o recalque obtido pela curva Carga x Recalque real**

A curva carga x recalque real obtida por meio do ensaio de prova de carga permitiu determinar o recalque para a carga de trabalho, que é a carga admissível considerada para o sistema pelos projetistas de engenharia de fundações. Esse valor foi comparado com o recalque estimado pela metodologia citada no item anterior.

**Tabela 4.7 – Cálculo do recalque da estaca metálica considerando sua carga admissível.**

RECALQUE DO SOLO																		
DADOS	D (mm)	Módulo de elasticidade (GPa)					Área da seção transversal (A)											
	0,44	28000000					0,15											
1. RECALQUE POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO																		
Método	Carga admissível	R11	R12	R13	R14	R15	Carga aplicada na ponta	P1	L1	P2	L2	P3	L3	P4	L4	P5	L5	Recalque (mm)
AOKI-VELOSO	1037	308,85	24,06	250,78	212,18	206,25	34,89	1037	4	728,15	0,87	704,09	2,9	453,31	1,85	241,13	3,18	1,64
2. RECALQUE DO SOLO																3. RECALQUE TOTAL (mm)		
Camada	H (m)	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma$	K (MPa)	Nspt	Eo (MPa)	$\sigma\theta$ (kPa)	Es (MPa)	$(\Delta\sigma/E_s) \cdot H$ (mm)	Recalque do solo			
1	1	2,85	1,65	5,80	10,62	41,08	50,44	112,45	0,23	30	41	311,08	76,74	1,47	3,36			
2	1	2,42	1,35	4,51	7,40	21,09	11,82	48,59	0,23	24	33	332,08	43,52	1,12				
3	1	2,08	1,12	3,60	5,45	12,81	5,14	30,20	0,23	24	33	353,08	39,03	0,77				
																<b>4,99</b>		

**Tabela 4.8 – Cálculo do recalque da estaca metálica considerando sua capacidade de carga.**

RECALQUE DO SOLO																		
DADOS	D (mm)	Módulo de elasticidade (GPa)	Área da seção transversal (A)															
	0,44	28000000	0,15															
1. RECALQUE POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO																		
Método	Carga admissível	RI1	RI2	RI3	RI4	RI5	Carga aplicada na ponta	P1	L1	P2	L2	P3	L3	P4	L4	P5	L5	Recalque (mm)
AOKI-VELOSO	1659	308,85	24,06	250,78	212,18	206,25	656,90	1659	4	1350,16	0,87	1326,10	2,9	1075,32	1,85	863,14	3,18	3,52
2. RECALQUE DO SOLO																3. RECALQUE TOTAL (mm)		
Camada	H (m)	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma$	K (MPa)	Nspt	Eo (MPa)	$\sigma_0$ (kPa)	Es (MPa)	$(\Delta\sigma/Es) \cdot H$ (mm)	Recalque do solo			
1	1	2,85	1,65	5,80	10,62	41,08	949,78	1011,79	0,23	30	41	311,08	748,67	1,35	5,85			
2	1	2,42	1,35	4,51	7,40	21,09	222,60	259,36	0,23	24	33	332,08	105,06	2,47				
3	1	2,08	1,12	3,60	5,45	12,81	96,87	121,92	0,23	24	33	353,08	59,94	2,03				
																<b>9,37</b>		

**Tabela 4.9 – Cálculo do recalque da estaca Franki considerando sua carga admissível.**

RECALQUE DO SOLO																		
DADOS	Módulo de elasticidade (GPa)	Diâmetro do fuste (m)	Diâmetro da base	Área da seção transversal (m²)														
	21000000	0,6	0,96	0,28														
1. RECALQUE POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO																		
Método	Carga admissível	R11	R12	R13	R14	R15	Carga aplicada na ponta	P1	L1	P2	L2	P3	L3	P4	L4	P5	L5	Recalque (mm)
AOKI-VELOSO	2214	158,34	67,86	41,05	65,03	26,39	1855,33	2214	1,35	2055,66	0,65	1987,80	1	1946,75	1	1881,72	0,1	<b>1,39</b>
2. RECALQUE DO SOLO																3. RECALQUE TOTAL (mm)		
Camada	H (m)	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma$	K (MPa)	Nspt	Eo (MPa)	$\sigma_0$ (kPa)	Es (MPa)	$(\Delta\sigma/Es).H$ (mm)	Recalque do solo			
1	1	8,45	5,72	5,58	19,51	4,97	1108,22	1152,46	1	9	27	92,6	4881,12	0,24	<b>1,04</b>			
2	1	5,82	3,62	3,17	8,84	1,59	390,36	413,40	1	19	57	113,1	1235,22	0,33				
3	1	4,25	2,49	2,04	5,02	1,07	197,32	212,21	1	31	93	134,1	620,22	0,34				
4	1	3,24	1,82	1,42	3,23	0,58	118,76	129,06	1	100	300	155,1	1007,00	0,13				
																<b>2,43</b>		

**Tabela 4.10 – Cálculo do recalque da estaca Franki considerando sua capacidade de carga.**

RECALQUE DO SOLO																		
DADOS	Módulo de elasticidade (GPa)	Diâmetro do fuste (m)					Diâmetro da base					Área da seção transversal (m²)						
	21000000	0,6					0,96					0,28						

1. RECALQUE POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO																		
Método	Carga admissível	R11	R12	R13	R14	R15	Carga aplicada na ponta	P1	L1	P2	L2	P3	L3	P4	L4	P5	L5	Recalque (mm)
AOKI-VELOSO	3543	158,34	67,86	41,05	65,03	26,39	3184,33	3543	1,35	3384,66	0,65	3316,80	1	3275,75	1	3210,72	0,1	2,31

2. RECALQUE DO SOLO															
Camada	H (m)	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma$	K (MPa)	Nspt	Eo (MPa)	$\sigma_0$ (kPa)	Es (MPa)	$(\Delta\sigma/Es).H$ (mm)	Recalque do solo
1	1	8,45	5,72	5,58	19,51	4,97	1902,05	1946,29	1	9	27	92,6	13089,68	0,15	<b>0,80</b>
2	1	5,82	3,62	3,17	8,84	1,59	669,97	693,02	1	19	57	113,1	2895,65	0,24	
3	1	4,25	2,49	2,04	5,02	1,07	338,67	353,55	1	31	93	134,1	1229,84	0,29	
4	1	3,24	1,82	1,42	3,23	0,58	203,83	214,13	1	100	300	155,1	1700,16	0,13	

3. RECALQUE TOTAL (mm)
3,11

## 5. RESULTADOS E ANÁLISES

### 5.2. ESTACA METÁLICA

#### 5.2.1 Capacidade de Carga

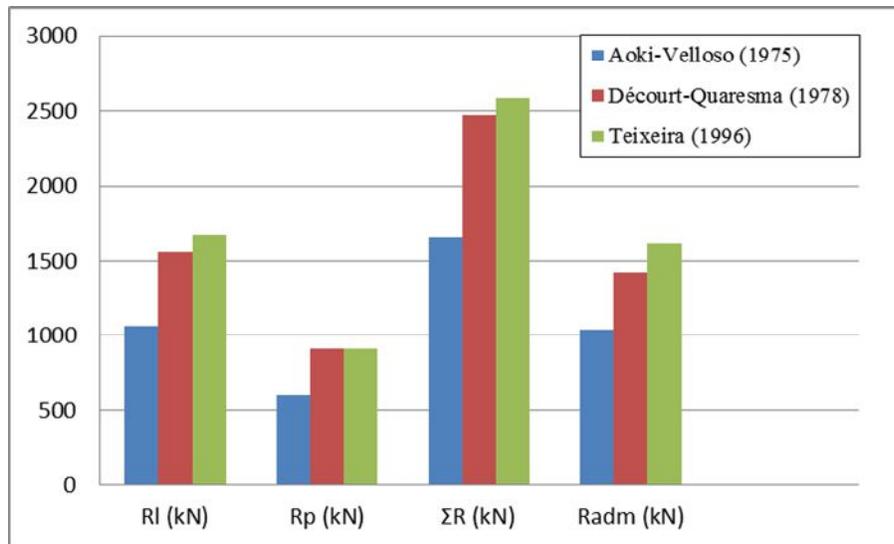
Os resultados de capacidade de carga para estaca metálica são apresentados na Tabela 5.1 para as três metodologias aplicadas. É possível observar a diferença das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta para as três metodologias, onde verifica-se que a metodologia de Aoki-Velloso (1975) apresentou valores menores de parcelas de carga, principalmente na parcela da ponta. O método de Teixeira (1996) mostrou maior capacidade de carga entre os demais, com valor próximo de 2600 kN.

A carga admissível para as metodologias de Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) foi determinada com a aplicação de um fator de segurança global de 1,6, como prescreve a NBR 6122 (ABNT, 1996) para estacas ou tubulões que possuem prova de carga. Já para o método de Décourt-Quaresma (1978), foi aplicada um fator de segurança de 1,3 para a parcela de atrito lateral, e um fator de segurança de 4 para a parcela de ponta.

**Tabela 5.1 – Capacidade de carga da estaca metálica.**

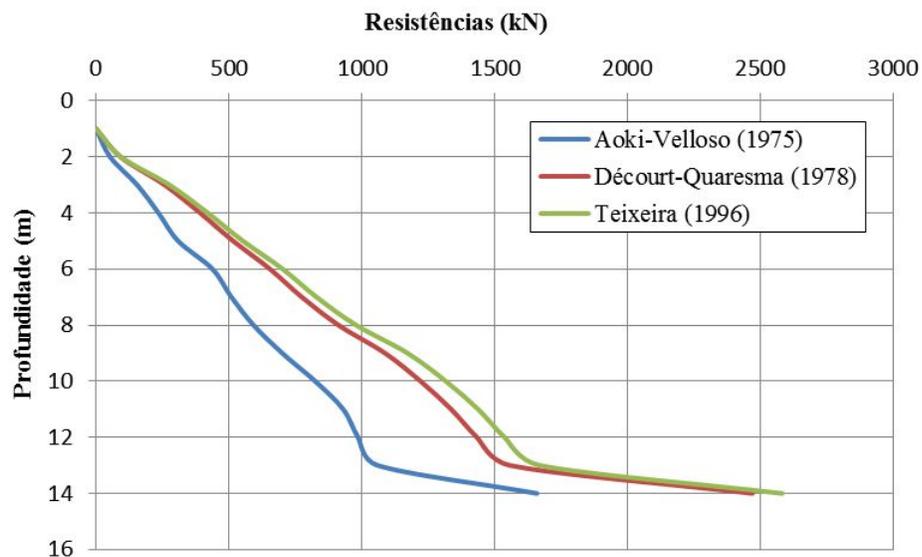
	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
$R_l$ (kN)	1059,49	1557,39	1669,82
$R_p$ (kN)	599,52	912,32	912,32
$\Sigma R$ (kN)	<b>1659,01</b>	<b>2469,71</b>	<b>2582,14</b>
$R_{adm}$ (kN)	<b>1036,88</b>	<b>1426,07</b>	<b>1613,84</b>

As máximas resistências obtidas, bem como, a carga admissível para as três metodologias foram distribuídas em um gráfico em barra para observação da diferença entre cada parcela. A Figura 5.1 mostra de forma expressiva que a carga admissível se assemelha com a parcela de resistência por atrito lateral, configurando, assim, que a estaca mobiliza toda a sua resistência por atrito lateral no momento da cravação, aludindo que a ponta pode até não ser solicitada.



**Figura 5.1 – Resistências máximas obtidas para as três metodologias.**

Para melhor visualização do comportamento da capacidade de carga entre as metodologias aplicadas, plotou-se um gráfico da evolução das resistências com a profundidade. A Figura 5.2 apresenta o perfil de resistência correspondente ao comprimento da estaca.



**Figura 5.2 – Perfil de resistência por metro de comprimento de estaca para as três metodologias de cálculo.**

Na Figura 5.2 é possível notar a diferença entre as resistências de Aoki-Velloso (1975) e os demais métodos, que ocorrem não somente na ponta, mas também, na

evolução do atrito lateral por metro de profundidade. Isso pode ser explicado pela admissão do parâmetro “ $\alpha$ ” de Aoki-Velloso (1975) ser muito menor do que o parâmetro “ $\alpha$ ” de Décourt-Quaresma (1978). Esse fato pode induzir valores de capacidade bem menores do que a estaca pode suportar.

### 5.2.2 Recalque

Foram previstos dois recalques para análise neste trabalho. Um recalque foi calculado levando-se em consideração a capacidade de carga total obtida pelo método Aoki-Velloso (1975). Esse valor permitiu prever a curva *carga x recalque*, a fim de compará-la com a curva carga x recalque real. O outro recalque foi calculado com a carga admissível para comparar com o valor do recalque obtido na prova de carga real.

**Tabela 5.2 – Recalques calculados para a capacidade de carga e carga admissível.**

	Recalque, $\rho$ (mm)		
	Encurtamento Elástico, $\rho_1$	Solo da Base da Estaca, $\rho_p$	$\rho_{total}$
$R_{total}$	3,52	5,85	9,37
$R_{adm}$	1,64	3,35	4,99

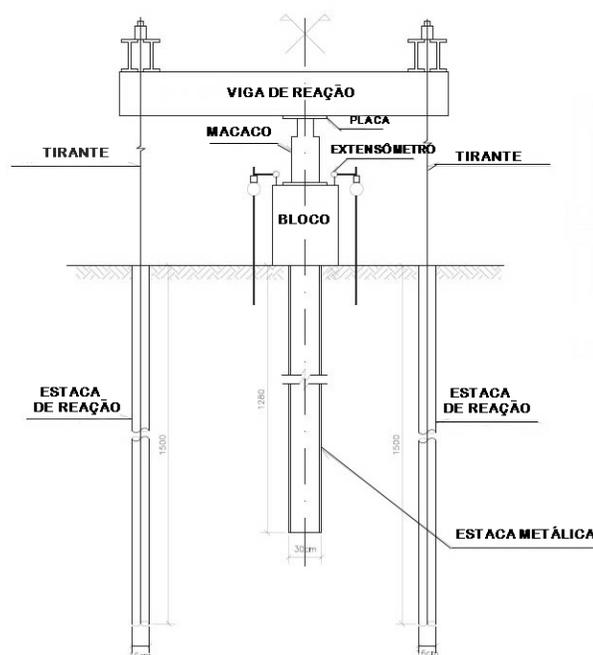
De acordo com a Tabela 5.2, verifica-se que os recalques estão coerentes, visto que, os recalques devido à parcela de ponta estão menores do que o recalque por atrito lateral. Este fato explica-se pelo tipo de estaca ser metálica com perfil “H”, configurando uma estaca que resiste mais por atrito lateral.

### 5.2.3 Comparação entre o recalque estimado e o recalque obtido pela curva Carga x Recalque real

#### 5.2.3.1 Prova de Carga Estática – Estaca Metálica

A prova de carga executada em campo para a estaca metálica foi executada com carga vertical de compressão. O sistema de reação foi composto de um sistema de vigas metálicas ancoradas ao solo através de tirantes chumbados a estaca de reação. A carga aplicada na estaca ensaiada foi transmitida por meio de macaco hidráulico conforme esquema apresentado na Figura 5.3.

A medição dos recalques foi realizada utilizando quatro deflectômetros com precisão de 0,01 mm dispostos em dois eixos ortogonais sobre a cabeça da estaca, e presos à viga de referência livres de qualquer movimento indesejado.



**Figura 5.3 – Esquema de montagem da prova de carga na estaca metálica (CONCRETA, 2014).**

O ensaio foi realizado pelo método do carregamento lento como prescrito pela ABNT NBR 12131 (Estacas – Prova de carga estática). Foi elaborado um plano de cargas aplicadas que está disponível no ANEXO 3 deste trabalho. Os carregamentos previstos foram de forma sucessiva com valores inferiores à 20% da carga de trabalho prevista, sempre após a estabilização do recalque proveniente do estágio anterior. O descarregamento foi feito em um plano de estágios sucessivos com a redução de cargas inferiores a 25% da carga total atingida no ensaio. As características do ensaio estão mostradas na Tabela 5.3.

**Tabela 5.3 – Características do ensaio de prova de carga estática em estaca metálica.**

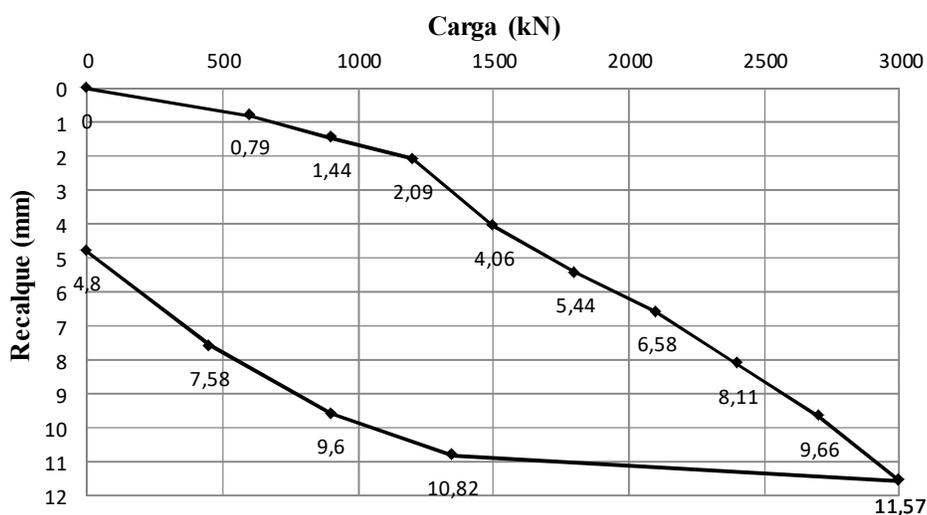
Macaco Hidráulico (capacidade)	500 t
Sondagem mais Próxima	SP-32
Início	13/02/2014
Término	14/02/2014
Estágio de Carregamento	10
Estágio de Descarregamento	4

### 5.2.3.2 Resultado da Prova de Carga Estática – Estaca Metálica

As características da estaca ensaiada estão na Tabela 5.4, e a curva *carga x recalque* é apresentada na Figura 5.4.

**Tabela 5.4 – Características da estaca metálica ensaiada.**

Estaca	E61
Tipo de Estaca	Metálica
Material	Perfil Metálico
Seção	HP 310/93
Comprimento (m)	12,8
Carga de Trabalho (kN)	1500
Carga de Ensaio (kN)	3000
Recalque Máximo (mm)	11,57



**Figura 5.4 – Curva carga x recalque obtida na prova de carga para a estaca metálica.**

A curva *carga x recalque* obtida na prova de carga permitiu determinar o recalque correspondente à capacidade de carga e à carga admissível estimada pela metodologia de Aoki-Velloso (1975). Foi realizada, também, uma comparação do recalque pela curva *carga x recalque* para as demais metodologias, de Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Em complemento, o valor do recalque encontrado na curva carga x recalque foi comparado com o estimado de Aoki-Velloso (1975).

A Tabela 5.5 mostra os recalques determinados na curva da prova de carga para os valores de resistência calculados neste trabalho.

**Tabela 5.5 – Recalques determinados a partir da curva *carga x recalque* para a estaca metálica.**

Aoki-Velloso (1975)			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
1659,01	4,80	1036,88	1,80
Décourt-Quaresma (1978)			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
2469,71	8,50	1426,06	3,60
Teixeira (1996)			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
2582,14	9,00	1613,84	4,70

**Tabela 5.6 – Recalque estimado com cargas calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975) para a estaca metálica.**

Recalque Estimado			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
1659,01	9,37	1036,88	4,99

A Tabela 5.5 permite verificar que esses valores de recalque quando comparados entre as três metodologias indica semelhança entre os métodos de Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Isso ocorre devido a carga admissível calculada por esses métodos ser aproximada da carga de trabalho utilizada na prova de carga, como visto da Tabela 5.4. Neste sentido, os resultados de recalque pelo método de Aoki-Velloso (1975) corroboram com valores mais baixos devido à carga admissível ter sido relativamente baixa. Dessa forma, a comparação do recalque estimado utilizando as cargas calculadas pelo Aoki-Velloso (1975) não se aproximam do recalque determinado pela prova de carga, uma vez que, foram estimados expressivamente maiores do que a realidade (Tabela 5.6).

Neste caso, o valor mais coerente a ser adotado seriam os recalques determinados para as metodologias de Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), por levarem em consideração a semelhança da carga admissível com a carga de trabalho da prova de carga.

## **5.2 ESTACA FRANKI**

### **5.2.1 Capacidade de Carga**

Os resultados de capacidade de carga para estaca Franki são apresentados na Tabela 5.7 para as três metodologias aplicadas da mesma forma como procedeu-se com a estaca metálica. A carga admissível foi determinada, também, com um fator de segurança global de 1,6, como justificado na análise do caso anterior.

Neste caso, as resistências de Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) ficaram bem semelhantes, porém, próximas das resistências de Décourt-Quaresma (1978). Vale ressaltar, que a parcela de resistência de ponta da metodologia de Aoki-Velloso (1975) teve um destaque em relação às demais metodologias, caracterizando, ainda assim, um comportamento contrário ao caso anterior.

A diferença entre parcelas de resistência comparada com a estaca metálica apresenta 250,54 % maior por resistência de ponta e 56,08 % menor de resistência por atrito lateral, para as três metodologias analisadas. Os parâmetros de cálculos podem explicar essa diferença de percentual entre os dois tipos de estaca, uma vez que a resistência de ponta depende de um parâmetro que leva em consideração a característica do solo. Como a ponta da estaca Franki está situada em uma camada de areia com coeficiente muito superior ao da estaca metálica, que está situada numa camada de silte argiloso, resultou em valores muito superiores aos obtidos na estaca pré-moldada. Já com relação à resistência por atrito lateral, a estaca Franki apresentou resultados inferiores quando comparados a estaca metálica, o que pode ser explicado pelo fato de que, esta última, apresenta um maior comprimento e, conseqüentemente, atravessa uma maior quantidade de camadas de solo, fazendo com que sua resistência por atrito lateral aumente consideravelmente.

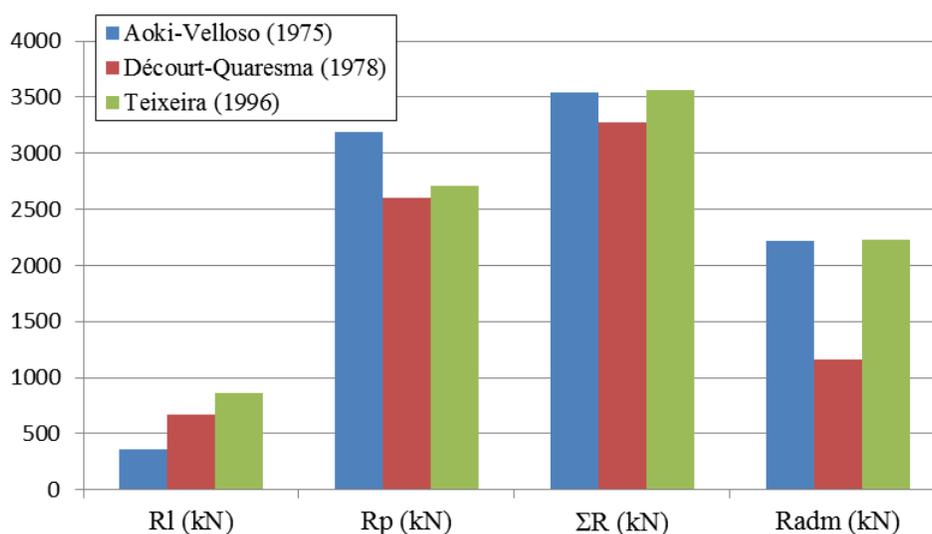
Outra justificativa plausível seria a diferença de comportamento e trabalho entre os elementos analisados, uma vez que, a estaca Franki apresenta base alargada e, portanto, obviamente a sua resistência de ponta deve ser maior em relação à estaca metálica. Já que a estaca metálica trabalha por atrito lateral.

Moraes (2010) estudou os valores de capacidade de carga em diferentes tipos de tubulões (com base alargada e sem base alargada) comparando os resultados obtidos em provas de carga e verificou que, em média, a capacidade de carga das estacas com base alargada, é 49% maior que a de tubulões sem base alargada.

**Tabela 5.7 – Capacidade de carga da estaca Franki.**

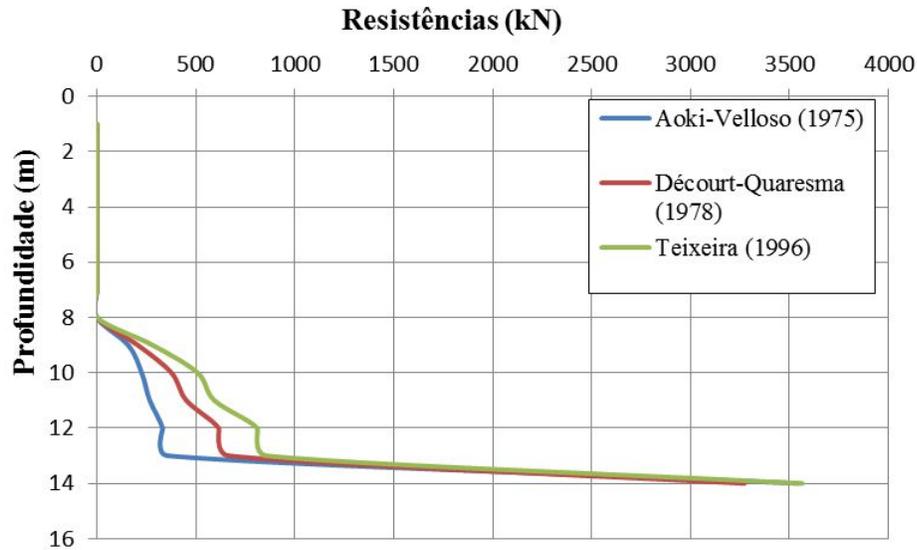
	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
$R_l$ (kN)	358,67	666,02	857,65
$R_p$ (kN)	3184,82	2605,76	2707,10
$\Sigma R$ (kN)	3543,49	3271,78	3564,75
$R_{adm}$ (kN)	2214,68	1163,76	2227,97

As máximas resistências obtidas, bem como, a carga admissível para as três metodologias foram distribuídas em um gráfico em barra para observação da diferença entre cada parcela. A Figura 5.5 mostra de forma expressiva que a resistência de ponta ocupou as maiores parcelas de capacidade de carga, assemelhando-se com a mesma. Já as resistências laterais apresentaram valores muito inferiores em relação à resistência de ponta.



**Figura 5.5 – Resistências máximas obtidas para as três metodologias.**

A evolução das resistências com a profundidade para a estaca Franki é apresentada em um perfil na Figura 5.6. A resistência é zero na cota -8 m e são distribuídas a partir da cota -9 m (cota onde a “cabeça” da estaca está apoiada).



**Figura 5.6 – Perfil de resistência por metro de comprimento de estaca para as três metodologias de cálculo.**

É possível notar na Figura 5.6 que as curvas de resistências calculadas para as três metodologias mostram-se com o mesmo comportamento. No entanto, esses valores se diferem nas parcelas de resistência por atrito lateral, em que o Aoki-Velloso (1975) demonstra-se menos resistente em relação aos demais. Como comentado anteriormente, este gráfico confirma o aumento da parcela de resistência de ponta, corroborando a informação de que esse tipo de estaca trabalha mais com a parcela de ponta.

Gonçalves (2008) estudou diferentes comprimentos de estaca metálica e verificou que as mesmas tiveram sua capacidade de carga aumentada na medida em que aumentaram suas profundidades.

### 5.2.2 Recalque

A relação do recalque calculado pela carga admissível e pela capacidade de carga está determinada na Tabela 5.8. Os recalques calculados foram comparados com o valor do recalque obtido na prova de carga real para os mesmos valores de carga.

**Tabela 5.8 – Recalques calculados para a capacidade de carga e carga admissível.**

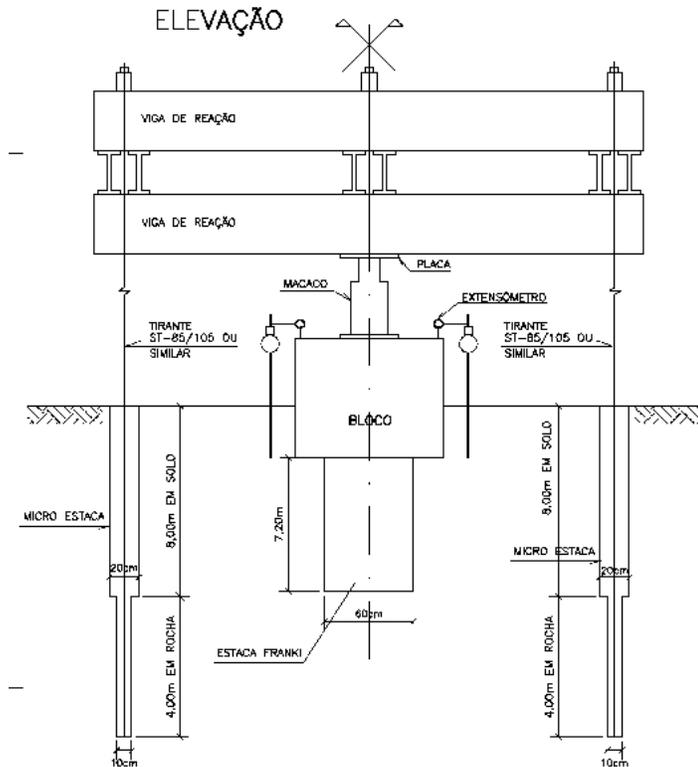
	Recalque, $\rho$ (mm)		
	Encurtamento Elástico, $\rho_1$	Solo da Base da Estaca, $\rho_p$	$\rho_{total}$
$R_{total}$	2,31	0,80	3,11
$R_{adm}$	1,39	1,04	2,43

De acordo com a Tabela 5.8, verifica-se que os recalques devido ao encurtamento elástico obtiveram resultados superiores ao recalque do solo, o que pode ser explicado pelo fato de que a camada de solo abaixo da estaca é pequena e logo em seguida apresenta um material rochoso (ver Figura 5.6). A presença de material rochoso permitiu que a estaca sofresse uma maior compressão, caracterizada pelo seu encurtamento elástico.

### **5.2.3 Comparação entre o recalque estimado e o recalque obtido pela curva Carga x Recalque real**

#### ***5.2.3.1 Prova de Carga Estática – Estaca Franki***

A montagem do sistema para execução da prova de carga da estaca Franki foi a mesma executada pela estaca metálica. Sua esquematização pode ser verificada na Figura 5.7.



**Figura 5.7 – Esquema de montagem da prova de carga na estaca Franki (CONCRETA, 2015).**

O procedimento de execução de prova de carga para a estaca Franki também foi o mesmo realizado à estaca metálica. O plano de carga realizado para essa estaca está disposto no ANEXO 4 deste trabalho.

As características do ensaio estão mostradas na Tabela 5.9.

**Tabela 5.9 – Características do ensaio de prova de carga estática em estaca Franki.**

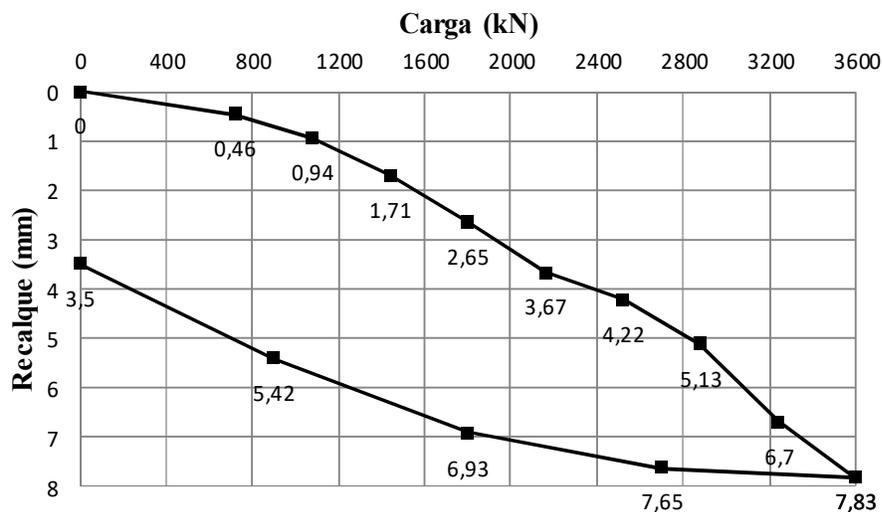
Macaco Hidráulico (capacidade)	500 t
Sondagem mais Próxima	SM-05
Início	31.01.2015
Término	01.02.2015
Estágio de Carregamento	10
Estágio de Descarregamento	4

### 5.2.3.2 Resultado da Prova de Carga Estática – Estaca Franki

As características da estaca ensaiada estão indicadas na Tabela 5.10, e a curva *carga x recalque* é apresentada na Figura 5.8.

**Tabela 5.10 – Características da estaca Franki ensaiada.**

Estaca	E102
Tipo de Estaca	Franki
Material	Concreto
Comprimento (m)	4,1
Carga de Trabalho (kN)	1800
Carga de Ensaio (kN)	3600
Recalque Máximo (mm)	7,83



**Figura 5.8 – Curva carga x recalque obtida na prova de carga para a estaca Franki.**

Por meio da curva *carga x recalque* foi possível determinar o recalque correspondente à capacidade de carga e à carga admissível calculada pela metodologia de Aoki-Velloso (1975). Posteriormente, também realizou-se uma análise levando em consideração as cargas estimadas (total e admissível) nos demais métodos, Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), tendo como base a curva *carga x recalque* da prova de carga.

Os recalques determinados na curva da prova de carga para os valores de resistência calculados neste trabalho estão indicados na Tabela 5.11.

Para melhor análise, o valor do recalque encontrado na curva carga x recalque, para a mesma carga, foi comparado com o estimado de Aoki-Velloso (1975) (ver Tabela 5.12).

Vianna (2002) estudou vários tipos de estacas pré-moldadas e verificou que os resultados obtidos pelos métodos semiempíricos nem sempre são satisfatórios quando comparados aos resultados reais, obtidos no ensaio de prova de carga.

**Tabela 5.11 – Recalques determinados a partir da curva *carga x recalque* para a estaca Franki.**

Aoki-Velloso (1975)			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
3543,49	7,60	2214,68	3,80
Décourt-Quaresma (1978)			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
3271,78	6,80	1163,76	1,10
Teixeira (1996)			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
3564,75	7,70	2227,97	3,80

**Tabela 5.12 – Recalque estimado com cargas calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975) para a estaca Franki.**

Recalque Estimado			
$\Sigma R$ (kN)	$\rho$ (mm)	$R_{adm}$ (kN)	$\rho$ (mm)
3543,49	3,11	2214,68	2,43

De acordo com a tabela 5.11 pode-se perceber que a aplicação dos métodos resultou em recalques próximos entre si. O único valor discrepante dos outros foi o recalque referente à carga admissível pela metodologia de Décourt-Quaresma (1978). Isso ocorreu devido ao fator de segurança aplicado pelo método que resultou em uma carga admissível muito inferior aos valores obtidos nos demais métodos, e, conseqüentemente, levou a um valor de recalque menor que os demais (ver Eq. 2.9).

Comparando os recalques estimados pelo método de Aoki-Velloso (1975) com os obtidos na prova de carga, percebe-se que, para a mesma carga aplicada, há uma diferença considerável que pode ser justificada pela imprecisão dos métodos, uma vez

que os mesmos apresentam uma estimativa baseada em parâmetros que variam com a heterogeneidade do perfil de solo, podendo, assim, resultar em valores muito superiores, como também, em outras situações, valores muito inferiores, e ainda, valores bem próximos ao real.

## 6. CONCLUSÃO

A capacidade de carga é um parâmetro importante para projetos de fundações no qual as metodologias brasileiras permitem determinar valores que levam em consideração, não somente as características do elemento, mas também as características do maciço.

Este trabalho apresentou as etapas de pré-projeto de fundações de dois tipos de fundação profunda, uma refere-se à estaca pré-moldada metálica e a outra à estaca escavada do tipo Franki, ambas aplicadas em casos reais. Dessa forma, os dados obtidos a partir das provas de carga desses dois elementos, possibilitaram realizar uma comparação dos valores determinados “in situ” e dos valores admissíveis previstos e calculados pela norma e autores consagrados na literatura.

### 6.1. QUANTO À PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Foi verificada uma pequena diferença, para cada caso, entre os valores obtidos em cada método. Essa diferença existente pode ser explicada pelo fato de os métodos adotarem parâmetros de cálculos diferentes entre si. Parâmetros esses que dependem e variam diretamente de acordo com as características da estaca (tipo, comprimento e diâmetro) e do solo (tipo de solo, local onde foi feita a sondagem, quantidade de camadas existentes e seus respectivos valores de  $N_{SPT}$ ).

Ao analisar as parcelas de atrito lateral e de ponta, separadamente, percebeu-se que os resultados obtidos para as duas estacas, tiveram proporções inversas, ou seja, enquanto a resistência de ponta, na estaca Franki, foi maior que a resistência lateral em todos os métodos aplicados à mesma, na estaca metálica se observou o inverso, a resistência lateral resultou em valores bem superiores à resistência de ponta. Isso pode ser justificado pelo fato de que a estaca metálica é cravada, o que permite que o elemento trabalhe por resistência de atrito lateral. Esse tipo de estaca também apresenta uma ponta com perfil H, o que faz com que a mesma apresente baixa resistência de ponta. Já estacas do tipo Franki são caracterizadas por uma base alargada, o que acarreta em um maior potencial de resistência de ponta.

Ainda sobre as parcelas de resistência da capacidade de carga, foi analisado seu desenvolvimento de acordo com a profundidade das camadas que revestem a estaca. Notou-se que à medida que a camada avançou em profundidade, a resistência do

sistema estaca-solo também aumentou. Isso se deve ao fato de que as estacas, em geral, serem empregadas para alcançar solos profundos mais resistentes.

## **6.2. QUANTO AO RECALQUE**

Os recalques estimados pelas metodologias propostas na literatura apresentaram semelhança quando comparados com os valores reais obtidos pelas provas de cargas. Este fato leva a admitir que seja possível considerar os recalques estimados quando não se tem dados de prova de carga em uma obra. Para tanto, deve analisar esses dados de forma cuidadosa, com sondagens bem executadas que retratem de real o perfil de sondagem mais próximo do ponto onde será executado o elemento de fundação.

## **6.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

- Comparação da curva carga x recalque estimada com a curva carga x recalque obtida na prova de carga;
- Avaliação da capacidade de carga e recalque de duas estacas distintas aplicadas à mesma situação, analisando as viabilidades econômicas;
- Análise estatística da variabilidade das resistências com a profundidade entre os três métodos de cálculo de capacidade de carga.

## 7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1996): **Projeto e Execução de Fundações: NBR 6122/96**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1992): **Estacas – Prova de Carga Estática: NBR 12131/92**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2001): **Sondagem de Simples Conhecimento com SPT – Método de Ensaio: NBR 6484/01**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2007): **Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico: NBR 13208/07**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1986): **Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios: NBR 8800/86**. Rio de Janeiro.

ARAGÃO, L. M. **Plano de Monitoramento de Recalque de Fundações do Bloco Ateliê do Curso de Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal do Ceará**. 2011. 55 f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, 2011.

CARVALHO, F. V. M. **Otimização dos custos dos projetos de estaqueamento através de uma planilha de cálculo eletrônica de fundações profundas**. 2014. 110 f. Dissertação (Mestrado em Projeto de estruturas) – Escola politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

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

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2013.

CORRÊA, C. P. **Metodologia para controle de recalques em estruturas de concreto armado por meio de nivelamento geométrico de precisão.** 2012. 52 f. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

CRESPO, V. A. S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo.** 2004, 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Norte do Fluminense Darcy Ribeiro, Goytacazes, 2004.

GONÇALVES, S. F. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar.** 2008. 133 f. Tese (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Centro de tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2008.

GUIMARÃES, G. S. **Fundações em presença de solos moles – análise de caso.** 2003. 39 f. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2003.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática.** 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução.** São Paulo: PINI, 2007.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga.** 2005. 270 f. Tese (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília. 2005.

MARQUES, A. G.; MARQUES, J. A. F. **Prática de Fundações no Estado de Alagoas.** Cap. 5. Maceió, 2004.

MELHADO, S. B. et al. **Fundações.** 2002. 33 f. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez.** 2009. 219 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MIOZZO, L. G. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria.** 2007. 170 f. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

MORAES, L. S. **Estacas escavadas com base injetada.** 2010. 168 f. Dissertação (Doutorado em geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

PRANDINA, J. R. R. **Movimentos de solo e danos introduzidos em edificações por escavações subterrâneas.** 1999. 180 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, 1999.

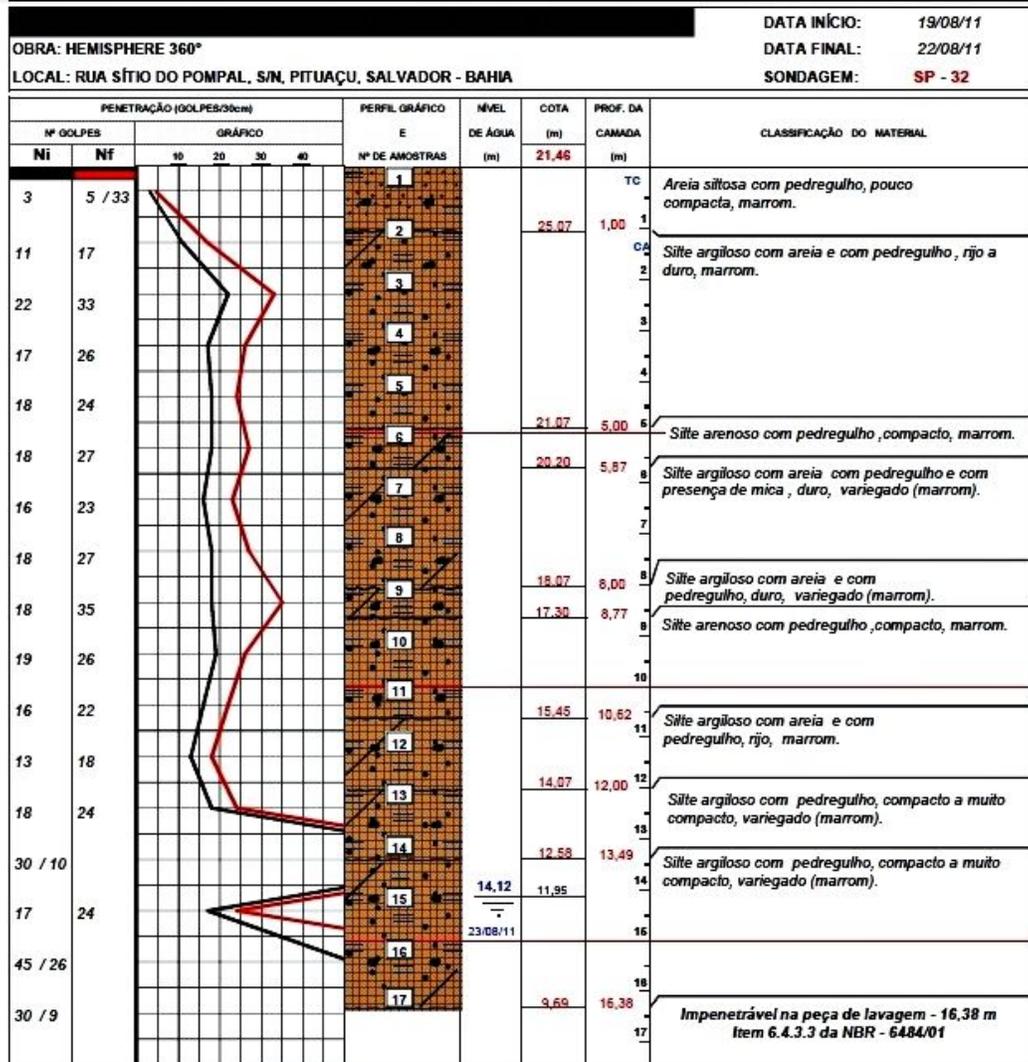
REINERT, J. **Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística.** 2011. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** 1998. 129 f. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

VIANNA, A, P, F. **Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e região metropolitana.** 2002. 202 f. Dissertação U(Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

## ANEXOS

### ANEXO 1 – Perfil de sondagem mais próximo da estaca metálica ensaiada



**ANEXO 2 – Perfil de sondagem mais próximo da estaca metálica ensaiada**

Sondagem: SM-05				Cota: 18.90 m			
Revestimento $\phi = 76.2\text{mm}$				Escala: 1:100	Data: MAR/13	Pag.nº 1	
Amostrador $\phi_s = 50.8\text{mm}$ $\phi_a = 35\text{mm}$				Massa do martelo = 65 Kg	Altura de queda = 75cm		
PENETRAÇÃO				Cota em relação ao R.N.	$\phi$ Profundidade camada (m)	Perfil	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS
ÍNDICE DE RESISTÊNCIA		Gráfico		Nível d'água			
I	F	10	20	30	40		
1a. e 2a.	3a. e 4a.	Carga (kg)		Profundidade (m)			
						TC	
						2	
						3	
						4	15
						5	
						6	
						7	
						8	
						R	
						9	8.00
3/30	3/29					10	9.00
						9.6	
2/36	2/30					10	9.00
						10.35	
2/37	2/24					11	11.00
7	9					12	12.00
3/30	3/23					13	13.00
3	5					14	13.00
7	11					15	5
6	9					16	16.00
35	41/18					17	16.00
31/04						17.10	17.10
61	100					18	17.10

**ANEXO 3 – Plano de carga da estaca metálica**

<b>PLANO DE CARGA</b>		
ESTACA: E61	PERFIL: HP310X93	
CARGA DE TRABALHO	150 tf	
CARGA DE ENSAIO (Fe)	300 tf	
<b>CARREGAMENTO</b>		
<b>ESTÁGIO</b>	<b>CARGA (tf)</b>	<b>PRESSÃO (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
1°	30,0	25,0
2°	60,0	70,00
3°	90,0	115,00
4°	120,0	160,00
5°	150,0	205,00
6°	180,0	250,00
7°	210,0	295,00
8°	240,0	340,00
9	270,0	385,00
10°	300,0	430,00
<b>DESCARREGAMENTO</b>		
<b>ESTÁGIO</b>	<b>CARGA (tf)</b>	<b>PRESSÃO (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
1°	225,0	320,00
2°	150,0	210,00
3°	75,0	100,00
4°	0,0	0,0

**ANEXO 4 – Plano de carga da estaca Franki**

<b>PLANO DE CARGA</b>		
ESTACA: E 102 – P 18	TIPO: FRANKI	
CARGA DE TRABALHO	180 tf	
CARGA DE ENSAIO (Fe)	360 tf	
<b>CARREGAMENTO</b>		
<b>ESTÁGIO</b>	<b>CARGA (tf)</b>	<b>PRESSÃO (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
1°	36,0	55,0
2°	72,0	105,0
3°	108,0	160,0
4°	144,0	210,0
5°	180,0	260,0
6°	216,0	310,0
7°	252,0	360,0
8°	288,0	415,0
9	324,0	465,0
10°	360,0	515,0
<b>DESCARREGAMENTO</b>		
<b>ESTÁGIO</b>	<b>CARGA (tf)</b>	<b>PRESSÃO (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
1°	270,0	390,0
2°	180,0	265,0
3°	90,0	140,0
4°	0,0	0,00