

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA  
E RECALQUE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA VIA  
PROVAS DE CARGA**

**PAULO HENRIQUE LOURENÇO MAGALHÃES**

**ORIENTADOR: PROF. RENATO PINTO DA CUNHA  
CO-ORIENTADOR: PROF. MAURÍCIO MARTINES SALES**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM - 141/05**

**BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO/2005**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA  
E RECALQUE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA VIA  
PROVAS DE CARGA**

**PAULO HENRIQUE LOURENÇO MAGALHÃES**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**PEDRO MURRIETA SANTOS NETO D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**PAULO CÉSAR DE ALMEIDA MAIA D.Sc. (UENF)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA, 19 DE DEZEMBRO DE 2005.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

MAGALHÃES, PAULO HENRIQUE LOURENÇO	
Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga [Distrito Federal] 2005	
xxvii, 243p., 297x210mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2005).	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1.Estaca Hélice Contínua	2.Provas de Carga
3.Capacidade de Carga	4.Recalque
I.ENC/FT/UnB	II.Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

MAGALHÃES, P. H. L. (2005). Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-141/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 243p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Paulo Henrique Lourenço Magalhães

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga.

GRAU / ANO: Mestre / 2005

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

Paulo Henrique Lourenço Magalhães  
Avenida Rio Branco, Bloco 03, APT° 604, Residencial Dom Felipe – Setor Urias Magalhães  
CEP: 74565-070 - Goiânia/GO – Brasil.

## DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho aos meus pais José Lice Lourenço de Oliveira e Maria Divina Magalhães de Oliveira, aos meus irmãos Fábio Lice Lourenço Magalhães e Aurélia Magalhães de Oliveira Souza, a toda minha família especialmente em memória aos meus eternos avôs José Lourenço de Oliveira e José Venceslau Magalhães, amigos e a minha futura esposa Eurídice de Paula Pinheiro pelo enorme incentivo para a elaboração desta dissertação.*

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus em primeiro lugar por me dar força nos momentos difíceis e pela inspiração a mim concedida.

Aos Professores Renato Pinto da Cunha e Maurício Martines Sales pela orientação, incentivo e transmissão de conhecimento durante todo o Mestrado.

Aos professores do Mestrado em Geotecnia da UnB André Pacheco Assis, José Camapum de Carvalho, Márcio Muniz de Farias, Newton Moreira de Souza, Noris Costa Diniz e Pedro Murrieta Santos Neto e aos professores da UFG Carlos Lauro Vargas e Lilian Ribeiro de Rezende por todo o conhecimento transmitido e por eventuais sugestões e críticas que foram fundamentais para a elaboração desta dissertação;

Aos colegas de Geotecnia: Renata e Rodrigo e em especial ao colega Bruno Salgado Lima pelo companheirismo e incentivo.

Aos colegas de Furnas: Armelim, Carlos Reis, Renato Guimarães, Sérgio Fleury e Wanderson pela ajuda concedida durante a realização dos cursos em Furnas.

À empresa SETE Engenharia, na pessoa do Engenheiro Civil Antônio Luciano Espíndola Fonseca, pelo grande incentivo e incansável apoio na realização das provas de carga em Goiânia.

À empresa ENGESOL, na pessoa do Engenheiro Civil M.Sc. Hoover Van Newton Paolucci, pelo empréstimo de equipamento para realização das provas de carga em Goiânia.

À FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A, pelo incentivo a pesquisa, realização de cursos e ensaios.

## RESUMO

A presente dissertação analisa, em termos do comportamento carga-recalque, um banco de dados organizado por Alonso (2000a, 2002, 2004), com 202 provas de carga, estáticas, em estacas hélice-contínua monitorada.

Para as provas de carga dentro deste banco que apresentaram uma curva carga-recalque bem definida, foram definidos os valores de carga última por Van der Veen (1953) e, a partir de uma análise estatística, estas cargas foram comparadas com a previsão de diversos métodos semi-empíricos baseados no ensaio de SPT e SPT-T. Foram analisados os desempenhos das formulações originais dos métodos, bem como com alterações propostas nos coeficientes utilizados para melhorar a acurácia e a confiabilidade de cada método. Verificou-se que os métodos de Antunes & Cabral (1996), Gotlieb et al. (2000) e Décourt & Quaresma (1978 - modificado em 1996) apresentaram os melhores resultados, tanto na formulação original, quanto para o melhor ajuste proposto neste trabalho.

Os recalques medidos nas provas de carga do banco de dados analisado foram comparados com as previsões elásticas dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978). Verificou-se que para aproximadamente metade dos testes os recalques medidos foram inferiores às previsões e para outra metade os métodos obtiveram uma boa previsão destes recalques. Os métodos elásticos conseguiram melhor previsão de recalque quando os valores de  $N_{SPT}$  não são muito baixos ao longo do fuste da estaca.

Foi realizado, também, um estudo para avaliar se o comportamento carga-recalque de algumas provas de carga de Brasília-DF e Goiânia-GO seguem a mesma tendência do banco de dados nacional supracitado. Verificou-se para as duas cidades que os melhores métodos semi-empíricos originais, e com o melhor ajuste, foram semelhantes aos verificados para o banco de dados nacional. Notou-se, ainda, que os métodos elásticos de previsão de recalque tiveram bom resultado para as duas cidades. Estas provas de carga foram retroanalisadas numericamente utilizando o programa Geofine (Fine, 2001), onde verificou-se um bom desempenho, inclusive, conseguindo representar a resposta não linear da curva carga-recalque da maioria das provas de carga.

## ABSTRACT

The present research analyzes the load-settlement behavior of a database organized by Alonso (2000a, 2002, 2004), containing 202 static load tests with continuous flight auger piles.

In the load tests which presented a well defined load-settlement curve, the ultimate loads were defined by Van der Veen (1953) method and, using a statistic approach, these ultimate loads were compared to the predicted load by semi-empiric methods based on SPT e SPT-T tests. It were evaluated the original formulation precision of these methods, as well when using the new proposed coefficients to improve the precision and reliability of each method. It was concluded that the Antunes & Cabral (1996), Gotlieb et al. (2000) and Décourt & Quaresma (1978 - modified in 1996) methods have presented the best results using the original formulation and also with the best adjusted coefficients proposed in this research.

The measured settlements of each database load test were compared with the elastic predictions of the Poulos & Davis (1980) and Randolph & Wroth (1978) methods. It was found that for approximately half of tests had settlements lower then the predictions and to the other tests the measured settlements had a good agreement with the predicted values. The methods based on elasticity theory reached better settlement prediction when the  $N_{SPT}$  values were not so high along the pile shaft.

It was also accomplished a study to evaluate if the load-settlement behavior of some load tests carried on Brasília-DF and Goiânia-GO would have the same tendency of the above-mentioned national database. It was verified that for the two cities that the best original semi-empiric methods, and with the best adjustment ones, were similar to the national database analyses. It was still noticed that the elastic methods have a good results in settlement predictions for the two cities. These load tests were numerically back figured using the program Geofine (Fine, 2001) achieving good results, even in the ability to represent the non-lineal load-settlement curve of most of the load tests.

# ÍNDICE

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
1 – INTRODUÇÃO .....	1
1.1 – OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	2
1.1.1 – Objetivos Gerais .....	2
1.1.2 – Objetivos Específicos .....	2
1.2 – JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO .....	3
1.3 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	4
2 – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA .....	5
2.1 – INTRODUÇÃO .....	5
2.2 – HISTÓRICO .....	5
2.3 – METODOLOGIA EXECUTIVA .....	6
2.3.1 – Perfuração .....	7
2.3.2 – Concretagem .....	8
2.3.3 – Colocação da armadura .....	9
2.4 – EQUIPAMENTOS .....	10
2.5 – CONTROLE EXECUTIVO .....	12
2.5.1 – Profundidade .....	14
2.5.2 – Tempo de Execução .....	14
2.5.3 – Inclinação da Torre .....	14
2.5.4 – Velocidade de Penetração do Trado .....	14
2.5.5 – Velocidade de Rotação do Trado .....	15
2.5.6 – Torque .....	15
2.5.7 – Velocidade de Extração .....	15
2.5.8 – Pressão do Concreto .....	16
2.5.9 – Volume de Concreto Lançado .....	16
2.6 – ASPECTOS PRÁTICOS IMPORTANTES NA EXECUÇÃO .....	17
2.7 – PROVAS DE CARGA .....	22
2.7.1 – Experiência de Provas de Carga Estáticas em Estacas Hélice Contínua .....	23
3 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA: CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE EM ESTACAS .....	24

3.1 – CAPACIDADE DE CARGA.....	24
3.1.1 – Métodos Empíricos para Previsão da Capacidade de Carga de Estacas .....	24
3.1.1.1 – Métodos Tradicionais para Previsão da Capacidade de Carga em Estacas.....	25
3.1.1.2 – Métodos Específicos em Estacas Hélice Contínua.....	28
3.1.2 – Métodos de Estimativa de Carga Última em Provas de Carga.....	34
3.1.2.1 – Método de Van der Veen (1953).....	36
3.1.2.2 – Método da NBR-6122 (ABNT, 1996).....	37
3.2 – RECALQUE.....	38
3.2.1 – Métodos para Previsão de Recalque em Estacas Isoladas.....	38
3.2.1.1 – Método de Poulos & Davis (1980).....	39
3.2.1.2 – Método de Randolph & Wroth (1978) .....	41
4 – METODOLOGIA .....	44
4.1 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DE ALONSO (2000a, 2002, 2004) .....	44
4.1.1 – Capacidade de Carga .....	50
4.1.1.1 – Cálculo da Resistência Estrutural de Projeto da Estaca .....	54
4.1.1.2 – Métodos Semi-Empíricos.....	54
4.1.2 – Recalque .....	58
4.2 – ANÁLISE REGIONAL.....	61
4.2.1 – Capacidade de Carga.....	65
4.2.1.1 – Análise da Curva Carga-Recalque.....	65
4.2.1.2 – Métodos Semi-Empíricos .....	66
4.2.2 – Recalque .....	66
4.3 – ANÁLISE NUMÉRICA REGIONAL .....	67
4.3.1 – Retroanálise Numérica .....	67
4.3.2 – Programa Geofine (Fine, 2001).....	67
4.3.3 – Validação do Programa Geofine (Fine, 2001).....	70
4.3.3.1 – Segundo Lee (1973).....	71
4.3.3.2 – Segundo Ottaviani (1975).....	72
4.3.3.3 – Comparação com os Métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).....	73
4.3.4 – Implementação dos Dados para Retroanálise.....	74

5 – ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE ALONSO (2000a, 2002, 2004) E REGIONAL .....	76
5.1 – CAPACIDADE DE CARGA .....	76
5.1.1 – Análise da Curva Carga-Recalque das Provas de Carga .....	76
5.1.1.1 – Geometria da Estaca .....	76
5.1.1.2 – Propriedades do Solo (sondagem) .....	78
5.1.2 – Análise e Adaptação dos Métodos Semi-Empíricos.....	79
5.1.2.1 – Método de Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996) .....	80
5.1.2.2 – Método de Antunes & Cabral (1996) .....	82
5.1.2.3 – Método de Alonso (1996) .....	87
5.1.2.4 – Método de Kárez & Rocha (2000).....	89
5.1.2.5 – Método de Vorcaro & Velloso (2000).....	91
5.1.2.6 – Método de Gotlieb et al. (2000).....	94
5.1.2.7 – Método de Aoki & Velloso (1975) .....	97
5.1.3 – Comparação dos Diversos Métodos Analisados.....	98
5.1.3.1 – Análise dos Métodos Originais.....	98
5.1.3.2 – Análise dos Melhores Ajustes.....	101
5.2 – RECALQUE.....	103
5.2.1 – Recalque no 1º Grupo .....	107
5.2.2 – Recalque no 2º Grupo .....	109
5.2.3 – Recalque no 3º Grupo .....	112
5.3 – ANÁLISE REGIONAL.....	112
5.3.1 – Análise da Curva Carga-Recalque das Provas de Carga .....	113
5.3.1.1 – Provas de Carga de Brasília-DF.....	113
5.3.1.2 – Provas de Carga de Goiânia-GO.....	114
5.3.2 – Aplicabilidade dos Métodos Semi-Empíricos .....	115
5.3.2.1 – Provas de Carga de Brasília-DF.....	116
5.3.2.2 – Provas de Carga de Goiânia-GO.....	118
5.3.3 – Aplicabilidade dos Métodos de Previsão de Recalque.....	120
5.3.3.1 – Provas de Carga de Brasília-DF .....	120
5.3.3.2 – Provas de Carga de Goiânia-GO.....	122

5.4 – ANÁLISE NUMÉRICA REGIONAL .....	123
5.4.1 – Brasília .....	123
5.4.1.1 – PC-01BR .....	123
5.4.1.2 – PC-02BR .....	128
5.4.1.3 – PC-03BR .....	129
5.4.1.4 – PC-04BR .....	130
5.4.1.5 – PC-05BR .....	131
5.4.2 – Goiânia .....	134
5.4.2.1 – PC-01GO .....	134
5.4.2.2 – PC-02GO .....	135
5.4.2.3 – PC-03GO .....	136
6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	139
6.1 – CAPACIDADE DE CARGA (ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE ALONSO). 139	
6.2 – RECALQUE (ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE ALONSO).....	140
6.3 – CAPACIDADE DE CARGA (ANÁLISE REGIONAL).....	141
6.3.1 – Provas de Carga de Brasília.....	141
6.3.2 – Provas de Carga de Goiânia .....	142
6.4 – RECALQUE (ANÁLISE REGIONAL) .....	143
6.4.1 – Provas de Carga de Brasília.....	143
6.4.2 – Provas de Carga de Goiânia .....	143
6.5 – ANÁLISE NUMÉRICA (REGIONAL) .....	143
6.6 – SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	144
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	146
APÊNDICE A – CURVAS CARGA-RECALQUE DAS PROVAS DE CARGA DO BANCO DE DADOS DE ALONSO (2000a, 2002, 2004).....	151
APÊNDICE B – COEFICIENTES TESTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA .....	218
APÊNDICE C – PROVAS DE CARGA DE BRASÍLIA (SONDAGENS E CURVAS CARGA-RECALQUE .....	233

APÊNDICE D – PROVAS DE CARGA DE GOIÂNIA (SONDAGENS E CURVAS CARGA-RECALQUE).....	240
--	-----

# LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Características dos grupos de equipamentos (Penna et al., 1999).....	11
Tabela 2.2 – Provas de carga estáticas com carregamento vertical à compressão realizadas em estacas hélice contínua no Brasil.....	23
Tabela 3.1 – Coeficientes $K_A$ e $\alpha_A$ (Aoki & Velloso, 1975).....	26
Tabela 3.2 – Coeficientes de transformação $F_1$ e $F_2$ (Aoki & Velloso, 1975).....	26
Tabela 3.3 – Valores de $C$ em função do tipo de solo (Décourt & Quaresma, 1978).....	28
Tabela 3.4 – Parâmetros $\beta_1$ e $\beta_2$ (Antunes e Cabral, 1996).....	28
Tabela 3.5 – Limites de $r_1$ e valores $\alpha_{AI}$ de Alonso (1996) para estacas hélice contínua (Almeida Neto, 2002).....	29
Tabela 3.6 – Valores de $\beta_{AI}$ (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas .....	31
Tabela 3.7 – Valores do coeficiente $\alpha_D$ e $\beta_D$ em função do tipo de solo e do tipo de estaca (Hachich et al., 1996).....	32
Tabela 4.1 – Características das 202 provas de carga (Alonso, 2000a, 2002, 2004).....	45
Tabela 4.2 – Carga última estimada por Van der Veen (1953) para as 60 provas de carga ....	52
Tabela 4.3 – Relações entre as faixas de valores de $N_{SPT}$ final de cada sondagem e o acréscimo.....	61
$\Delta h$ para o cálculo de $H$ .....	61
Tabela 4.4 – Principais características das 6 provas de carga reunidas em Brasília.....	61
Tabela 4.5 – Principais características das 3 provas de carga reunidas em Goiânia.....	63
Tabela 4.6 – Recalque normalizado de uma estaca isolada – caso apresentado por Lee (1973) .....	71
Tabela 4.7 – Comparação de recalque normalizado entre o Geofine (Fine, 2001) e os métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).....	73
Tabela 5.1 – Faixas de diâmetro dos grupos analisados .....	76
Tabela 5.2 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de $SPT_{(m)}$ (média ao longo do fuste da estaca).....	78
Tabela 5.3 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de $SPT_{(l)}$ (nas proximidades da ponta da estaca).....	79
Tabela 5.4 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de $SPT_{(b)}$ (abaixo da ponta da estaca) .....	79
Tabela 5.5 – Comparação de $\alpha_D$ e $\beta_D$ entre o método original e o melhor ajuste.....	82
Tabela 5.6 – Faixa de valores dos coeficientes $\beta_1$ (%) e $\beta_2$ originais (Antunes e Cabral, 1996) .....	83
Tabela 5.7 – Faixa proposta para os valores $\beta_1$ (%) e $\beta_2$ .....	85
Tabela 5.8 – Comparação de faixas de $\beta_1$ e $\beta_2$ do método original e o novo limite proposto .	86
Tabela 5.9 – Coeficientes $\alpha_{AI}$ e $\beta_{AI}$ utilizados para o método original .....	87
Tabela 5.10 – Comparação de $\alpha_{AI}$ e $\beta_{AI}$ entre o método original e o melhor ajuste .....	89

Tabela 5.11 – Comparação de $FM_K$ e $K_{kr}$ entre o método original e o melhor ajuste .....	91
Tabela 5.12 – Comparação das três tentativas para o método original .....	93
Tabela 5.13 – Comparação de $FM_G$ e $FD$ entre o método original e o melhor ajuste .....	96
Tabela 5.14 – Comparação de $F_1$ e $F_2$ entre o método original e o melhor ajuste .....	98
Tabela 5.15 – Comparação entre os métodos originais .....	99
Tabela 5.16 – Comparação entre os melhores ajustes para os métodos .....	102
Tabela 5.17 – Faixas percentuais do acréscimo da previsão de recalque pelo método de Poulos & Davis (1980) em relação ao de Randolph & Wroth (1978) .....	103
Tabela 5.18 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função do diâmetro das estacas .....	105
Tabela 5.19 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função da relação L/D das estacas .....	105
Tabela 5.20 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(m)}$ (média ao longo do fuste da estaca) .....	106
Tabela 5.21 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(l)}$ (nas proximidades da ponta da estaca) .....	106
Tabela 5.22 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(b)}$ (abaixo da ponta da estaca) .....	106
Tabela 5.23 - Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função do diâmetro das estacas .....	107
Tabela 5.24 – Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função da relação L/D das estacas .....	108
Tabela 5.25 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(m)}$ (média ao longo do fuste da estaca) .....	108
Tabela 5.26 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(l)}$ (nas proximidades da ponta da estaca) .....	109
Tabela 5.27 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(b)}$ (abaixo da ponta da estaca) .....	109
Tabela 5.28 – Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função do diâmetro das estacas .....	110
Tabela 5.29 – Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função da relação L/D das estacas .....	110
Tabela 5.30 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(m)}$ (média ao longo do fuste da estaca) .....	111
Tabela 5.31 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(l)}$ (nas proximidades da ponta da estaca) .....	111
Tabela 5.32 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função das faixas de valores de $SPT_{(b)}$ (abaixo da ponta da estaca) .....	111
Tabela 5.33 – Características das provas de carga pertencentes ao 3º Grupo .....	112
Tabela 5.34 – Principais características das provas de carga de Brasília .....	121
Tabela 5.35 – Principais características das provas de carga de Goiânia .....	122
Tabela 5.36 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-01BR .....	123
Tabela 5.37 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-02BR (modificado – Cunha et al. (2002)) .....	128
Tabela 5.38 – Parâmetros de entrada e modificações no módulo de elasticidade da PC-03BR .....	129

Tabela 5.39 – Parâmetros de entrada e modificações no módulo de elasticidade da PC-04BR .....	130
Tabela 5.40 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-05BR .....	132
Tabela 5.41 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-01GO .....	135
Tabela 5.42 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-02GO .....	136
Tabela 5.43 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-03GO .....	137
Tabela B.1 – Coeficientes testados para Décourt & Quaresma (1978 - modificado em 1996) .....	219
Tabela B.2 – Coeficientes testados para Antunes & Cabral (1996).....	220
Tabela B.3 – Coeficientes testados para Alonso (1996) .....	223
Tabela B.4 – Coeficientes testados para Kárez & Rocha (2000).....	225
Tabela B.5 – Coeficientes testados para Gotlieb et al. (2000).....	228
Tabela B.6 – Coeficientes testados para Aoki & Velloso (1975) .....	230

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 - Ilustração da seqüência executiva da estaca hélice contínua monitorada: a e b – perfuração; c – concretagem; d – colocação da armadura (Fonte: <a href="http://www.powerfulfundacoes.hpg.ig.com.br/hélice.html">www.powerfulfundacoes.hpg.ig.com.br/hélice.html</a> , acesso em: 25 março, 2005).....	6
Figura 2.2 - Perfuração do terreno com trado contínuo .....	7
Figura 2.3 - Extração do trado e concretagem da estaca.....	8
Figura 2.4 - Colocação da armadura manualmente.....	9
Figura 2.5 - Equipamento para execução .....	11
Figura 2.6 - Sistema de monitoração na cabine do operador .....	13
Figura 2.7. Exemplo de relatório de execução .....	13
Figura 3.1 – Alternativas de curvas carga-recalque em provas de carga.....	35
Figura 3.2 – Estimativa de $P_{ult}$ .....	36
Figura 3.3 – Esquema para obtenção dos parâmetros utilizados no cálculo.....	39
Figura 3.4 – Separação das camadas de solo pelo método de Randolph e Wroth (Velloso & Lopes, 2002).....	41
Figura 4.1 – Localização das 202 provas de Carga.....	44
Figura 4.2 - Distribuição das 197 provas de carga em função do diâmetro.....	50
Figura 4.3 - Distribuição das 197 provas de carga em função da relação L/D .....	50
Figura 4.4 - Exemplo de curva carga x recalque com curva carga-recalque bem definida .....	51
Figura 4.5 - Exemplo de curva carga x recalque com curva carga-recalque mal definida .....	53
Figura 4.6 – Localização das 58 provas de carga.....	55
Figura 4.7 - Distribuição das 58 provas de carga em função do diâmetro.....	55
Figura 4.8 – Distribuição das 58 provas de carga em função da relação L/D.....	55
Figura 4.9 - Exemplo de análise estatística dos coeficientes dos métodos semi-empíricos .....	58
Figura 4.10 - Exemplo de previsão de recalque da prova de carga através dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) .....	59
Figura 4.11 – Exemplo de tela do programa Geofine para a entrada dos parâmetros de solo (Fine, 2001).....	68
Figura 4.12 – Comparação dos resultados do Geofine (Fine, 2001), ALLFINE (Farias, 1993) e Ottaviani (1975) para uma estaca isolada .....	72
Figura 4.13 – Exemplo de um perfil geológico-geotécnico do sistema estaca-solo utilizado pelo programa Geofine (Fine, 2001).....	74
Figura 5.1 - Porcentagem de aproveitamento relativo referente à L/D entre o “grupo utilizado” e o “grupo total” .....	77
Figura 5.2 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Décourt & Quaresma (1996) com $\alpha_D=0,3$ e $\beta_D=1,0$ .....	81
Figura 5.3 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Décourt & Quaresma (1996) para o melhor ajuste ( $\alpha_D=0,21$ e $\beta_D=1,13$ ).....	81
Figura 5.4 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com valores inferiores de $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	83

Figura 5.5 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com valores máximos de $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	84
Figura 5.6 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com valores médios de $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	84
Figura 5.7 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com os novos limites propostos de $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	85
Figura 5.8 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Alonso (1996) com coeficientes $\alpha_{AI}$ e $\beta_{AI}$ originais .....	87
Figura 5.9 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Alonso (1996) para o melhor ajuste de $\alpha_{AI}$ e $\beta_{AI}$ .....	88
Figura 5.10 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Kárez & Rocha (2000) com $FM_k$ e $K_{kr}$ originais.....	90
Figura 5.11 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Kárez & Rocha (2000) com o melhor ajuste para $FM_k$ e $K_{kr}$ .....	90
Figura 5.12 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Vorcaro & Velloso (2000) com LS de +0,29 .....	92
Figura 5.13 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Vorcaro & Velloso (2000) com LI de -0,29 .....	92
Figura 5.14 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Vorcaro & Velloso (2000) com composta pelo “ajuste simples”.....	93
Figura 5.15 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Gotlieb et al. (2000) com $FM_G=60$ e $FD=0,5$ .....	95
Figura 5.16 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Gotlieb et al. (2000) com $FM_G=50$ e $FD=0,5$ .....	96
Figura 5.17 - Carga de Van Der Veen x carga calculada de Aoki e Velloso (1975) com $F_1= 3,0$ e $F_2= 6,0$ .....	97
Figura 5.18 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Aoki e Velloso (1975) para o melhor ajuste ( $F_1= 4,0$ e $F_2= 5,5$ ) .....	97
Figura 5.19 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos originais analisados em Brasília.....	116
Figura 5.20 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos com melhor ajuste analisados em Brasília .....	116
Figura 5.21 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos originais analisados em Goiania.....	118
Figura 5.22 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos com melhor ajuste analisados em Goiania .....	118
Figura 5.23 – Previsões de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para as provas de carga de Brasília .....	120
Figura 5.24 – Previsões de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para as provas de carga de Goiânia .....	122
Figura 5.25 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise para a PC-01BR .....	124
Figura 5.26 - Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise no trecho inicial (até 400 kN) para a PC-01BR .....	125
Figura 5.27 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pelo ângulo de atrito para a PC-01BR .....	126
Figura 5.28 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises das curvas modificadas pela coesão para a PC-01BR.....	126

Figura 5.29 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pelo coeficiente de empuxo para a PC-01BR .....	127
Figura 5.30 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pelo módulo de elasticidade do solo para a PC-01BR .....	127
Figura 5.31 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-02BR, segundo Cunha et al. (2002).....	128
Figura 5.32 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pela relação do módulo de elasticidade do solo e o $N_{SPT}'$ para a PC-03BR.....	129
Figura 5.33 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pela relação do módulo de elasticidade do solo e o $N_{SPT}'$ para a PC-04BR.....	131
Figura 5.34 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-05BR .....	132
Figura 5.35 - Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-05BR para valor máximo de recalque de 15 mm .....	132
Figura 5.36 - Comparação das curvas da retroanálise e dos métodos de previsão de recalque para as relações de $E_s = 3xN_{SPT}$ e $E_s = 4xN_{SPT}$ para a PC-05BR .....	133
Figura 5.37 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-01GO .....	135
Figura 5.38 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-02GO .....	136
Figura 5.39 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-03GO .....	137
Figura 5.40 – Comparação das curvas da retroanálise com $E_s=3xN_{SPT}'$ utilizando $\phi'$ de 30° e 34° para a PC-03GO .....	138
Figura A.1 – Estimativa carga x recalque – PC-01 .....	152
Figura A.2 – Estimativa carga x recalque – PC-02.....	152
Figura A.3 – Estimativa carga x recalque – PC-03.....	152
Figura A.4 – Estimativa carga x recalque – PC-04.....	153
Figura A.5 – Estimativa carga x recalque – PC-05.....	153
Figura A.6 – Estimativa carga x recalque – PC-06.....	153
Figura A.7 – Estimativa carga x recalque – PC-07.....	154
Figura A.8 – Estimativa carga x recalque – PC-08.....	154
Figura A.9 – Estimativa carga x recalque – PC-09.....	154
Figura A.10 – Estimativa carga x recalque – PC-10.....	155
Figura A.11 – Estimativa carga x recalque – PC-11.....	155
Figura A.12 – Estimativa carga x recalque – PC-12.....	155
Figura A.13 – Estimativa carga x recalque – PC-13.....	156
Figura A.14 – Estimativa carga x recalque – PC-14.....	156
Figura A.15 – Estimativa carga x recalque – PC-15.....	156
Figura A.16 – Estimativa carga x recalque – PC-16.....	157
Figura A.17 – Estimativa carga x recalque – PC-17.....	157
Figura A.18 – Estimativa carga x recalque – PC-18.....	157
Figura A.19 – Estimativa carga x recalque – PC-19.....	158
Figura A.20 – Estimativa carga x recalque – PC-20.....	158
Figura A.21 – Estimativa carga x recalque – PC-21.....	158
Figura A.22 – Estimativa carga x recalque – PC-22.....	159
Figura A.23 – Estimativa carga x recalque – PC-23.....	159
Figura A.24 – Estimativa carga x recalque – PC-24.....	159
Figura A.25 – Estimativa carga x recalque – PC-25.....	160
Figura A.26 – Estimativa carga x recalque – PC-26.....	160
Figura A.27 – Estimativa carga x recalque – PC-27.....	160
Figura A.28 – Estimativa carga x recalque – PC-28.....	161
Figura A.29 – Estimativa carga x recalque – PC-29.....	161







Figura A.180 – Estimativa carga x recalque – PC-185 .....	211
Figura A.181 – Estimativa carga x recalque – PC-186 .....	212
Figura A.182 – Estimativa carga x recalque – PC-187 .....	212
Figura A.183 – Estimativa carga x recalque – PC-188 .....	212
Figura A.184 – Estimativa carga x recalque – PC-189 .....	213
Figura A.185 – Estimativa carga x recalque – PC-190 .....	213
Figura A.186 – Estimativa carga x recalque – PC-191 .....	213
Figura A.187 – Estimativa carga x recalque – PC-192 .....	214
Figura A.188 – Estimativa carga x recalque – PC-193 .....	214
Figura A.189 – Estimativa carga x recalque – PC-194 .....	214
Figura A.190 – Estimativa carga x recalque – PC-195 .....	215
Figura A.191 – Estimativa carga x recalque – PC-196 .....	215
Figura A.192 – Estimativa carga x recalque – PC-197 .....	215
Figura A.193 – Estimativa carga x recalque – PC-198 .....	216
Figura A.194 – Estimativa carga x recalque – PC-199 .....	216
Figura A.195 – Estimativa carga x recalque – PC-200 .....	216
Figura A.196 – Estimativa carga x recalque – PC-201 .....	217
Figura A.197 – Estimativa carga x recalque – PC-202 .....	217
Figura C.1 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-01BR .....	234
Figura C.2 – Sondagem tipo SPT – PC-01BR .....	234
Figura C.3 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-02BR .....	235
Figura C.4 – Sondagem tipo SPT – PC-02BR .....	235
Figura C.5 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-03BR .....	236
Figura C.6 – Sondagem tipo SPT – PC-03BR .....	236
Figura C.7 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-04BR .....	237
Figura C.8 – Sondagem tipo SPT – PC-04BR .....	237
Figura C.9 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-05BR .....	238
Figura C.10 – Sondagem tipo SPT – PC-05BR .....	238
Figura C.11 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-06BR .....	239
Figura C.12 – Sondagem tipo SPT – PC-06BR .....	239
Figura D.1 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-01GO .....	241
Figura D.2 – Sondagem tipo SPT – PC-01GO .....	241
Figura D.3 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-02GO .....	242
Figura D.4 – Sondagem tipo SPT – PC-02GO .....	242
Figura D.5 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-03GO .....	243
Figura D.6 – Sondagem tipo SPT – PC-03GO .....	243

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIACÕES

$\Sigma N_{SPT}$	soma de golpes de SPT ao longo do fuste da estaca
$N_{SPT(L)}$	valor de $N_{SPT}$ correspondente à camada de 1m onde a ponta está apoiada
$\Sigma N_{SPT(L-1)}$	somatório dos valores de $N_{SPT}$ até a camada inteira (L-1)
$\Sigma SPT$	somatório dos SPT compreendidos ao longo do comprimento da estaca
A	área da seção transversal da estaca
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AL	Alagoas
ALLFINE	programa de Farias (1993)
AM	Amazonas
$A_c$	área de concreto da estaca
$A_p$	área da projeção da ponta da estaca sobre um plano perpendicular ao eixo da mesma
BA	Bahia
BR	Brasília
bars	unidade de pressão, equivalente a 100 kN/m <sup>2</sup>
C	coeficiente em função do tipo de solo sugerido por (Décourt & Quaresma, 1978)
$C_1, C_2$	parâmetros elásticos do solo, programa Geofine
CAPWAPC	“Case Pile Wave Analysis Program Continuous Model”, programa numérico para a análise dos resultados da prova de carga dinâmica
CASE	“Case Institute of Technology”, programa numérico para a análise dos resultados da prova de carga dinâmica
CPT	“Cone Penetration Test” – Ensaio de penetração do cone
FS	fator de segurança
c	coesão
c'	coesão efetiva
cm	centímetro (s)
D	diâmetro da estaca
DEFPIG	programa computacional para análise de grupo de estacas
DF	Distrito Federal
DMT	ensaio dilatométrico de Marchetti
EHC	estaca hélice contínua
ES	Espírito Santo
Eq	Equação
$E_b$	módulo de elasticidade da camada resistente de solo
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$E_m$	módulo de elasticidade médio do material da estaca
$E_p$	módulo de elasticidade do material da estaca
$E_s$	módulo de elasticidade do solo
$e_1$	diferença entre o comprimento da estaca e o valor inteiro do comprimento da estaca
FD	Fator Divisor, utilizado por Gotlieb et al. (2000)
FINE	Empresa europeia que desenvolveu o programa Geofine
$FM_G$	Fator Multiplicador, utilizado por Gotlieb et al. (2000)
$FM_K$	Fator Multiplicador, utilizado por Kárez & Rocha (2000)

Fig	Figura
$F_1, F_2$	fatores da teoria de Aoki-Velloso (1975)
$f_{cd}$	resistência de projeto à compressão do concreto
$f_{ck}$	resistência característica de projeto do concreto
$f_s$	adesão calculada a partir do torque máximo e a penetração total do amostrador, no ensaio de SPT-T, utilizado por Alonso (1996)
GEOFINE	programa numérico de Geotecnia da empresa FINE
GO	Goiás
GWT	“Ground Water Table”, nível do lençol freático
$G_b$	módulo cisalhante do solo abaixo da ponta da estaca
$G_L$	módulo cisalhante do solo a uma profundidade $z = L$
$G_m$	módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca
$G_s$	módulo cisalhante do solo
H	espessura da camada de solo
H/L	relação entre a espessura da camada de solo e o comprimento da estaca
h	altura total de cravação do amostrador
$h_i$	espessura da camada $i$
$I_f$	produto de diversos fatores de correção referentes a uma estaca flutuante por Poulos & Davis (1980)
$I_0$	fator de influência do recalque para estaca incompressível na massa semi-infinita, para $\nu_s = 0,5$
$I_p$	produto de diversos fatores de correção referentes a uma estaca de ponta por Poulos & Davis (1980)
ICSMFE	International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
K	rigidez relativa do material da estaca em relação ao solo
$K_A$	coeficiente utilizado por Aoki & Velloso (1975) que varia em função do tipo de solo
$K_{kr}$	coeficiente de Kárez & Rocha (2000) que depende do tipo de solo
$K_0$	coeficiente de empuxo no repouso
k	representa a razão entre a tensão horizontal após a instalação e a tensão inicial vertical dependendo do processo de instalação da estaca (coeficiente de empuxo)
kg	quilograma(s)
$kg/m^3$	quilograma por metro cúbico
$kgf/cm^2$	quilograma força por centímetro quadrado
$kgf.m$	quilograma força vezes metro
kN	quilo Newton
$kN.m$	quilo Newton vezes metro
$kN/m^2$	quilo Newtons por metro quadrado
$kN/m^3$	quilo Newtons por metro cúbico
kPa	quilo Pascal
$K_p$	rigidez da mola na base
L	comprimento
$L'$	carregamento lento da prova de carga estática
LI	limite inferior, utilizado por Vorcaro & Velloso(2000)
LS	limite superior, utilizado por Vorcaro & Velloso(2000)
L/D	relação entre o comprimento e o diâmetro da estaca
$L_{int}$	valor inteiro do comprimento da estaca, em metros
$L_n$	comprimento de cada camada, utilizado por Aoki & Velloso (1975)
ln	logaritmo na base neperiana

log	logaritmo na base 10
M	carregamento tipo misto da prova de carga estática
MA	Maranhão
M.E.C.	Método dos Elementos de Contorno
M.E.F.	Método dos Elementos Finitos
MG	Minas Gerais
MPa	mega Pascal
m	metro (s)
m <sup>2</sup>	metro quadrado
m <sup>3</sup>	metro cúbico
mm	milímetro (s)
N	índice de resistência a penetração do ensaio SPT
N <sup>o</sup> .	número
NBR	Norma brasileira
N <sub>eq</sub>	valor do torque, em kgf.m, dividido por 1,2
N <sub>c</sub>	carga axial à compressão
N <sub>l</sub>	média dos valores de N ao longo do fuste, exceto o da camada da ponta e do primeiro metro na superfície, por Décourt & Quaresma (1978)
N <sub>n</sub>	número de golpes de SPT de cada camada, por Aoki & Velloso (1975)
N <sub>PA</sub>	número de golpes de SPT da camada de apoio da ponta da estaca, utilizado por Aoki & Velloso(1975)
N <sub>PD</sub>	média do número de golpes do ensaio SPT entre 3 valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo desta, utilizado por Décourt & Quaresma (1978)
N <sub>SPT</sub>	número de golpes na sondagem à percussão, por Aoki & Velloso (1975)
N <sub>SPT</sub> '	média aritmética dos valores de N <sub>SPT</sub> numa mesma camada de solo
n	número de camadas
P	carga aplicada
PA	Pará
PC	prova de carga
PDA	“Pile Driving Analyser”, de onde obtêm-se a instrumentação dinâmica
PE	Pernambuco
PLAXIS	programa numérico aplicado a Geotecnia
PR	Paraná
Pa	Pascal
Prof.	profundidade
P <sub>cp</sub>	resistência estrutural de projeto do concreto da estaca
P <sub>adm</sub>	carga admissível da estaca
P <sub>b</sub>	carga na ponta da estaca
P <sub>est</sub>	resistência estrutural de projeto da estaca
P <sub>l</sub>	parcela do atrito lateral
P <sub>m</sub>	carga média no topo da estaca
P <sub>p</sub>	parcela de resistência de ponta
P <sub>t</sub>	carga no topo da estaca
P <sub>u</sub>	carga máxima do ensaio
P <sub>últ</sub>	carga última de uma estaca
pp	entre páginas
R	carregamento tipo rápido da prova de carga estática
RJ	Rio de Janeiro
RPM	rotação por minuto

RS	Rio Grande do Sul
R <sub>p</sub>	recalque do método de Poulos & Davis (1980)
R <sub>r</sub>	recalque do método de Randolph & Wroth (1978)
R <sub>A</sub>	relação entre a área da estaca e sua área circunscrita
R <sub>b</sub>	fator de correção para rigidez da camada de apoio
R <sub>h</sub>	fator de correção para profundidade finita da camada sobre uma base rígida
R <sub>K</sub>	fator de correção para a compressibilidade da estaca
R <sub>v</sub>	correção para o coeficiente de Poisson do solo
R <sup>2</sup>	coeficiente que indica a dispersão dos pontos em relação à reta de ajuste
r <sub>b</sub>	raio da ponta da estaca
r <sub>l</sub>	adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca, utilizado por Alonso (1996)
r <sub>m</sub>	máximo raio de influência da estaca
r <sub>o</sub>	raio da estaca
SC	Santa Catarina
SEFE	Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia
SIGMA-W	programa numérico de Geotecnia
SP	São Paulo
SPT	“Standard Penetration Test” – sondagem a percussão
SPT-T	sondagem a percussão com medida de torque
SPT <sub>(b)</sub>	média dos valores de N <sub>SPT</sub> abaixo da cota da ponta da estaca
SPT <sub>(l)</sub>	valor de N <sub>SPT</sub> da camada que envolve o último metro da estaca
SPT <sub>(m)</sub>	média dos valores de N <sub>SPT</sub> das camadas até o nível em que estava a ponta da estaca
SPT <sub>médio da ponta</sub>	média dos valores obtidos no trecho compreendido por 8 diâmetros da estaca, da ponta para cima e por 3 diâmetros da estaca, da ponta para baixo, utilizado por Gotlieb et al. (2000)
s	segundo (s)
T	torque, em kgf cm
Tab	Tabela
T <sub>lim</sub>	força cisalhante limite
T <sub>máx</sub>	torque máximo
T <sub>mín</sub>	torque mínimo
T <sub>mín</sub> <sup>(1)</sup>	média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho 8D, medido para cima, a partir da ponta da estaca, adotando-se nulos os T <sub>mín</sub> , acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor que 8D, usado em Alonso (1996)
T <sub>mín</sub> <sup>(2)</sup>	média aritmética dos valores de torque mínimo no trecho 3D, medido para baixo, a partir da ponta da estaca, usado em Alonso (1996)
tan	tangente
U	perímetro da seção transversal do fuste da estaca
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília
X	direção direita-esquerda da base do equipamento de hélice
Y	direção frente-traseira da base do equipamento de hélice
z	profundidade
www.fine.cz	endereço na internet da empresa FINE

$W_t, W_m, W_b$	recalque total, médio e na ponta, respectivamente, no topo da estaca
$\alpha_A$	coeficiente utilizado por Aoki & Velloso (1975) que varia em função do tipo de solo
$\alpha_{AI}$	coeficiente de correção de $f_s$ obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última, usado por Alonso (1996)
$\alpha_D$	coeficiente que depende do tipo do solo e do tipo de estaca, utilizado por Décourt & Quaresma (1996)
$\beta_{AI}$	coeficiente que depende do tipo de solo, utilizado por Alonso (1996)
$\beta_D$	coeficiente que depende do tipo do solo e do tipo de estaca, utilizado por Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996)
$\beta_1$ e $\beta_2$	parâmetros do método de Antunes & Cabral (1996) que dependem do tipo de solo
$\gamma_c$	coeficiente de minoração da resistência do concreto
$\gamma_{con}$	peso específico do concreto
$\gamma_f$	coeficiente de majoração da carga
$\gamma_i$	peso específico aparente natural na camada $i$
$\gamma_{seco}$	peso específico seco do solo
$\gamma_{sat}$	peso específico saturado
$\Delta h$	acréscimo na profundidade
$\Delta l$	trecho de onde se admite atrito lateral unitário, $r_1$ constante
$\zeta$	Relação entre máximo raio de influência e o raio da estaca
$\eta$	razão entre o raio da ponta e do fuste da estaca
$\lambda$	razão entre o módulo de elasticidade do material da estaca e o módulo cisalhante médio do solo
$\mu L$	parâmetro definido por Randolph (1978) na previsão do recalque de uma estaca isolada
$\nu_b$	coeficiente de Poisson da camada resistente de solo
$\nu_s$	coeficiente de Poisson do solo
$\xi$	Relação entre o módulo cisalhante do solo no nível da ponta da estaca e da camada abaixo da ponta da estaca (isolada) – rigidez relativa entre camadas
$\rho$	recalque de uma estaca
$\rho_R$	razão entre o módulo cisalhante médio ao longo da estaca e o valor ao nível da ponta
$\sigma_{proj}$	resistência estrutural de projeto da estaca
$\sigma_t$	tensão admissível a ser aplicada ao topo da estaca, utilizada por Gotlieb et al. (2000)
$\sigma_v$	tensão geostática vertical
$\tau$	tensão cisalhante limite
$\phi$	ângulo de atrito
$\phi'$	ângulo de atrito efetivo

# CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

## 1 – INTRODUÇÃO

Uma estrutura de Edificação é constituída, em geral, de uma superestrutura (pilares, vigas, lajes, etc) que distribui as cargas para a infraestrutura (fundação), que por sua vez distribui o carregamento para o solo. Para o dimensionamento deve-se conhecer as características do elemento de fundação utilizado para que atenda aos requisitos de segurança, conforto e principalmente qualidade dentro de um empreendimento de Engenharia.

Dentre os tipos de fundação executadas atualmente no Brasil, destacam-se as fundações superficiais (sapatas, blocos, caixões, etc.) e as profundas (estacas, tubulões, etc.). Geralmente em obras civis com cargas elevadas e onde os solos superficiais apresentam baixa resistência executam-se fundações profundas, principalmente tubulões e estacas.

Atualmente, dentre os tipos de estacas que mais vem sendo utilizadas no Brasil, destaca-se a estaca do tipo hélice contínua monitorada.

A estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada “in loco”, que consiste na perfuração do solo através de uma haste formada por um trado contínuo e conseqüente injeção de concreto. A sua crescente aplicação se deve principalmente as inúmeras vantagens decorrentes do processo executivo, que por sua vez é monitorado nas fases de perfuração e concretagem da estaca.

Pelo fato da recente inserção deste tipo de estaca no Brasil (início da década de 90) e na região Centro-Oeste (final da década de 90), se faz necessário conhecer o comportamento em termos de capacidade de carga e recalque desta estaca em solos brasileiros. Para avaliar este comportamento carga-recalque em estaca hélice contínua, vários autores criaram bancos de dados a partir da realização de provas de carga estáticas e dinâmicas.

Pretende-se neste trabalho verificar a capacidade de previsão do comportamento carga-recalque de estacas hélice contínua pelos métodos empíricos existentes no Brasil, assim como verificar seu comportamento regional nas cidades de Brasília e Goiânia.

A partir destas análises espera-se garantir uma melhor adequação dos parâmetros de previsão de carga última e recalque adotados em projetos, garantindo uma redução de custos, e aumento de segurança e conforto em obras civis.

## **1.1 – OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO**

### **1.1.1 – Objetivos Gerais**

- Comparação da capacidade de previsão de carga última dos métodos semi-empíricos existentes no Brasil;
- Atualização dos métodos semi-empíricos de capacidade de carga em estacas hélice contínua;
- Verificação da capacidade de previsão de recalque de alguns métodos de previsão a partir de ferramentas numéricas;
- Verificação do comportamento regional em Brasília-DF e Goiânia-GO em termos de capacidade de carga e recalque.

### **1.1.2 – Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos em termos de capacidade de carga são os seguintes:

- Verificar com base num conjunto representativo de provas de carga a aplicabilidade de alguns métodos na determinação da carga última em estacas hélice contínua;
- Analisar estatisticamente os métodos semi-empíricos com base nos coeficientes sugeridos pelos autores e identificar os que obtiveram um bom resultado e os que não tiveram uma boa aplicação, baseado no banco de dados analisado;
- Verificar a partir dos dados analisados a existência de alguma relação entre o tipo de curva carga-recalque verificada e as características da estaca ou do solo onde se situa a prova de carga;
- Dentro de uma análise regional de provas de carga de Brasília e Goiânia verificar a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos na determinação da carga última, e se a tendência nacional se aplica para os solos destas cidades.

Os objetivos específicos em termos de recalque são os seguintes:

- Verificar a partir de um conjunto representativo de provas de carga em estacas hélice contínua a aplicação de alguns métodos de previsão de recalque em estacas;
- Verificar dentro de uma análise regional a capacidade dos métodos na previsão de recalque em estacas hélice contínua, baseado em provas de carga de Brasília e

Goiânia, e se o comportamento constatado nestas cidades é semelhante ao verificado no banco de dados nacional;

- Verificar a aplicabilidade do programa numérico Geofine (Fine, 2001) em retroanalisar valores de recalque de provas de carga realizadas em Brasília e Goiânia. A partir dos resultados encontrados na retroanálise numérica verificar se os parâmetros adotados nesta análise são semelhantes aos utilizados para os métodos de previsão de recalque.

## **1.2 – JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO**

A realização desta dissertação está motivada em alguns fatores:

Devido à crescente utilização da estaca tipo hélice contínua em fundações de obras civis no Brasil e nas cidades de Brasília e Goiânia, faz-se necessário conhecer a aplicabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalque para esta nova tecnologia, assim como uma comparação com os dados nacionais.

Atualmente, para a determinação da capacidade de carga de estacas hélice contínua a ser adotada em projeto, são utilizados principalmente os métodos semi-empíricos específicos. Estes métodos foram criados baseados num pequeno banco de dados, o que poderia conduzir a valores bem superiores ou até inferiores da carga última, com isso podendo resultar respectivamente num superdimensionamento ou ocasionar problemas na fundação.

Usualmente para a determinação do recalque de estacas hélice contínua são utilizados principalmente os métodos baseados na Teoria da Elasticidade (métodos elásticos), os quais são utilizados para estacas em geral. Pelo fato do distinto processo executivo utilizado para estacas hélice contínua monitorada, faz-se necessário verificar a aplicabilidade destes métodos de previsão de recalque para este tipo de estaca. É necessário, ainda, verificar a utilização de ferramentas numéricas para determinação dos parâmetros de recalque em estacas hélice contínua, a partir da retroanálise de provas de carga.

### 1.3 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos, divididos da seguinte forma:

**Capítulo 1 – Introdução:** corresponde ao presente capítulo, onde são mostradas a importância e justificativa da dissertação, assim como os objetivos da pesquisa.

**Capítulo 2 – Estaca Hélice Contínua:** são mostradas, neste capítulo, as principais publicações em estacas hélice contínua, relativas a sua execução e provas de carga.

**Capítulo 3 – Fundamentação Teórica: Capacidade de Carga e Recalque em Estacas:** são indicados neste capítulo os conceitos teóricos a serem utilizados na dissertação, sendo mostradas as características dos métodos de capacidade de carga e recalque analisados, assim como critérios para análise das provas de carga.

**Capítulo 4 – Metodologia:** este capítulo relata o procedimento a ser utilizado para análise de capacidade de carga e recalque e os critérios estatísticos a serem adotados neste trabalho.

**Capítulo 5 - Análise do Banco de Dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) e Regional:** neste capítulo são mostrados os resultados e suas análises em termos de capacidade de carga e recalque do banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) e do conjunto de dados regionais. São analisados os métodos semi-empíricos de capacidade de carga, os métodos de previsão de recalque e a retroanálise numérica de provas de carga.

**Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas:** apresenta as principais conclusões do trabalho relativo à capacidade de carga e recalque em estacas hélice contínua, assim como indica sugestões para futuras pesquisas neste tipo de estaca.

**Referências Bibliográficas:** coleciona as referências bibliográficas transcritas em ordem alfabética e cronológica.

**Apêndice A:** apresenta as curvas carga-recalque das provas de carga do banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) com as curvas de Van der Veen (1953), NBR-6122 (ABNT, 1996), Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).

**Apêndice B:** mostra todos os coeficientes testados dos métodos semi-empíricos de capacidade de carga.

**Apêndice C:** apresenta as curvas carga-recalque e as sondagens das provas de carga de Brasília-BR.

**Apêndice D:** apresenta as curvas carga-recalque e as sondagens das provas de carga de Goiânia-GO.

## **CAPÍTULO 2 – ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**

### **2.1 - INTRODUÇÃO**

A estaca hélice contínua é uma estaca de concreto moldada “in loco”, que consiste na perfuração do solo através de uma haste formada por um trado contínuo (hélice contínua) e conseqüente injeção de concreto. O trado é introduzido no solo até a profundidade definida em projeto, sendo então retirado simultaneamente com a aplicação do concreto, sob pressão controlada, através da parte central do trado.

### **2.2 - HISTÓRICO**

A utilização da estaca hélice contínua (EHC) teve sua origem nos Estados Unidos na década de 50. Tal técnica foi introduzida na Alemanha no início da década de 70 e se difundiu na década de 80 por toda a Europa.

Foi introduzida no Brasil em 1987, porém não se dispunha de equipamentos próprios para a sua adequada execução, sendo estes montados sob guindastes de esteiras, com torque de 35 kN.m e diâmetros de hélice de 275 mm, 350 mm e 425 mm, podendo ser executadas estacas com até 15 m de profundidade. A primeira publicação técnica brasileira sobre EHC aconteceu no Rio de Janeiro em 1989 durante a realização do XII ICSMFE (“International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering”), onde foram relatadas as primeiras pesquisas sobre este tipo de estaca no Brasil, sendo realizadas no Campus da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Almeida Neto, 2002).

A partir da metade da década de 90 foram importados equipamentos da Europa, principalmente da Itália, que possuíam como principal inovação a monitoração eletrônica das EHC. Tais equipamentos com torque de 90 kN.m a mais de 200 kN.m, e diâmetros de até 1000 mm executavam estacas com até 24 m de profundidade. No final da década de 90, o número de equipamentos nacionais cresceu bastante, tornando o custo das estacas mais competitivo.

Em Brasília-DF, as primeiras fundações executadas com estacas do tipo hélice contínua ocorreram no início de 2000, e as primeiras publicações de provas de carga foram feitas por Alonso (2000a), Guimarães et al. (2002), e Silva et al. (2002).

Na cidade de Goiânia-GO, as primeiras fundações com estacas do tipo hélice contínua foram executadas em 2001 (Sales et al. 2002).

Atualmente são executadas estacas tipo hélice contínua com diâmetro variando entre 0,30 e 1,20 m alcançando comprimentos próximos de 30 m, sendo que o equipamento básico para sua execução, com base em Penna et al. (1999) é constituído de:

- um guindaste com torre ou guia fixa adaptada, ou equipamento completo construído e montado sobre esteiras ou caminhões;
- uma mesa giratória com potência para fazer penetrar o trado hélice contínua até a profundidade requerida;
- um trado de hélice contínua com equipamento e diâmetro adequados (haste vazada com diâmetro variável de acordo com o diâmetro do trado), equipados com lâminas cortantes na extremidade inferior compatíveis com o material a ser perfurado;
- instrumentação eletrônica para o controle das principais operações, como prumo da perfuração, velocidade de rotação e avanço, pressão de injeção do concreto e velocidade de subida do trado na concretagem.

### 2.3 - METODOLOGIA EXECUTIVA

A estaca hélice contínua em seu processo executivo compreende as seguintes etapas: perfuração, concretagem simultânea à extração da hélice do terreno e colocação da armadura (ver ilustração apresentada na Fig. 2.1).

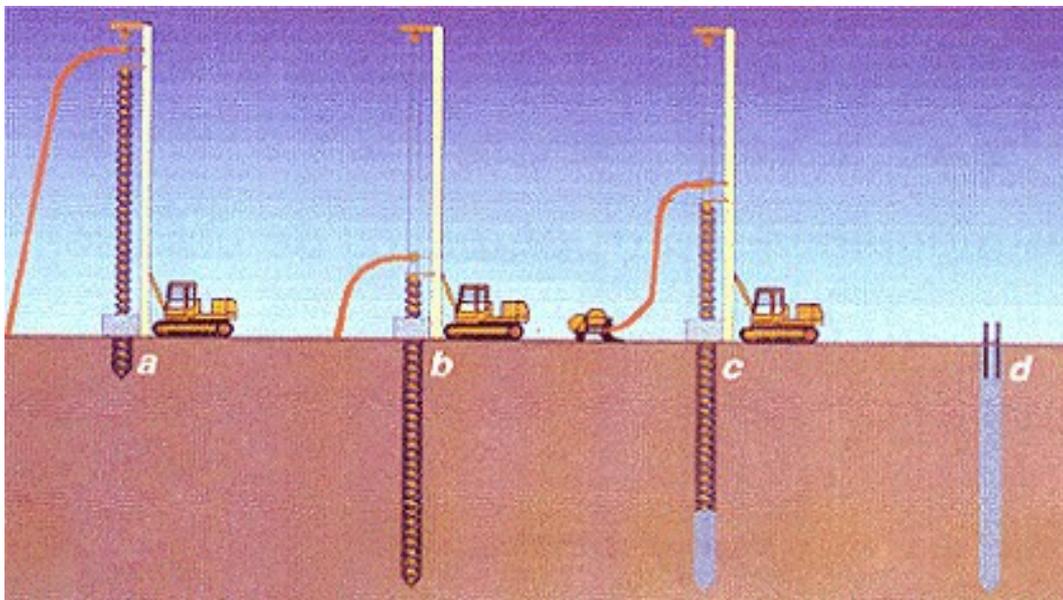


Figura 2.1 - Ilustração da seqüência executiva da estaca hélice contínua monitorada: a e b – perfuração; c – concretagem; d – colocação da armadura.

(Fonte: [www.powerfulfundacoes.hpg.ig.com.br/hélice.html](http://www.powerfulfundacoes.hpg.ig.com.br/hélice.html), acesso em: 25 março, 2005).

### 2.3.1 - Perfuração

Inicialmente é realizada a perfuração do terreno por rotação do trado contínuo, sendo esta imposta pela mesa giratória do equipamento gerando um torque necessário capaz de superar a resistência do terreno. Tal etapa de execução pode ser vista na Fig. 2.2.



Figura 2.2 - Perfuração do terreno com trado contínuo.

A haste de perfuração é constituída de uma hélice espiral desenvolvida em torno de um tubo central, sendo que em sua extremidade inferior existem dentes (garras) capazes de cortar o terreno. Em terrenos mais resistentes esses dentes podem ser substituídos por pontas de vídia (Hachich et al., 1996).

Para impedir a entrada de solo ou água no tubo central durante a escavação, é colocada na extremidade da hélice uma tampa metálica provisória sendo esta expulsa pelo concreto no início da concretagem.

A profundidade de perfuração é definida de acordo com o projeto e em nenhum momento durante a perfuração o trado da hélice deverá ser retirado, garantindo assim que não ocorra alívio de tensões no solo. Tal característica torna possível a execução da estaca hélice contínua tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não do lençol freático.

Durante todo o processo de perfuração do terreno é feito o registro instantâneo, pelo sistema de monitoração, da profundidade de penetração, do torque aplicado pela mesa rotativa, da velocidade de avanço e da rotação do trado. À medida que a resistência do solo aumenta, a relação entre a velocidade de avanço e a rotação do trado diminui.

No intuito de minimizar o efeito do desconfinamento provocado pela remoção excessiva do solo durante a penetração, a velocidade de penetração do trado deverá ser igual ou bem próxima ao produto da velocidade de rotação do trado pelo seu passo. Quando a

velocidade de penetração do trado é muito maior, a probabilidade de prendê-lo é grande. Em contrapartida, quando essa velocidade é muito menor o trado funciona como um transportador provocando, assim o desconfinamento do solo circundante com a conseqüente perda de capacidade de carga (Penna, et al. 1999).

### 2.3.2 - Concretagem

Após atingida a profundidade desejada com o trado contínuo, inicia-se a fase de concretagem da estaca que consiste no bombeamento de concreto pelo interior da parte central do trado. Anteriormente ao início da concretagem levanta-se o trado cerca de 30 cm, permitindo a expulsão da tampa provisória.

A partir desse instante, à medida que o concreto é bombeado, é realizada a extração do trado de forma lenta e contínua sem girar ou, no caso de terrenos arenosos, girando-se lentamente no mesmo sentido da perfuração. Pode ser visto na Fig. 2.3 a extração e a limpeza manual do material contido entre as lâminas do trado, à medida que a estaca é concretada.



Figura 2.3 - Extração do trado e concretagem da estaca.

No intuito de se evitar vazios no momento da retirada da hélice do terreno e o conseqüente preenchimento do fuste com concreto, a aplicação deste deverá ser feita com uma pressão de injeção positiva ou, no mínimo, zero. Tais parâmetros devem ser controlados pelo operador, podendo-se com isso evitar possíveis estrangulamentos e seccionamento do fuste da estaca.

Durante a extração da hélice, o solo que fica confinado nas lâminas é removido manualmente ou com o auxílio de um limpador mecânico sendo então transportado para fora da área de trabalho por uma pá-carregadeira de pequeno porte.

O concreto bombeado apresenta normalmente as seguintes características:

- resistência característica (fck) : 20 MPa;
- consumo mínimo de cimento : 400 kg/m<sup>3</sup>;
- agregados: areia e pedrisco ou brita 0;
- Slump test : 22 ± 2 cm;
- Fator água – cimento : 0,55.

Geralmente o concreto na estaca é aplicado até a superfície de trabalho, podendo haver o seu arrasamento em cota abaixo da superfície. Com isso, devem ser analisadas a conseqüente colocação da armadura e a estabilidade do furo no trecho não concretado, garantindo assim, a não contaminação do concreto com o solo. Usualmente a concretagem excede a cota de arrasamento para expulsar o concreto contaminado com solo.

### 2.3.3 - Colocação da armadura

Após finalizada a etapa de concretagem da estaca, o processo de execução exige a colocação da armadura no concreto fresco e portanto com as dificuldades inerentes a este processo de instalação. Tal armadura longitudinal deverá ser convenientemente projetada avaliando seu peso e rigidez de acordo com o seu comprimento.

A colocação da armadura poderá ser feita manualmente, com o auxílio da própria mesa da perfuratriz ou pela pá-carregadeira utilizada para retirada do material escavado. Pode-se utilizar no auxílio da colocação da armadura um vibrador, prática esta recomendada pela bibliografia internacional, porém pouco utilizada no Brasil. Na Fig. 2.4 verifica-se a colocação da armadura feita de forma manual.

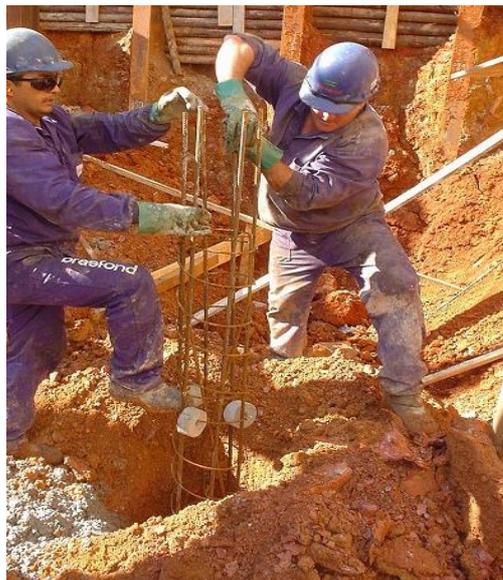


Figura 2.4 - Colocação da armadura manualmente.

As “gaiolas” são constituídas de barras grossas (usualmente com diâmetro igual ou superior a 16 mm), estribo helicoidal soldado nas barras longitudinais ou circulares e a extremidade inferior com seção tronco-cônica (“pé”), num trecho de 1 m, facilitando com isso sua introdução no concreto. Para que se tenha uma maior facilidade na colocação da armadura, recomenda-se que o concreto possua um “slump” elevado especificado e que o tempo decorrido entre o término da concretagem e a colocação da armadura seja o menor possível.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), as estacas submetidas a esforços de compressão normalmente não necessitam de armação, podendo, de acordo com a análise do projetista, ser colocada apenas uma armação de ligação com o bloco. Em estacas submetidas a esforços de tração ou transversais, os quais necessitam de uma armadura longa, é maior a utilização de espirais em substituição aos estribos circulares, evitando, com isso, emendas por transpasse fato este que dificultaria a colocação da armadura.

Sugere-se um comprimento mínimo da armadura, abaixo da cota de arrasamento, de 3 m para as estacas com diâmetro de até 50 cm e 5 m para as demais (Velloso & Alonso, 2000). Atualmente, verificando a prática nacional, a armadura já tem atingido mais de 20 m de comprimento. Para garantir o cobrimento da armadura ao longo do fuste da estaca, esta deve estar centralizada sendo colocados também espaçadores tipo pastilha.

## **2.4 - EQUIPAMENTOS**

Para a execução da estaca hélice contínua no terreno é utilizado um equipamento dotado dos seguintes elementos: torre metálica vertical, trados da hélice contínua, mesa rotativa de acionamento hidráulico, sistema de monitoração e ferramenta de limpeza do trado.

A torre metálica deve possuir altura apropriada de acordo com a profundidade da estaca, sendo que em suas extremidades possuem duas guias, onde a inferior pode ser substituída pelo limpador de trado. O torque apropriado ao diâmetro e a profundidade da estaca é aplicado pela mesa rotativa, sendo que esta possui um guincho dimensionado em função dos esforços de tração necessários para a extração do trado. Durante a etapa da concretagem, a mesa rotativa é quem recebe a mangueira de concreto proveniente da bomba.

Na Fig. 2.5 encontra-se um exemplo de equipamento utilizado em Brasília e Goiânia.



Figura 2.5 - Equipamento para execução.

De acordo com as características dos equipamentos encontrados no Brasil, estes podem ser genericamente classificados em três grupos distintos, conforme ilustrado na Tab. 2.1. Esta classificação, descrita por Penna et al. (1999), relaciona a capacidade executiva do equipamento, principalmente pelo torque aplicado ao trado e pela capacidade de retirar a haste cheia de solo durante a concretagem.

Tabela 2.1 - Características dos grupos de equipamentos (Penna et al., 1999).

	<b>GRUPO 1</b>	<b>GRUPO 2</b>	<b>GRUPO 3</b>
<b>Torque (kN.m)</b>	30	80 - 100	150 - 250
<b>Diâmetro máximo (mm)</b>	425	800	1200
<b>Comprimento máximo (m)</b>	15	23	28
<b>Tração (kN)</b>	60 - 100	150 - 300	400 - 700
<b>Peso do conjunto (kN)</b>	200	400	650 - 800

Na análise do equipamento necessário para se executar a estaca verificam-se as características principais deste, como o torque, a tração e a geometria do trado.

Com a evolução dos equipamentos ao longo das últimas décadas, os torques foram sendo incrementados permitindo a utilização de trados com maiores diâmetros e atravessadas camadas mais resistentes de solo. Com isso foi garantida uma maior qualidade de perfuração, evitando-se conseqüentemente uma remoção excessiva do solo durante a perfuração.

A maior ou menor facilidade da retirada do trado durante a concretagem é dada fundamentalmente pela tração do equipamento, na qual auxilia principalmente quando o trado está preenchido com solo e concreto no interior da haste, juntamente com o atrito do trado com o solo circundante, garantindo um peso elevado ao trado.

De acordo com o tipo de solo a ser perfurado, deve ser estabelecida a geometria do trado em função do tipo e inclinação da lâmina de corte colocada em sua ponta, do passo da hélice e da inclinação da hélice em relação a vertical. Estas características irão influir na velocidade de perfuração, na capacidade de atravessar camadas resistentes e na maior ou menor retirada de solo durante a descida do trado (Penna et al., 1999).

## **2.5 – CONTROLE EXECUTIVO**

Dentre as principais inovações do processo executivo da estaca hélice contínua, destaca-se a introdução do sistema de monitoração eletrônica. Ao se utilizar de forma adequada o sistema de monitoração, este é capaz de garantir confiabilidade quanto à qualidade da estaca. Tal sistema permite o acompanhamento e análise das fases mais importantes da execução da estaca. Para isso são utilizados sensores posicionados em pontos específicos na mesa rotativa do equipamento que transmitem, em tempo real, as informações de controle para a cabine do operador.

Existem vários tipos de sistemas para monitoração da execução. O aparelho é constituído por um computador, alimentado pela bateria do equipamento, com mostrador digital instalado na cabine do operador e sensores colocados na máquina interligados por fios ao computador. As informações da execução das estacas são transmitidas para um computador por meio de um “drive” removível e examinadas ou impressas através de software apropriado.

A Fig. 2.6 mostra a cabine do operador do equipamento e a utilização do sistema de monitoração de execução.

No controle de execução, conforme exemplo da Fig. 2.7, são avaliadas as características das estacas na execução através de um relatório de execução emitido pelo software.



Figura 2.6 - Sistema de monitoração na cabine do operador.

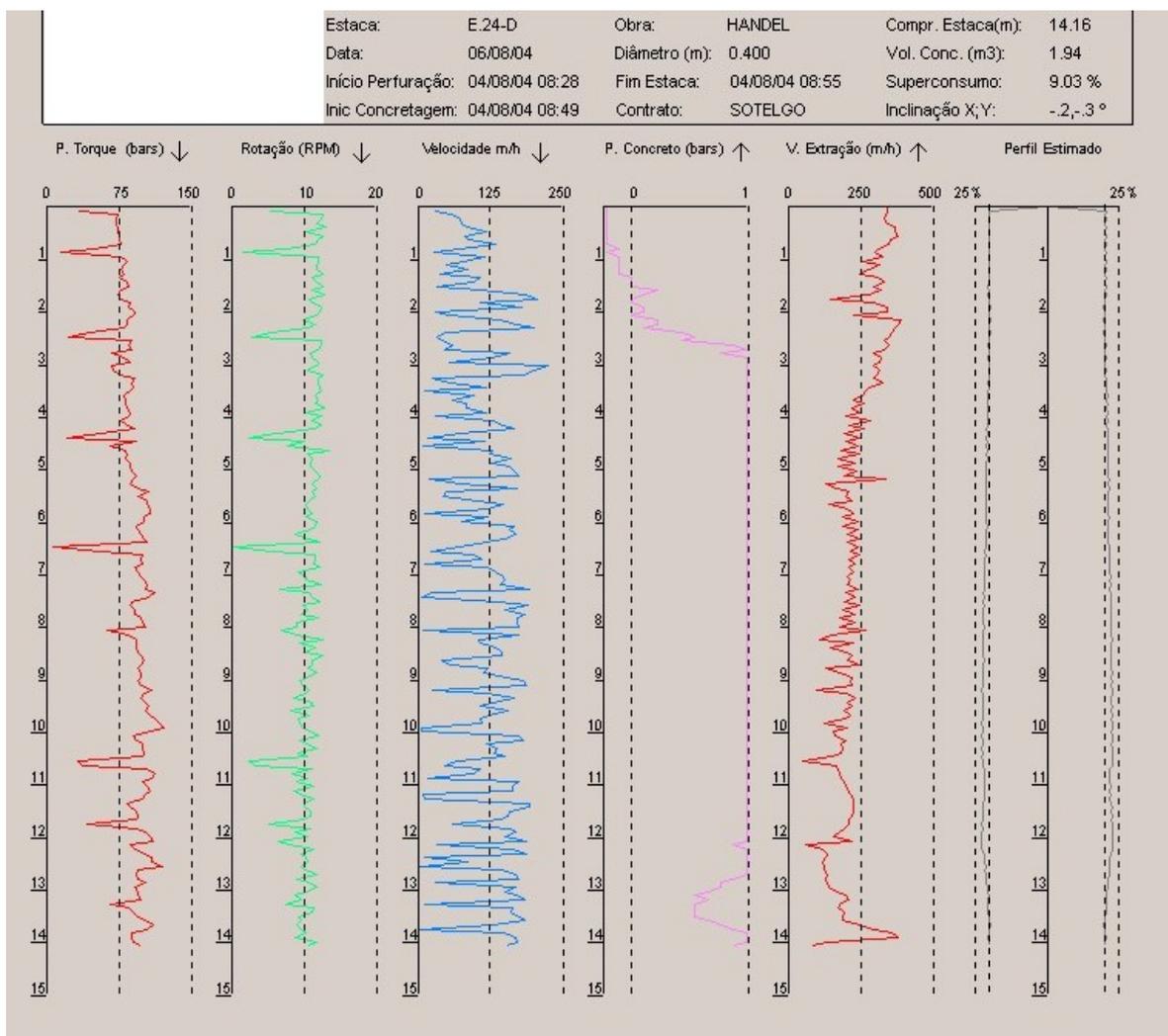


Figura 2.7. Exemplo de relatório de execução.

### **2.5.1 - Profundidade**

Quando o operador apóia o trado na superfície do terreno (início da perfuração) a profundidade da estaca começa a ser medida pelo sistema de monitoração. A precisão da medida é de 1 cm. Essa medida é feita por um sensor de giro e um conjunto de roldanas instalados na mesa de perfuração, estando em contato com um cabo de aço instalado ao longo da torre. Quando as roldanas giram sobre o cabo o sensor informa o deslocamento da cabeça e, por consequência, do trado hélice. Com a transmissão desta informação ao registro do computador, verifica-se a posição da ponta do trado em relação ao nível do terreno, no tempo. Com a utilização destes dados, obtidos pelo sensor, são registrados pelo computador o comprimento da estaca e a velocidade de avanço.

### **2.5.2 - Tempo de Execução**

Pelo fato do sistema de monitoração possuir um relógio próprio, devem ser informados apenas o início ou término das operações, como perfuração e concretagem da estaca. Em função dos tempos medidos nas operações, os cálculos dos parâmetros derivados serão feitos pelo sistema de monitoração.

Devido à possibilidade da perfuração da estaca descomprimir o solo circundante, quanto menor o tempo de execução entre a perfuração e concretagem maior a possibilidade de se obter uma estaca de boa qualidade (Penna et al., 1999).

### **2.5.3 - Inclinação da Torre**

O controle da verticalidade e inclinação da estaca é feito por meio de um sensor que está colocado na torre da máquina, tendo a função de fornecer a inclinação da torre do equipamento em relação à vertical a partir de um sistema de eixos cartesianos (X direção direita-esquerda; Y direção frente-traseira). A acurácia do sensor nos sentidos X e Y é de 0,1°, sendo a inclinação da torre do equipamento registrada instantaneamente pelo sistema de leitura. Este controle é de grande importância na execução da estaca, pelo fato de eliminar solicitações adicionais devido ao desaprumo, não previstas no projeto.

### **2.5.4 - Velocidade de Penetração do Trado**

A velocidade de penetração está relacionada diretamente com a velocidade de rotação. Para que o trado enrosque no solo e desça sem restrições a máquina solta o cabo, sem esforço, à medida que é solicitada pelo trado. Para evitar um desconfinamento do solo circundante durante a perfuração, é necessário e indispensável que o torque aplicado ao trado seja

adequado. Por exemplo, quando a perfuratriz estiver girando a uma velocidade baixa e mesmo assim o torque permanecer excessivamente alto, deve-se impedir o trado de descer com auxílio do guincho e continuar girando, para aliviar o solo e dessa maneira reduzir o torque aplicado ao trado. Assim que o torque diminua a valores aceitáveis, a perfuração prossegue até o torque atingir novo máximo, quando a operação de alívio do atrito deve se repetir (Penna et al., 1999).

### **2.5.5 - Velocidade de Rotação do Trado**

A velocidade de rotação do trado é registrada através de um sensor instalado na cabeça de perfuração, em contato com um anel com pinos, adaptado a haste do trado, cuja função é contar o número de vezes que os pinos passam pelo sensor devido ao giro do trado. Então, o sistema de monitoração registra esta informação e a traduz em velocidade de rotação.

A perfuratriz deve operar sempre em baixa velocidade de rotação, pois, se a rotação for muito alta, a velocidade de penetração do trado será elevada, exigindo torques elevados que são limitados pela potência do motor, devendo ser reduzidos conseqüentemente a rotação e a velocidade de penetração (Penna et al., 1999).

### **2.5.6 - Torque**

O torque está limitado à potência do equipamento. Deve-se tomar um cuidado especial ao se utilizar trados de diâmetros pequenos para penetrar solos resistentes, pois o torque aplicado pela perfuratriz pode danificá-lo.

Para se medir o torque é utilizado um transdutor de pressão, sendo este instalado na tubulação de óleo do sistema hidráulico do motor da mesa rotativa. A pressão medida deve ser correlacionada com o torque aplicado na haste do trado através de um gráfico fornecido pelo fabricante do equipamento.

### **2.5.7 - Velocidade de Extração**

A velocidade de extração do trado durante a concretagem está relacionada com a pressão e volume (sub/sobre consumo) de concreto. Durante a concretagem a ação do operador do equipamento está concentrada exclusivamente no comando da extração do trado. Com uma correta observação feita pelo operador dos dados gerados pela monitoração, pressão positiva e sobre consumo, pode-se garantir a qualidade de execução da estaca.

### **2.5.8 - Pressão do Concreto**

A pressão de concreto é medida por um sensor colocado na junção do mangote com o topo da haste do trado. O sensor é um transdutor que mede a pressão do concreto de forma indireta, através da medida da pressão de um líquido (água ou óleo) que está em contato com um tubo de borracha comprimido pelo concreto na sua passagem. Este sensor, além de medir a pressão, capta o número de picos desta e informa ao sistema de monitoração para determinação do volume do concreto.

A pressão do concreto na saída do trado deve ser sempre positiva. Atualmente, a medida desta pressão na monitoração é feita um pouco acima do fim do mangote que conduz o concreto para o topo da haste vazada do trado hélice. No mercado atual não existem instrumentos disponíveis capazes de medir a pressão na saída do trado.

De acordo com a posição em que a pressão é medida, duas situações de execução extremas podem ser avaliadas. No caso de solos resistentes, situação mais frequentemente encontrada, o trado estará sempre cheio de concreto podendo se afirmar que a pressão na ponta do trado é maior que o valor registrado pelo sensor da monitoração. No caso de camadas de solos moles, que pode ocorrer em parte do fuste, a velocidade do concreto no mangote é menor que a velocidade de saída, devido à falta de suporte lateral do solo. Com isso uma pressão muito próxima de zero (ou negativa) pode ocorrer sem que signifique um dano na integridade da estaca (Penna et al., 1999).

Pelo fato de contar apenas com o volume de concreto injetado para garantia de continuidade do fuste, o controle de execução da estaca em solos moles deverá ser muito mais cuidadoso. Em solos de resistência média, o conjunto da informação “pressão e desvio de consumo” é que traz maior confiabilidade ao controle de execução.

### **2.5.9 - Volume de Concreto Lançado**

Para medir o volume de concreto fornecido no topo da haste vazada é utilizado o aparelho contador de picos de pressão, interligado ao sistema de monitoração. Este aparelho conta os picos de pressão ocorridos no início do ciclo de bombeamento de cada pistão da bomba de concreto. A bomba de concreto é provida de dois cilindros hidráulicos mecanicamente ligados a cilindros que bombeiam o concreto. O trabalho é sempre alternado, ou seja, quando um cilindro vai outro vem. Neste processo, diversos picos de pressão são observados a cada golpe da bomba. O sistema de monitoração, utilizando filtros, registra somente o maior pico de pressão obtendo uma única contagem para cada ciclo. Uma vez

contados o número de ciclos e sendo informado ao sistema de monitoração o volume bombeado de cada ciclo, obtém-se a vazão e o volume de concreto. Cada modelo de bomba tem volume de cilindro e perda ou eficiência própria.

Assim, para se obter medidas de volume com precisão adequada, será necessário aferir o volume medido pelo sistema de monitoração com o volume efetivamente bombeado, toda vez que uma nova bomba é utilizada. Bombas com muito uso ou sem manutenção têm menor eficiência conduzindo fatalmente a erros de medida.

O volume medido pelo contador é registrado pela monitoração e comparado com o volume teórico da estaca, resultando num desvio de consumo (excesso ou redução), chamado respectivamente de sobreconsumo ou de subconsumo de concreto do fuste da estaca. Em função dessa análise pode-se ter uma idéia da continuidade do concreto do fuste, uma vez que se considera que a medida do consumo de concreto em relação ao teórico é o procedimento ideal para garantir continuidade do fuste da estaca. Os desvios de consumo de concreto em relação ao teórico são registrados pelo sensor a cada 50 cm (Penna, et al., 1999).

## **2.6 – ASPECTOS PRÁTICOS IMPORTANTES NA EXECUÇÃO**

Devido a técnica de execução da estaca hélice contínua ser relativamente recente, cabe a discussão sobre alguns aspectos que são necessários para evitar problemas durante a sua execução. Esses fatores podem ser divididos em relação à metodologia executiva empregada na execução da estaca, aos equipamentos e ao terreno.

Alguns aspectos referentes à execução da estaca devem ser tomados, dentre eles: evitar que o trado não fique preso durante a sua introdução no solo ou durante a concretagem, evitar desvios na locação e desaprumos maiores que os previstos por norma e não executar a estaca sem monitoração ou monitoração deficiente. Tais problemas podem ser minimizados por meio de uma manutenção preventiva do equipamento, garantindo que ocorra uma reposição de peças, especialmente de cabos, trados (empenados ou gastos), sensores defeituosos e revisão e calibração da bomba de concreto.

São relatados a seguir alguns problemas e orientações práticas importantes na execução de estaca hélice contínua, assim como mostrados questionamentos e possíveis soluções:

- Limpeza diária ao final da execução das estacas: realizada com circulação de água bombeada e uso de uma bola de borracha que percorre o mangote evitando o encrustamento do concreto nesta tubulação e no trado. Este encrustamento do

concreto, principalmente na parte curva da tubulação, pode resultar numa diminuição da pressão de injeção de concreto pela bomba e conseqüente diminuição no sobreconsumo. Além disso, com o passar do tempo e conseqüente aumento desta obstrução, pode ocorrer o impedimento da passagem do concreto;

- Realização de teste de bomba: este teste deve ser realizado quando da utilização de bombas de concreto diferentes fornecidas pelas concreteiras. Geralmente o computador de bordo necessita das informações de volume de concreto da bomba, em decilitros e do tempo entre dois acionamentos dos pistões da bomba, em segundos. Estas informações são essenciais para a informação ao sistema do volume de concreto e, por conseguinte, do sobre/subconsumo de concreto, e ainda podendo ocasionar problemas no mangote ou na própria bomba;
- Pressão negativa durante a concretagem: pode acontecer nas proximidades da superfície do terreno, ou seja, no trecho final da concretagem principalmente para solos com baixa resistência. Tem-se que nos trechos finais de concretagem devido a pressão aplicada na injeção do concreto, este pode extravazar entre a parede do furo e o trado ou até mesmo, para solos com baixa resistência, ocorrer o alargamento do fuste. Com isso, este concreto seria conduzido à superfície resultando numa diminuição da pressão de concreto, podendo assumir valores negativos ou próximos de zero;
- Cota de concretagem das estacas: deve acontecer até a cota do terreno e nunca até a cota de arrasamento da estaca, o que levaria a uma contaminação do concreto e como conseqüência impediria a colocação da armadura. Recomenda-se que esta concretagem exceda a superfície do terreno, em 50 cm segundo Velloso & Alonso (2000), com o intuito de se garantir um concreto de qualidade nesta região. Verifica-se em obras que ao se realizar a concretagem até a cota do terreno é feita a retirada do solo contido na hélice com o auxílio de pá-carregadeira e manualmente. Em seguida é colocada a armadura até a cota exigida em projeto e após isto retira-se o concreto não contaminado da estaca até a cota de arrasamento do bloco, sendo este transferido para a bomba para ser reutilizado;
- Limpeza de rede: deve ser realizada a limpeza da rede de concretagem antes de se concretar a primeira estaca do dia. Este procedimento deve ser realizado pelo fato de que no final de um dia de trabalho o cocho da bomba é limpo com aplicação de óleo, devendo este ser evitado numa possível mistura com o concreto. Com isso, o conjunto

de trado e mangote devem ser lubrificados utilizando uma calda de lubrificação misturando 2 sacos de cimento (de 50 kg) em cerca de 200 litros de água, sendo esta colocada dentro do cocho e, portanto misturada com o óleo. Esta calda de lubrificação pelo fato de possuir óleo e ter baixa resistência não pode ser aplicada com a estaca já perfurada, o que resultaria numa perda de resistência principalmente na ponta da estaca onde se depositaria este material. Para o procedimento correto deve-se levantar o trado e em seguida dar início ao lançamento da calda juntamente com o concreto. Ao se verificar que toda a calda passou pelo trado e que todo o conjunto (rede) possui apenas o concreto a ser aplicado, interrompe-se o lançamento deste, coloca-se a tampa provisória e inicia-se a perfuração da estaca. Este procedimento é denominado por Velloso & Alonso (2000) de “limpeza de rede”. Neste mesmo trabalho são mostradas duas provas de carga com as mesmas características geométricas e localização próxima uma da outra, onde uma estaca foi realizada com limpeza de rede e a outra sem limpeza de rede. A estaca em que não foi realizada a limpeza de rede sofreu um recalque brusco, provavelmente devido a uma menor contribuição do atrito lateral, conforme justificativa dos autores, ou até mesmo ter ocorrido a “quebra” da ponta, ou seja, neste carregamento que resultou num recalque brusco pode ter havido o esgotamento do concreto de baixa qualidade da ponta;

- Ferragem de travamento: a utilização de uma ferragem colocada ligando as barras longitudinais da estaca, denominada por “ferragem de travamento”, possui grande importância. Apesar de não possuir função de resistir esforços é utilizada para garantir uma maior rigidez na colocação da armadura, principalmente longa (>10 m);
- Concretagem com armaduras longas: no caso da utilização em projetos de armaduras com comprimentos maiores que 8 m deve-se fazer um estudo do tipo de concreto e “slump” a ser utilizado. O “slump” do concreto para este tipo de armadura poderá chegar a  $26 \pm 2$  cm e deverá ser aplicado sem grandes interrupções, o que poderia dificultar esta colocação. Além disso, deve-se tomar grande cuidado quanto ao posicionamento (prumo) na colocação da ferragem durante sua descida, pois se encostar na parede do fuste poderá impedir sua descida. Para o auxílio de colocação desta armadura geralmente utiliza-se o guincho auxiliar do equipamento para o levantamento desta, o que acarretará numa diminuição da produtividade do equipamento;

- Tipo de areia do concreto: este aspecto é bastante importante na escolha do tipo de areia a ser utilizada no concreto, artificial ou natural. Geralmente as fornecedoras de concreto empregam a areia artificial por ser um subproduto da brita e ter um menor custo. Em contrapartida a areia natural, retirada geralmente dos leitos dos rios, possui um preço mais elevado além da diminuição de seu uso em função da crescente fiscalização. Porém, estes tipos de areias apesar de possuírem uma granulometria semelhante, a forma de seus grãos é diferente. A areia artificial possui grãos mais angulares, enquanto a areia natural possui grãos mais arredondados. O formato de grãos possui uma certa influência, principalmente na colocação de armaduras longas, sendo mais indicada para esta particularidade a areia natural, que oferece uma menor resistência à penetração da armadura;
- Relação do torque com a sondagem SPT: pode ser feita uma verificação do tipo de solo perfurado assim como os valores do  $N_{SPT}$  retirados no ensaio SPT. Para isto deve-se manter a velocidade de rotação constante e verificar se o torque aumenta ou se mantém constante. Se a velocidade de avanço diminuir com a profundidade indica um aumento de resistência do terreno (aumento do  $N_{SPT}$ ). Pelo contrário, se a velocidade de avanço aumentar e o torque diminuir, ou se mantiver constante, indica uma diminuição de resistência do solo (diminuição do  $N_{SPT}$ );

São mostrados a seguir alguns aspectos e orientações práticas importantes referentes ao tipo de terreno encontrado na execução de estaca hélice:

- Solos muito resistentes: nesse tipo de terreno a execução de estacas, curtas ou longas, devem ser realizadas com devida atenção para garantir um comprimento mínimo, sendo que para isso em algumas vezes é necessário “aliviar” a perfuração, ou seja, girar o trado parado para quebrar o atrito e possibilitar o avanço. Com a realização do procedimento descrito acima, à medida que se transporta o solo, ocorre o desconfinamento do terreno possibilitando uma redução de sua capacidade de carga, devendo ser informado ao projetista. Na ocorrência dessa situação, é preferível que haja a redução da carga sobre a estaca do que o comprometimento do trado ao ser forçado a penetrar muito na camada resistente (Penna et al., 1999);
- Camada de argila mole confinada: atualmente tem se verificado que a execução de estacas nesse tipo de terreno tem se mostrado viável, havendo registros de obras em que a camada mole possuía 6 m de espessura. Porém, para garantir a integridade da estaca, deve-se controlar durante a concretagem a subida do trado, especialmente na

camada mole, garantindo um sobre consumo de ordem satisfatória (Penna et al., 1999);

- Camada de argila mole superficial: As principais precauções a serem tomadas quando da execução de estacas nesse tipo de terreno são:
  - a capacidade de suporte para o equipamento;
  - garantir um sobre consumo de concreto e pressão positiva ou até zero;
  - fazer com que a concretagem atinja a superfície do terreno, evitando a contaminação do concreto devido a possíveis desmoronamentos;
  - é recomendada a armação da estaca ao longo de toda a camada mole, visto que, nesse trecho, as pressões de concretagem não podem ser aumentadas devido à pequena cobertura de solo;
- Camadas de pedregulho: Ao se executar estacas nesse tipo de solo devem ser analisados o tamanho dos pedregulhos e a capacidade do equipamento (torque) em perfurá-los. Deve-se atentar quanto ao desgaste precoce do trado devido aos pedregulhos existentes, obrigando um controle constante, feito pelo executor, do diâmetro e ponta do trado. Em consequência disto pode resultar em problemas como alto custo na substituição destes materiais, diminuição da produtividade e gasto excessivo com concreto. Outro problema encontrado é que durante a perfuração da estaca, estes pedregulhos em contato com a tampa provisória a “empurram” para dentro do trado. Com isso, no início da concretagem, ao se aplicar uma determinada pressão de injeção esta não consegue expulsar esta tampa. Em consequência disto é feita a retirada do trado sem concretagem, substituição da ponta perdida e realiza-se novamente a perfuração. Este procedimento de refuro pode ocasionar uma perda substancial de atrito lateral da estaca pelo fato de ao se retirar o trado sem a conseqüente concretagem ocasionar um alívio de tensões. Seria necessária a realização de provas de carga em estacas instrumentadas com as mesmas características, numa mesma obra para verificar esta influência em relação as parcelas de atrito lateral e ponta;
- Camadas de areias puras na região da ponta da estaca: nestes casos, para garantir a resistência de ponta da estaca, deve-se iniciar a concretagem com giro lento do trado, no sentido da introdução do trado, de modo a criar uma componente contrária a este movimento, evitando a queda de grãos de areia. Esse giro deve ser lento para minimizar o efeito de transporte e evitar o desconfinamento do solo ao longo do fuste, que reduz a capacidade de carga (Penna et al., 1999).

## 2.7 - PROVAS DE CARGA

A prova de carga é o método que representa de forma real o comportamento de uma fundação profunda (estaca). Segundo a NBR-6122 (ABNT, 1996), no item 5.5.1, quando se realiza um número adequado de provas de carga em uma estaca, o fator de segurança global mínimo é de 1,6 enquanto sem prova de carga este fator é de 2.

A prova de carga pode ser realizada por ensaios de carga estática ou carga dinâmica, segundo as normas brasileiras NBR-12131 (ABNT, 1991) e NBR-13208 (ABNT, 1994), respectivamente.

A prova de carga estática representa melhor, de maneira geral, a forma de carregamento a qual a fundação será solicitada, entretanto é uma prova que exige um grande sistema de reação, o que pode encarecer a sua execução. Tal prova de carga pode ser realizada com carregamento do tipo: lento (item 3.3.2 da NBR-12131 (ABNT, 1991)), rápido (item 3.3.3 da NBR-12131(ABNT, 1991)) ou misto, conforme proposição de Alonso (1997).

Segundo Alonso (2000a), a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca, pois os ensaios dinâmicos não prescindirão de correlações. O autor cita que infelizmente as tradicionais provas de carga estáticas vem sendo substituídas pelos ensaios dinâmicos, com a conivência da norma brasileira NBR-6122 (ABNT, 1996), sendo que existe uma distância grande ao se dizer que o ensaio dinâmico pode substituir o estático.

O ensaio de carregamento dinâmico é um método de teste rápido e com um menor custo quando comparado a provas de carga estática, utilizando um equipamento portátil de fácil transporte e movimentação em obra.

O tipo de ensaio de carregamento dinâmico mais utilizado atualmente no Brasil é o de energia crescente, proposto por Aoki (1989), onde a instrumentação dinâmica é obtida pelo PDA (Pile Driving Analyser) e modelada com os programas numéricos CASE (Case Institute of Technology) e CAPWAPC (Case Pile Wave Analysis Program Continous Model).

Alguns trabalhos, tais como Foá et al. (2002a), Foá et al. (2002b) e Foá et al. (2002c), verificam para diferentes tipos de estacas a correlação entre o ensaio de carga estática e carga dinâmica, apresentando como resultados diferenças entre 7% e 12% na capacidade de carga, entre os dois ensaios. A partir destas conclusões, segundo os autores, o ensaio de carregamento dinâmico com energia crescente representou bem o comportamento do sistema estaca-macço de solo, quanto à determinação da capacidade de carga da fundação, mostrando que esta metodologia é uma excelente ferramenta de ensaio.

## 2.7.1 - Experiência de Provas de Carga Estáticas em Estacas Hélice Contínua

Com o intuito de encontrar parâmetros mais adequados para serem utilizados em projetos de estacas do tipo hélice contínua, pesquisadores, empresas e geotécnicos vem realizando diversas provas de carga estáticas. As mais realizadas são as de carregamento vertical à compressão. Alguns trabalhos com base nessas provas de carga, e de acordo com os ensaios de investigação de campo realizados (SPT, SPT-T e CPT), verificam as correlações com métodos empíricos desenvolvidos especificamente para este tipo de estaca.

Com base nesses trabalhos publicados no Brasil, são apresentados na Tab. 2.2, os ensaios e as principais características das provas de carga e das estacas hélice contínua, com carregamento vertical à compressão.

Tabela 2.2 – Provas de carga estáticas com carregamento vertical à compressão realizadas em estacas hélice contínua no Brasil.

<b>Autor (ano)</b>	<b>Nº Provas de carga</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>Faixa D (m)</b>	<b>Faixa L (m)</b>	<b>Tipo de carreg*</b>	<b>Investigação Disponível</b>
Alonso (1996)	5	variado	0,35-0,70	8,59-16,00	L' e R	SPT-T
Antunes & Cabral (1996)	9	variado	0,35-0,70	8,59-23,80	L' e R	SPT
Souza & Couso Jr (1997)	8	variado	0,60-0,70	11,46-23,80	L' e R	SPT e SPT-T
Alonso (1997)	5	variado	0,35-0,60	11,46-19,00	L' e R	SPT-T
Alonso (2000a)	99	variado	0,40-0,60	12,00-16,00	L'; R;M	SPT e SPT-T
Branco et al. (2000)	3	variado	0,40-0,50	12,00-21,00	M	SPT-T
Kormann et al. (2000)	2	argila	0,35	6,0-7,0	-	SPT e CPT
Foti (2001)	1	silte	0,35	7,5	-	SPT
Almeida Neto (2002)	3	variado	0,4	10,80-17,50	L'	SPT e SPT-T
Alonso (2002)	49	variado	0,40-0,60	12-16	L' ;R ; M	SPT e SPT-T
Guimarães et al. (2002)	1	silte	0,35	8,6	L'	SPT-T
Sales et al. (2002)	1	argila	0,3	16,5	L'	SPT
Silva et al. (2002)	1	argiloso	0,4	18,5	L'	SPT e CPT
Alonso (2004)	54	variado	0,40-0,60	14-20	L' ;M	SPT e SPT-T
Anjos (2005)	1	variado	0,3	8,0	L'	SPT,CPT,DMT

\* Tipos de carregamento: L' (lento); R (rápido); M (misto)

Destaca-se da Tab. 2.2 o conjunto de dados organizados por Alonso (2000a, 2002, 2004) com um total de 202 provas de carga, sendo este analisado nesta dissertação. Nota-se ainda que os métodos semi-empíricos de capacidade de carga de Alonso (1996) e Antunes & Cabral (1996) foram baseados em apenas 5 e 9 provas de carga, respectivamente. Têm-se ainda algumas provas de carga realizadas em Brasília sendo divulgadas em Guimarães et al. (2002), Silva et al. (2002) e Anjos (2005) e, para Goiânia, tem-se o trabalho de Sales et al. (2002).

## **CAPÍTULO 3 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA: CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE EM ESTACAS**

### **3.1 - CAPACIDADE DE CARGA**

Fundação é toda estrutura constituída por um elemento estrutural e pelo solo circundante capaz de suportar as solicitações impostas por ações externas. Elemento estrutural é aquele que recebe os esforços de ações diversas e transmite ao solo. Fundação profunda, segundo a NBR-6122 (ABNT, 1996), é aquele tipo de fundação em que a relação entre a profundidade e a menor dimensão da base é maior que dois, e com profundidade mínima de 3 m.

Dentre as fundações profundas existe o elemento estrutural do tipo estaca, sendo esta executada com o auxílio de ferramentas ou equipamentos por distintos processos: cravação à percussão, prensagem, vibração, escavação, ou combinação entre os processos.

Ao se aplicar um carregamento vertical sobre uma estaca, esta irá resistir tal solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

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).

Para a análise da relação  $L/D$  (comprimento/diâmetro) utilizada nesta dissertação, dividiu-se as estacas em curtas ( $L/D \leq 30$ ), intermediárias ( $30 < L/D \leq 50$ ) e longas ( $L/D > 50$ ).

#### **3.1.1 - Métodos Empíricos para Previsão da Capacidade de Carga de Estacas**

Em todo o mundo, pesquisadores tentam correlacionar, através de ajustes estatísticos, equações que possuem relações diretas com métodos teóricos ou métodos práticos. As relações propostas para as estacas variam de acordo com o tipo de investigação geotécnica existente, assim como o tipo de solo encontrado em cada região de cada país.

Os métodos semi-empíricos são os mais utilizados no Brasil para previsão da capacidade de carga de estacas. As correlações predominantes estão baseadas no ensaio

SPT (Standard Penetration Test) sendo este o ensaio mais difundido no Brasil. Os diversos métodos semi-empíricos diferem na estimativa das parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta.

Serão apresentados, a seguir, alguns métodos tradicionais, assim como alguns métodos específicos de uso corrente para a previsão da capacidade de carga de estacas hélice-contínua, que serão analisados nesta dissertação.

### 3.1.1.1 - Métodos Tradicionais para Previsão da Capacidade de Carga em Estacas

#### a) - Método de AOKI & VELLOSO (1975)

O método de Aoki & Velloso (1975) vem sendo tradicionalmente utilizado tanto por projetistas quanto em pesquisas universitárias.

No método proposto originalmente, tanto as tensões-limite de carga última de ponta quanto a de atrito lateral eram avaliadas em função da tensão de ponta medida do ensaio de penetração do cone (CPT). Posteriormente, as fórmulas foram adaptadas para o ensaio SPT.

Tal método calcula a carga última das estacas em função do tipo de solo e do tipo de estaca.

A carga última é dada em função das parcelas de atrito lateral e ponta.

##### ◆ Parcela do atrito lateral

$$P_l = \sum_1^n \pi \cdot D \cdot K_A \cdot \alpha_A \cdot N_n \cdot L_n \quad (3.1)$$

Onde:

$K_A$  e  $\alpha_A$  = coeficientes tabelados que variam em função do tipo de solo (Tab. 3.1);

$N_n$  = número de golpes de SPT de cada camada;

$L_n$  = comprimento de cada camada;

$D$  = diâmetro da estaca;

$n$  = número de camadas.

##### ◆ Parcela da ponta

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} N_{PA} \cdot K_A \quad (3.2)$$

Onde:

$K_A$  = coeficiente tabelado que variam em função do tipo de solo (Tab. 3.1);

$N_{PA}$  = número de golpes de SPT da camada de apoio da ponta da estaca.

Tabela 3.1 – Coeficientes  $K_A$  e  $\alpha_A$  (Aoki & Velloso, 1975).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>K_A</math> (kPa)</b>	<b><math>\alpha_A</math> (%)</b>
<b>Areia</b>	1000	1,4
<b>Areia siltosa</b>	800	2,0
<b>Areia silto-argilosa</b>	700	2,4
<b>Areia argilosa</b>	600	3,0
<b>Areia argilo-siltosa</b>	500	2,8
<b>Silte</b>	400	3,0
<b>Silte arenoso</b>	550	2,2
<b>Silte areno-argiloso</b>	450	2,8
<b>Silte argiloso</b>	230	3,4
<b>Silte argilo-arenoso</b>	250	3,0
<b>Argila</b>	200	6,0
<b>Argila arenosa</b>	350	2,4
<b>Argila areno-siltosa</b>	300	2,8
<b>Argila siltosa</b>	220	4,0
<b>Argila silto-arenosa</b>	330	3,0

Foram considerados pelos autores os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$ , sendo estes definidos para se ponderar as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Na Tab. 3.2 verificam-se os valores dos coeficientes de transformação,  $F_1$  e  $F_2$ , de acordo com o tipo de estaca.

A carga última ( $P_{\text{últ}}$ ) é obtida pela resistência de ponta ( $P_p$ ) e pelo atrito lateral ( $P_l$ ) divididos por  $F_1$  e  $F_2$ , respectivamente, conforme a seguinte expressão:

$$P_{\text{últ}} = \frac{P_p}{F_1} + \frac{P_l}{F_2} \quad (3.3)$$

Admitindo-se fator de segurança igual a dois, a carga admissível ( $P_{\text{adm}}$ ) é dada pela seguinte expressão:

$$P_{\text{adm}} = \frac{P_{\text{últ}}}{2} \quad (3.4)$$

Tabela 3.2 – Coeficientes de transformação  $F_1$  e  $F_2$  (Aoki & Velloso, 1975).

<b>Tipo de estaca</b>	<b><math>F_1</math></b>	<b><math>F_2</math></b>
<b>Franki</b>	2,5	5,0
<b>Pré-moldada</b>	1,75	3,5
<b>Metálica</b>	1,75	3,5
<b>Escavada</b>	3,0	6,0

A primeira proposição destes autores foi  $F_1 = 3,5$  e  $F_2 = 7,0$ , para as estacas escavadas com lama bentonítica. Porém, posteriormente, consolidaram-se os valores  $F_1 = 3,0$  e  $F_2 = 6,0$ , que persistem até hoje.

Segundo Velloso & Alonso (2000), deve-se ressaltar que este método empírico proposto há 30 anos foi desenvolvido para uma determinada região geotécnica, devendo ser utilizado com cautela em outras regiões com o intuito de se obter uma maior confiabilidade nos resultados. Além disso, o método deve ser usado para as estacas estudadas pelos autores, ou seja: estacas tipo Franki, pré-moldadas, metálicas e escavadas com lama bentonítica.

### **b) - Método de DÉCOURT & QUARESMA (1978)**

Décourt & Quaresma (1978), a partir do valor de N do ensaio SPT, apresentaram um método de previsão da carga última de estacas. Esse método foi originalmente estabelecido para estacas de deslocamento, sendo realizadas posteriormente extensões com o objetivo de se adequar a outros tipos de estacas. Mais recentemente também foi adequado aos resultados do ensaio SPT-T, através do conceito de  $N_{eq}$ . Segundo Décourt (1991),  $N_{eq}$  é definido como o valor do torque, em kgf.m, dividido por 1,2.

A carga última é o resultado da soma das parcelas do atrito lateral e da resistência de ponta da estaca.

#### ◆ Parcela do atrito lateral

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \times 10 \quad (\text{KPa}) \quad (3.5)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca, em metros;

L = comprimento da estaca, em metros;

$N_l$  = média dos valores de N ao longo do fuste, exceto o da camada da ponta e do primeiro metro na superfície.

#### ◆ Parcela de resistência de ponta

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} (C \cdot N_{PD}) \quad (3.6)$$

Onde:

C = coeficiente tabelado que depende do tipo de solo (Tab. 3.3);

$N_{PD}$  = média do número de golpes do ensaio SPT entre 3 valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo desta.

Tabela 3.3 – Valores de C em função do tipo de solo (Décourt & Quaresma, 1978).

Tipo de solo	Valores de C (KPa)
<b>Argilas</b>	120
<b>Siltes argilosos</b>	200
<b>Siltes arenosos</b>	250
<b>Areias</b>	400

### 3.1.1.2 - Métodos Específicos em Estacas Hélice Contínua

#### a) - Método de ANTUNES & CABRAL (1996)

Tais autores apresentam um método para previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua, com base em nove provas de carga. Estas foram realizadas para estacas com diâmetro de 35, 50 e 75 cm.

O método utiliza o ensaio SPT, propondo os autores as seguintes correlações:

$$P_{\text{últ}} = \beta_1 N \pi DL + \beta_2 N (\pi D^2 / 4) \quad (3.7)$$

$$\beta_2 N \leq 4000 \text{ kPa}$$

$\beta_1 N$  e  $\beta_2 N$  em kPa

Onde:

D = diâmetro da estaca;

L = comprimento da estaca;

N = índice de resistência a penetração do ensaio SPT;

$P_{\text{últ}}$  = carga última da estaca;

$\beta_1$  e  $\beta_2$  = parâmetros do método que dependem do tipo de solo para o cálculo do atrito lateral e de resistência de ponta da estaca, respectivamente (Tab. 3.4).

Tabela 3.4 – Parâmetros  $\beta_1$  e  $\beta_2$  (Antunes e Cabral, 1996).

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
<b>Areia</b>	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
<b>Silte</b>	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
<b>Argila</b>	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

## b) - Método de ALONSO (1996)

Este método foi estabelecido usando-se os ensaios SPT-T (sondagens à percussão com medida de torque, Ranzini 1988, 1994), sendo proposto inicialmente em 1996, para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, sendo reavaliado em 2000 para duas novas regiões geotécnicas distintas, a formação Guabirotuba e para os solos da cidade de Serra-ES.

A partir do ensaio SPT-T, Alonso (1996) se baseia na determinação do atrito lateral na carga última correlacionando o atrito lateral  $f_s$  e a carga na ponta em função dos valores de  $T_{\text{máx}}$  e  $T_{\text{mín}}$ .

A carga última pode ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$P_{\text{últ}} = P_l + P_p \quad (3.8)$$

- Carga de Atrito Lateral:

$$P_l = \sum (U \cdot \Delta l \cdot r_l) \quad (3.9)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$\Delta l$  = trecho de onde se admite atrito lateral unitário,  $r_l$  constante;

$r_l = \alpha_{Al} \cdot f_s$  (adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca)- Ver Tab. 3.5;

$\alpha_{Al}$  = coeficiente de correção de  $f_s$  obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última – Ver Tab. 3.5;

$f_s$  = adesão calculada a partir do torque máximo (em kgf.m), e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio de SPT-T.

Tabela 3.5 – Limites de  $r_l$  e valores  $\alpha_{Al}$  de Alonso (1996) para estacas hélice contínua (Almeida Neto, 2002).

Região	Limite de $r_l$	$\alpha$
Bacia Sedimentar de São Paulo	$\leq 200$ kPa	0,65
Formação Guabirotuba	$\leq 80$ kPa	0,65
Cidade de Serra/ES	$\leq 200$ kPa	0,76

No ensaio SPT, normalmente a penetração total do amostrador é 45 cm, a não ser em solos muito moles (onde a penetração é maior que 45 cm) e em solos muito resistentes (onde a penetração total é menor que 45 cm). A aplicação do torque só deve ser feita após se contar o número de golpes para as três penetrações de 15 cm.

Pode ser obter o valor de  $f_s$  a partir da seguinte expressão:

$$f_s = \frac{100.T_{m\acute{a}x}}{0,41.h - 0,032} \text{ (Kpa)} \quad (3.10)$$

Onde:

$T_{m\acute{a}x}$  = torque máximo, em kgf.m;

$h$  = penetração total de cravação do amostrador, em cm.

Para a penetração total “ $h$ ” do amostrador igual a 45 cm, a expresso acima assume a forma:

$$f_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{0,18} \text{ (Kpa)} \quad (3.11)$$

- Carga de Ponta:

$$P_p = A_p \cdot r_p \quad (3.12)$$

Onde:

$A_p$  = área da projeção da ponta da estaca sobre um plano perpendicular ao eixo da mesma.

$$r_p = \beta_{Al} \cdot \frac{T_{m\acute{i}n}^{(1)} + T_{m\acute{i}n}^{(2)}}{2} \quad (3.13)$$

Onde:

$T_{m\acute{i}n}^{(1)}$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) no trecho 8D, medido para cima, a partir da ponta da estaca, adotando-se nulos os  $T_{m\acute{i}n}$ , acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor que 8D;

$T_{m\acute{i}n}^{(2)}$  = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) no trecho 3D, medido para baixo, a partir da ponta da estaca.

Os valores de  $T_{m\acute{i}n}$  superiores a 40 Kgf.m devem ser adotados iguais a 40 Kgf.m.

De acordo com Alonso (1996, 2000b) os valores de  $\beta_{Al}$  para as regioes analisadas estão relacionados na Tab. 3.6.

Tabela 3.6 – Valores de  $\beta_{AI}$  (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas.

Região	$\beta_{AI}$ (Areia)	$\beta_{AI}$ (Silte)	$\beta_{AI}$ (Argila)
Bacia Sedimentar-São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra/ES	260	195	130

Para o caso de não se dispor de ensaios SPT-T, adotar as seguintes correlações estatísticas ( $T_{máx} = 1,2N$  e  $T_{mín} = N$ ).

É por esta razão que Alonso (1996) alerta que antes de se aplicar o método em outros locais, onde não se disponha de ensaios SPT-T, deve-se inicialmente obter essas correlações, para então utilizar o SPT.

### c) - Modificação do método de DÉCOURT & QUARESMA (feito em 1996)

Décourt et al. (1996) propuseram uma mudança no método de Décourt & Quaresma (1978) sugerindo a introdução de dois coeficientes,  $\alpha_D$  e  $\beta_D$ , ajustando o método original a outros tipos de estacas.

Posteriormente os autores propuseram a utilização de coeficientes de segurança parciais para as parcelas de atrito ( $FS = 1,3$ ) e para a parcela de ponta ( $FS = 4$ ). Assim, a carga admissível será o menor valor entre:

$$P_{adm} = \frac{\alpha_D \cdot P_p + \beta_D \cdot P_l}{2} \quad \text{e} \quad P_{adm} = \frac{\beta_D \cdot P_l}{1,3} + \frac{\alpha_D \cdot P_p}{4} \quad (3.14)$$

Onde:

$\alpha_D$  e  $\beta_D$  são coeficientes tabelados que dependem do tipo do solo e do tipo de estaca (Tab. 3.7).

Os coeficientes  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  são coeficientes de majoração ou minoração da ponta e do atrito lateral, respectivamente. A partir da Tab. 3.7 tem-se que para a estaca hélice contínua  $\alpha_D=0,3$  e  $\beta_D=1,00$ .

Tabela 3.7 – Valores do coeficiente  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  em função do tipo de solo e do tipo de estaca (Hachich et al., 1996).

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	injetada (raiz)	injetada (sob pressão)
	<b>valores típicos de <math>\alpha_D</math></b>				
<b>Argilas</b>	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
<b>Siltes</b>	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
<b>Areia</b>	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*
	<b>valores típicos de <math>\beta_D</math></b>				
<b>Argilas</b>	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
<b>Siltes</b>	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
<b>Areias</b>	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

\* Valores orientativos devido ao reduzido número de dados disponíveis

#### d) - Método de KÁREZ & ROCHA (2000)

Este método foi proposto para o cálculo da carga última de estacas hélice contínua e é baseado nos resultados de ensaios SPT. O método foi desenvolvido a partir do resultado de 38 provas de carga realizadas nas regiões Sul e Sudeste do país. A partir dos resultados obtidos em sondagens à percussão SPT, executadas nas regiões das provas de carga, foram estabelecidas correlações para as resistências de ponta e atrito lateral das estacas analisadas.

A carga última é obtida pela soma das parcelas de atrito lateral e de ponta.

◆ Carga de atrito lateral:

$$P_l = 4,9 \cdot \pi \cdot D \cdot \sum N_{SPT} \quad (\text{kN}) \quad (3.15)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca, em metros;

$\sum N_{SPT}$  = soma de golpes de SPT ao longo do fuste da estaca;

◆ Carga de ponta:

$$P_p = K_{kr} \cdot N_{SPT} \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (3.16)$$

Onde:

$K_{kr}$  = 210 (p/ argila), 250 (p/ silte) e 290 (p/ areia);

$N_{SPT}$  = número de golpes do SPT na ponta da estaca;

$A_p$  = área da ponta da estaca (m<sup>2</sup>).

### e) - Método de VORCARO & VELLOSO (2000)

A partir do banco de dados organizado por Alonso (2000a), os autores estabeleceram, probabilisticamente, uma formulação que permite prever a carga última em estacas hélice contínua.

Para isso utilizaram os princípios da Regressão Linear Múltipla solucionando, por mínimos quadrados, um sistema formado por várias equações que simulam, cada uma, o fenômeno descrito pela resposta última medida em uma estaca carregada à compressão, vinculada ao solo em que foi executada, avaliado em ensaios SPT.

Foram selecionados pelos autores os dados em que a maior carga aplicada durante a prova de carga estática atingisse, no mínimo,  $0,70P_{ult}$ , onde  $P_{ult}$  é a carga última.

Para o cálculo da carga última foi estabelecida uma limitação de valores de  $N_{SPT}$  inferiores a 50 para o fuste e  $N_{SPT}$  inferiores a 75 golpes para a ponta.

Para a previsão da carga última os autores apresentaram a seguinte equação:

$$P_{ult} = e^{(1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p \cdot \ln x_f + 1,36 \ln x_f \pm 0,29)} \quad (3.17)$$

sendo que:

$$x_p = A_p \cdot N_{SPT(\text{ponta})}$$

$$x_f = U \cdot \sum N_{SPT(\text{fuste})}$$

$P_{ult}$  = carga última, em kN;

$A_p$  = área da ponta, em metros quadrados;

$U$  = perímetro da estaca, em metros quadrados por metro.

Os autores propuseram em função da última parcela do expoente na Eq. 3.17 os limites superiores (LS) de +0,29 e inferiores (LI) de -0,29 que estabelecem o intervalo de confiança da formulação. Com isso, obteve-se a variação  $0,86 P_{ult} \leq LS_{previsto} \leq 2,00 P_{ult}$  no limite superior e  $0,48 P_{ult} \leq P_{ajustado} \leq 1,11 P_{ult}$  no inferior, sendo  $P_{ajustado}$  um ajuste proposto pelos autores para a carga última. No “ajuste simples”, que não considera o erro padrão, tem-se  $0,64 P_{ult} \leq P_{ajustado} \leq 1,49 P_{ult}$ .

Os autores avaliam que se a amostra utilizada representa o universo das estacas hélice contínua e o seu equacionamento tem um bom desempenho.

### f) - Método de GOTLIEB et al. (2000)

A partir de dados recolhidos e analisados por Penna et al. (1999), Gotlieb et al. (2000) propuseram uma formulação baseada em uma sistemática da tensão admissível a ser aplicada no topo de uma estaca tipo hélice contínua.

Posteriormente, de posse do banco de dados reunidos por Alonso (2000a), Gotlieb et al. (2002) desenvolveram uma análise de confirmação de validade desta técnica, baseada em um conjunto de 99 provas de carga estáticas. Estes conjuntos de provas de carga escolhidos eram de compressão axial com carregamento estático.

A partir da rotina de cálculo proposta pelos autores, calcula-se a tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca pela seguinte expressão:

$$\sigma_t = \left( \text{SPT}_{\text{médiodaponta}} \times 60 \right) + \left( \frac{\sum \text{SPT}}{0,125.D} \right) \quad (3.18)$$

Onde:

$\sigma_t$  = tensão admissível a ser aplicada ao topo da estaca, em kN/m<sup>2</sup>;

$\text{SPT}_{\text{médio da ponta}}$  = média dos valores obtidos no trecho compreendido por 8 diâmetros da estaca, da ponta para cima e por 3 diâmetros da estaca, da ponta para baixo;

$\sum \text{SPT}$  = somatório dos  $N_{\text{SPT}}$  compreendidos ao longo do comprimento da estaca (os valores de SPT superiores a 50 golpes deverão ser limitados a 50);

D = diâmetro da estaca, em metros.

Os autores, em função da experiência prática profissional, recomendam limitar o valor de  $\sigma_t$  a 5.000 kN/m<sup>2</sup>, para sua utilização em projeto.

A partir da análise do banco de dados analisado, Gotlieb et al. (2002) concluíram que o método se mostrou válido em 100% dos casos quanto à ocorrência de recalques inferiores a 20 mm para as tensões de utilização, ou seja, nas cargas de trabalho das estacas.

### 3.1.2 - Métodos de Estimativa de Carga Última em Provas de Carga

De acordo com o traçado da curva carga-recalque pode-se ou não determinar qual seria carga última da estaca.

A Fig. 3.1 mostra três alternativas de curvas carga-recalque numa prova de carga.

Quando se interrompe a prova de carga num trecho ainda elástico (Fig. 3.1a), o valor da carga última fica difícil de ser determinado corretamente. Quando se estende a prova de carga até esta atingir o início da plastificação do sistema estaca-solo (Fig. 3.1b), a estimativa da carga última é possível de ser realizada. Numa prova de carga quando para um pequeno acréscimo de carga resultar em grandes deformações (Fig. 3.1c), a carga última fica claramente evidenciada, não necessitando de métodos de extrapolação.

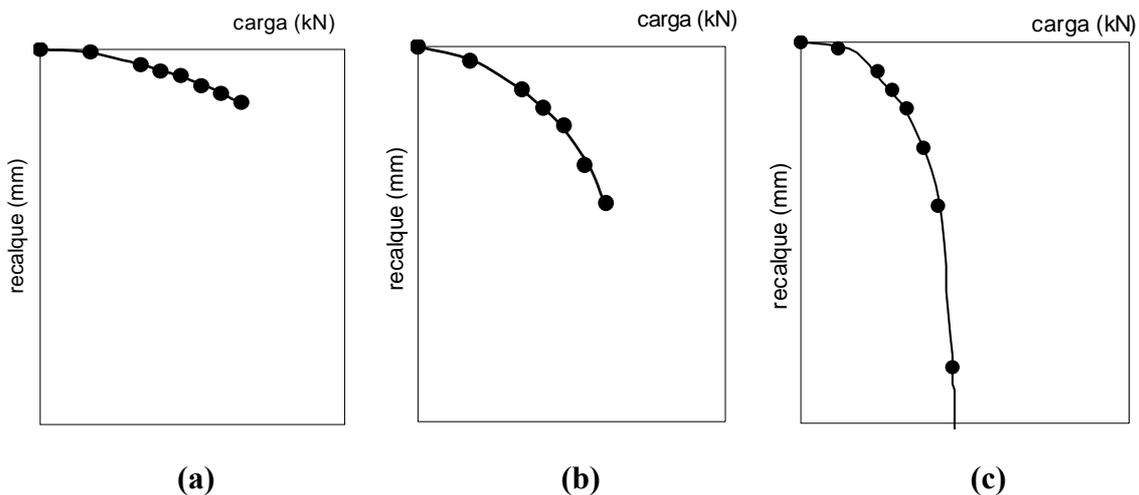


Figura 3.1 – Alternativas de curvas carga-recalque em provas de carga.

Os métodos para determinação da carga última da estaca podem ser subdivididos em quatro grupos: do recalque limite, da deformabilidade limite, da interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e da forma matemática. No primeiro grupo de métodos, a carga última é fixada em função de um valor de recalque máximo, como o método da NBR-6122 (ABNT, 1996). No segundo grupo, a carga última corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca, como exemplo tem-se Brinch-Hansen (apud Fellenius 1980). No terceiro grupo, definem-se duas retas na curva “carga x recalque”, representando as fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, a carga última corresponde ao ponto de interseção das retas, como o método de De Deer (apud Fellenius 1980). O quarto grupo de métodos parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio, a uma curva de formulação conhecida: hiperbólica no método de Chin (1970), exponencial no método de Van Der Veen (1953) e parabólica no método de Mazurkiewicz (1972) (Hachich et al., 1996).

Dos vários métodos existentes na literatura que estimam esta carga última, serão utilizados na dissertação os métodos de Van der Veen (1953) e a proposição da norma NBR-6122 (ABNT, 1996) sendo este último utilizado para efeito comparativo entre a deformação real no ensaio e o máximo sugerido pela norma.

### 3.1.2.1 - Método de Van der Veen (1953)

O método de Van Der Veen (1953), um dos mais utilizado no Brasil, determina a carga última por meio de tentativas. A previsão da carga última é calculada por meio da Eq. 3.19 e Eq. 3.20:

$$P = P_{\text{últ}} \cdot (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (3.19)$$

Onde:

$P$  = carga aplicada;

$P_{\text{últ}}$  = carga última;

$\rho$  = recalque correspondente à carga  $P$ .

Sendo  $\alpha$  definido como:

$$\alpha = \frac{-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}}\right)}{\rho} \quad (3.20)$$

A carga última é obtida arbitrando-se diversos valores de carga última, até que o gráfico “ $-\ln(1-P/P_{\text{últ}}) \times \rho$ ” seja uma reta (ver Fig. 3.2).

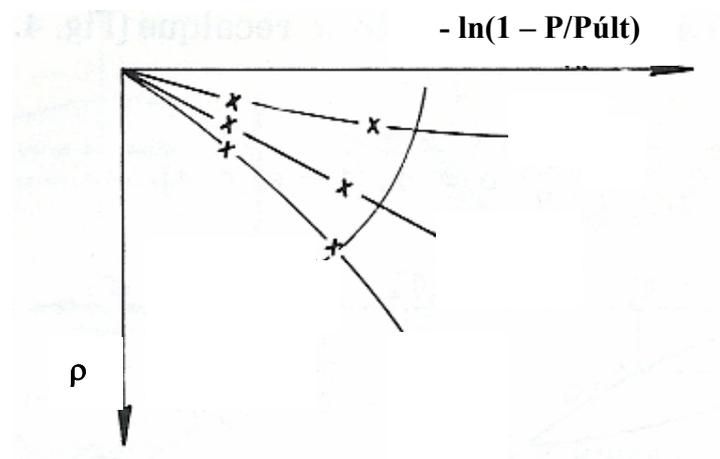


Figura 3.2 – Estimativa de  $P_{\text{últ}}$ .

Verifica-se que quando a prova de carga é interrompida no trecho inicial da curva “carga x recalque”, chamado pseudo-elástico, a extrapolação leva a valores de carga última exagerados. Vários autores, como Vianna & Cintra (2000) e Décourt & Niyama (1994), consideram a extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) confiável somente para estacas cravadas e para provas de carga em que a carga máxima tenha ultrapassado 70% da carga última. Atualmente, vários autores têm utilizado a extrapolação de Van der Veen (1953) também para estacas escavadas, assim como para estacas hélice contínua.

### 3.1.2.2 - Método da NBR-6122 (ABNT, 1996)

Segundo a NBR-6122 (ABNT, 1996), para que se avalie a carga admissível de fundações profundas através de prova de carga, o fator de segurança em relação à carga última deve ser igual a dois.

Na interpretação da prova de carga deve ser considerada a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques ficando a capacidade de carga definida quando ocorre a ruptura do sistema estaca-solo.

Freqüentemente, o ensaio é interrompido prematuramente e a carga última não é atingida, por motivos de custo e de prazos, porque a reação ou o sistema de aplicação de carga é insuficiente, ou porque não se pretende danificar o elemento ensaiado por ser definitivo da fundação da obra.

Quando o ensaio apresenta indefinição da carga última e atinge o estágio viscoplástico, isto é, após o trecho linear, a norma recomenda que a carga última seja determinada por meio de métodos consagrados na mecânica dos solos.

Dentre estes métodos, a norma determina o recalque máximo da fundação, a partir da Eq. 3.21. A 1ª parcela da Eq. 3.21 considera o encurtamento elástico da estaca e a 2ª parcela o recalque máximo do solo.

$$\rho = \frac{P.L}{A.E_p} + \frac{D}{30} \quad (3.21)$$

Onde:

$\rho$  = recalque (em mm);

P = carga aplicada;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

$E_p$  = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro da estaca (em mm).

## **3.2. RECALQUE**

Recalque é todo deslocamento vertical verificado quando uma fundação é solicitada. Os tipos de recalque são divididos em: recalque total, recalque diferencial e distorção angular. O recalque total é aquele que ocorre de maneira uniforme nos pontos de fundação, sendo dividido em recalque imediato e recalque secundário (por adensamento).

Pode-se ter diferenças muito relevantes nos valores do recalque total, principalmente para diferentes tipos de solo e fundações. Quanto ao tipo de solo tem-se, por exemplo, através de uma comparação entre uma argila dura e outra mole, que o recalque imediato é preponderante no primeiro caso e o recalque por adensamento é mínimo para a argila dura e tem bastante relevância para a argila mole. No caso do tipo de fundação, verifica-se que o recalque total em fundações profundas são, em geral, menores que os verificados em fundações rasas.

### **3.2.1. Métodos para Previsão de Recalque em Estacas Isoladas**

Pode-se estimar por diversos métodos o recalque em estacas isoladas, dentre eles destacam-se os Métodos de Transferência de Carga, Métodos Elásticos e os Métodos Numéricos.

O Método de Transferência de Carga proposto por Coyle & Reese (1966), foi bastante utilizado nas décadas de 70 e 80, porém atualmente é pouco utilizado.

Os Métodos Numéricos vêm sendo atualmente bastante utilizados devido sua análise ser bastante prática e fornecer bons resultados. Os principais métodos utilizados são baseados no M.E.F (Método dos Elementos Finitos) e no M.E.C (Método dos Elementos de Contorno). Dentre os programas (“softwares”) mais utilizados na região Centro-Oeste, destacam-se o SIGMA-W (Geoslope, 2002), PLAXIS (Brinkbreve & Vermeer, 2001) e GEOFINE (Fine, 2001), sendo que este último será empregado na dissertação.

Os Métodos Elásticos, baseados na Teoria da Elasticidade, são atualmente os mais empregados na previsão de recalque de estacas. Tais métodos consistem em se dividir a estaca em elementos e tentar encontrar a compatibilidade de deslocamento do solo e da estaca. O deslocamento do solo é calculado usando a equação de Mindlin (1936). A grande diferença entre os métodos é de como discretizar o carregamento ao longo da estaca.

Os Métodos elásticos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) estão descritos a seguir e, serão analisados nesta dissertação para a previsão do recalque em estacas hélice contínua.

### 3.2.1.1 - Método de Poulos & Davis (1980)

Poulos & Davis (1980) desenvolveram para o cálculo de recalques um processo numérico, baseando-se na solução de Mindlin (1936) para calcular a ação da estaca sobre o solo. Nesse método, a estaca é dividida em elementos uniformemente carregados e os esforços atuam na superfície dos elementos das estacas. Para solucionar o problema é imposta compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo adjacente. Os deslocamentos da estaca são obtidos considerando a compressibilidade da estaca sob carga axial e os do solo, através da equação de Mindlin (1936).

A solução inicial era válida somente para estacas incompressíveis, em meio elástico semi-infinito e com coeficiente de Poisson igual a 0,5. Posteriormente foram obtidas soluções para estacas compressíveis, em solo de espessura finita, com ponta em material resistente e para valores de coeficiente de Poisson diferentes de 0,5.

Com base no esquema da Fig. 3.3, são definidos os parâmetros utilizados no cálculo do recalque das estacas.

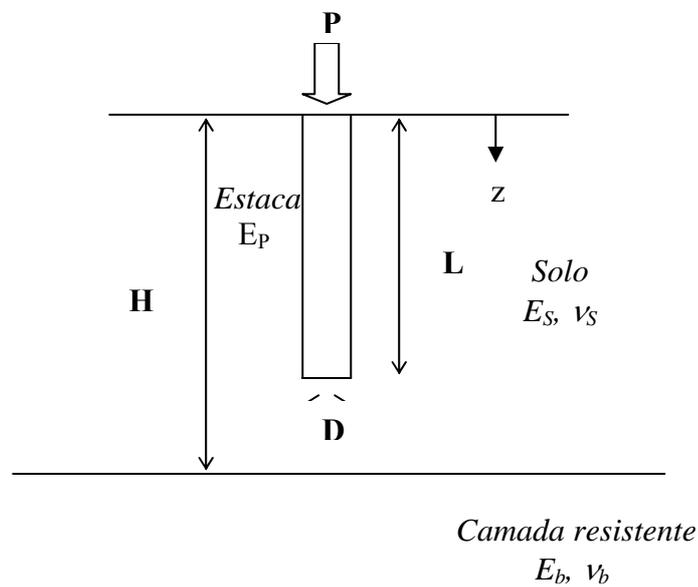


Figura 3.3 – Esquema para obtenção dos parâmetros utilizados no cálculo.

P = carga aplicada;

H = espessura da camada de solo;

L = comprimento da estaca;

D = diâmetro da estaca;

$E_p$  = módulo de elasticidade do material da estaca;

$E_s$  = módulo de elasticidade do solo;

$E_b$  = módulo de elasticidade da camada resistente de solo;

$\nu_s$  = coeficiente de Poisson do solo;

$\nu_b$  = coeficiente de Poisson da camada resistente de solo.

O valor de K é determinado de acordo com a Eq. 3.22:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \cdot R_A \quad (3.22)$$

Onde:

K = rigidez relativa do material da estaca em relação ao solo;

$E_p$  = módulo de elasticidade do material da estaca;

$E_s$  = módulo de elasticidade do solo;

$R_A$  = relação entre a área da estaca e sua área circunscrita, onde  $R_A=1$  para seção cheia.

Os autores relatam que o recalque no topo da estaca pode ser expresso, com precisão suficiente, em termos do recalque de uma estaca incompressível no semi-espaço, com fatores de correção para os efeitos da compressibilidade da estaca compressível, e assim por diante. Para isso é feita a consideração de uma massa de solo homogênea e os parâmetros do solo, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, constantes.

É realizada uma análise dos recalques de estacas isoladas, sendo estas flutuantes ou de ponta.

Estacas flutuantes são aquelas em que a estaca está situada dentro da massa de solo. O valor do recalque de uma estaca flutuante é dado pela seguinte expressão:

$$\rho = \frac{P \cdot I_F}{E_s \cdot D} \quad (3.23)$$

Onde:

$\rho$  = recalque da estaca;

P = carga axial aplicada;

$$I_F = I_0 \cdot R_K \cdot R_h \cdot R_v;$$

$I_0$  = fator de influência do recalque para estaca incompressível na massa semi-infinita, para  $\nu_s = 0,5$ ;

$R_K$  = fator de correção para a compressibilidade da estaca;

$R_h$  = fator de correção para profundidade finita da camada sobre uma base rígida;

$R_v$  = correção para o coeficiente de Poisson do solo ( $\nu_s$ );

$E_s$  = módulo de elasticidade do solo;

$D$  = diâmetro da estaca.

Estacas de ponta são aquelas em que a estaca está apoiada em uma camada resistente de solo, ou seja, numa base rígida. O valor do recalque de uma estaca de ponta é dado pela Eq. 3.23, porém, substitui-se  $I_F$  por  $I_P$ . Sendo que  $I_P = I_0 \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_v$ , onde  $R_b$  é o fator de correção para rigidez da camada de apoio. A obtenção dos valores de  $I_0$ ,  $R_K$ ,  $R_v$ ,  $R_h$  e  $R_b$  são feitas com base em ábacos apresentados por Poulos & Davis (1980).

### 3.2.1.2 - Método de Randolph & Wroth (1978)

Randolph & Wroth (1978) separaram inicialmente as cargas transferidas pela base e pelo fuste para calcular os recalques e em seguida juntaram os dois efeitos. Por esse método, o solo é dividido em duas camadas, por um plano que passa pelo nível da ponta da estaca conforme indicado na Fig. 3.4. Admite-se que a camada superior se deforma exclusivamente devido à carga transferida pelo fuste e a camada inferior exclusivamente devido à carga transferida pela base.

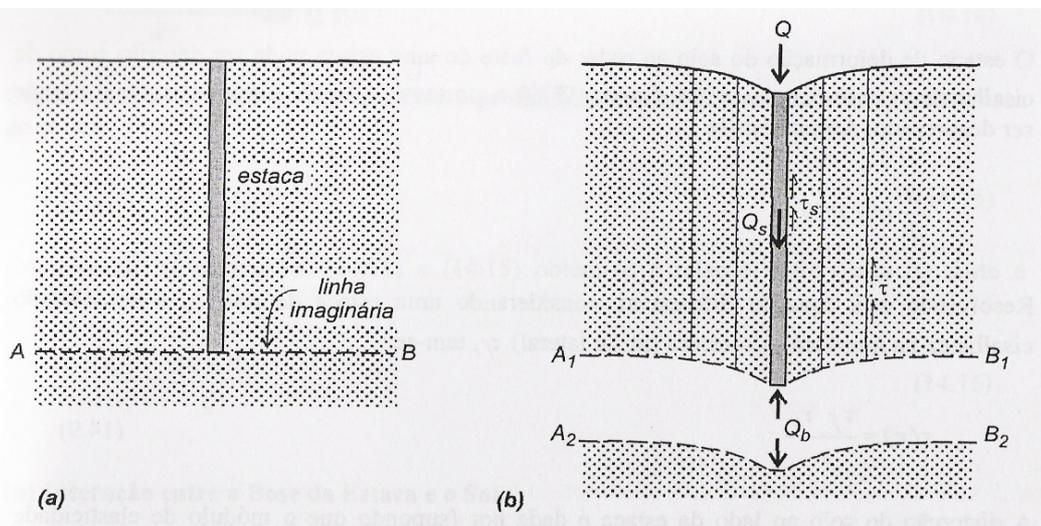


Figura 3.4 – Separação das camadas de solo pelo método de Randolph e Wroth (Velloso & Lopes, 2002).

Considerando-se apenas interação entre o fuste da estaca e o solo, obteve-se a Eq. 3.24:

$$\frac{P_m}{w_m} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G_m}{\zeta} \quad (3.24)$$

Onde:

$G$  = módulo de elasticidade transversal, definido em função do módulo de elasticidade longitudinal e do coeficiente de Poisson conforme Eq. 3.25:

$$G_m = \frac{E_m}{2 \cdot (1 - \nu)} \quad (3.25)$$

$\zeta$  é definido pela Eq. 3.26:

$$\zeta = \ln(r_m / r_0) \quad (3.26)$$

Onde:

$r_m$  = raio máximo, definido pela Eq. 3.27:

$$r_m = 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu) \quad (3.27)$$

$r_0$  = raio da estaca.

O índice  $m$  (em  $w_m$ ,  $G_m$ ,  $P_m$ ,  $E_m$ ) refere-se a uma média ao longo do fuste.

Considerando-se somente a interação entre a base da estaca e o solo, obteve-se a Eq. 3.28:

$$w_b = \frac{(1 - \nu) \cdot P_b}{4 \cdot r_0 \cdot G_b} \quad (3.28)$$

O índice  $b$  se refere ao solo abaixo da ponta da estaca. Considerando-se estaca rígida valem as Eq. 3.29 e 3.30:

$$w = w_m + w_b \quad (3.29)$$

$$P = P_m + P_b \quad (3.30)$$

De onde vem a relação carga-recalque dada pela Eq. 3.31:

$$\frac{P}{w \cdot r_0} = \frac{4 \cdot G_b}{1 - \nu} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G_m}{\zeta \cdot r_0} \quad (3.31)$$

A partir dessas equações, foram encontradas soluções para estacas compressíveis, solos com casos simples de heterogeneidade, aumento abrupto do módulo cisalhante (G) abaixo da ponta da estaca e estacas com base alargada, chegando à solução completa, fornecida pela Eq. 3.32:

$$\frac{P_t}{G_l \cdot r \cdot w_t} = \frac{\frac{4\eta}{(1-\nu) \cdot \xi} + \rho_R \frac{2\pi \cdot \operatorname{tgh}(\mu L) \cdot L}{\zeta \cdot \mu L \cdot r_0}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \cdot \frac{4\eta}{(1-\nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\operatorname{tgh}(\mu L) \cdot L}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}} \quad (3.32)$$

Onde:

$P_t$  = carga no topo da estaca;

$w_t$  = recalque no topo da estaca;

$G_l$  = módulo cisalhante do solo a uma profundidade  $Z=L$ ;

$L$  = comprimento da estaca;

$r_0$  = raio da estaca;

$\eta = r_b/r_0$ ,  $r_b$  = raio da ponta da estaca;

$\xi = G_l/G_b$ ,  $G_b$  = módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;

$\rho_R = G_m/G_l$ ,  $G_m$  = módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;

$\lambda = E_p/G_l$ ,  $E_p$  = módulo de elasticidade do material da estaca;

$\zeta = \ln(r_m/r_0)$ ;

$r_m = L \{0,25 + \xi [2,5\rho(1-\nu) - 0,25]\}$ ;

$\mu L = \frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2}{\xi\lambda}}$ ,  $\mu L$  entra na equação em rad.

## CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA

### 4.1 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DE ALONSO (2000a, 2002, 2004)

A análise utilizada na dissertação foi baseada num banco de dados organizados por Alonso (2000a, 2002, 2004), de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua monitorada. No total foram ensaiadas 275 estacas, das quais 202 foram à compressão, 51 à tração e 22 à esforço horizontal.

Para fins desta dissertação foram utilizadas apenas as provas de carga submetidas à compressão.

Para o conjunto de 202 provas de carga estáticas à compressão são fornecidas as características geométricas da estaca (diâmetro e comprimento), assim como as informações do seu comportamento carga-recalque. É fornecida também a identificação do perfil de solo através da sondagem tipo SPT (Standation Penetration Test) e em alguns casos com medida de torque (SPT-T), realizadas nas proximidades das provas de carga.

As provas de carga foram realizadas em 14 estados, cuja distribuição geográfica é apresentada na Fig. 4.1.

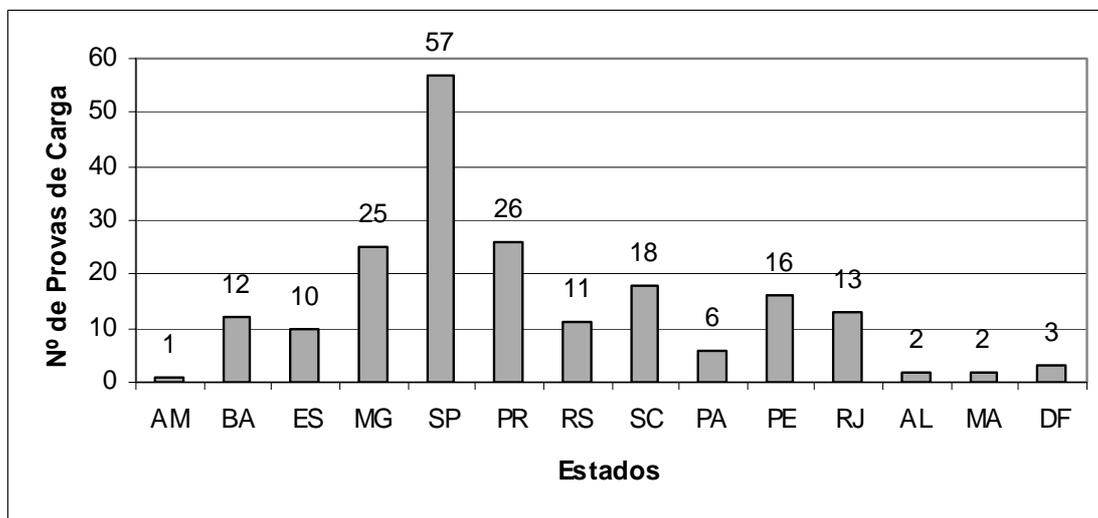


Figura 4.1 – Localização das 202 provas de Carga.

Na Tab. 4.1 são apresentadas a localização as características geométricas e a carga máxima de ensaio das provas de carga (PC) realizadas. As provas de carga de PC-01 a PC-99 constam na publicação de Alonso (2000a), de PC-100 a PC-148 em Alonso (2002) e de PC-149 a PC-202 em Alonso (2004).

Tabela 4.1 – Características das 202 provas de carga (Alonso, 2000a, 2002, 2004).

<b>PC</b>	<b>Estado</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>
1	SP	35	11,55	33,00	1320
2	SP	35	8,59	24,54	940
3	SP	60	16,04	26,73	2600
4	SP	70	14,67	20,96	4400
5	SP	60	16,10	26,83	3630
6	PR	35	19,00	54,29	1200
7	PR	40	14,10	35,25	1600
8	PR	50	15,40	30,80	2000
9	PR	35	20,20	57,71	1200
10	PR	35	20,20	57,71	1200
11	PR	35	19,60	56,00	1000
12	SP	40	15,00	37,50	1600
13	RS	40	16,04	40,10	1200
14	RS	60	27,00	45,00	3600
15	PR	50	17,00	34,00	2000
16	RS	40	9,07	22,68	1450
17	RS	50	12,03	24,06	1700
18	RS	50	12,03	24,06	1900
19	SC	50	12,85	25,70	2000
20	PR	50	12,00	24,00	2000
21	SP	80	11,83	14,79	4140
22	PR	50	21,12	42,24	2280
23	SP	70	17,00	24,29	4290
24	MG	70	23,00	32,86	3270
25	PR	35	6,00	17,14	980
26	PR	35	7,00	20,00	1400
27	PR	40	11,40	28,50	1307
28	PR	40	11,40	28,50	2277
29	SP	35	7,50	21,43	640
30	SP	43	7,50	17,44	820
31	RS	40	12,00	30,00	1600
32	RS	40	11,00	27,50	800
33	SP	60	11,46	19,10	2070
34	SP	60	11,81	19,68	2040
35	RJ	60	13,50	22,50	2660
36	RJ	60	13,50	22,50	2800
37	RJ	60	14,50	24,17	2800
38	RJ	60	14,50	24,17	2800
39	RJ	35	11,00	31,43	1200
40	RJ	50	11,00	22,00	2000
41	SP	50	13,00	26,00	2200
42	SP	50	21,00	42,00	2200
43	MG	60	18,75	31,25	2500
44	MG	60	18,75	31,25	2500
45	MG	40	17,00	42,50	820

Tabela 4.1 – continuação.

<b>PC</b>	<b>Estado</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>
46	RJ	50	22,00	44,00	2400
47	MG	40	14,25	35,63	1280
48	SP	40	13,00	32,50	1600
49	MG	50	18,00	36,00	2200
50	MG	50	18,00	36,00	2200
51	RJ	70	19,00	27,14	2850
52	SP	70	16,00	22,86	3090
53	SP	50	13,00	26,00	1500
54	SP	50	9,30	18,60	1500
55	SP	70	18,40	26,29	4000
56	SP	70	18,40	26,29	4000
57	SP	70	15,80	22,57	2800
58	SP	70	23,00	32,86	2800
59	SP	70	24,00	34,29	4800
60	SP	70	13,00	18,57	2130
61	SP	50	15,00	30,00	2000
62	SC	60	16,57	27,62	2000
63	ES	70	23,00	32,86	2350
64	SP	50	12,00	24,00	1560
65	SC	70	6,21	8,87	1960
66	RS	50	18,50	37,00	2450
67	SP	25	9,44	37,76	500
68	SP	25	8,50	34,00	500
69	SP	25	12,00	48,00	500
70	SP	25	14,00	56,00	560
71	SP	25	15,00	60,00	590
72	SP	25	15,00	60,00	590
73	ES	50	26,50	53,00	2100
74	ES	50	22,00	44,00	2600
75	RS	50	19,00	38,00	2030
76	MG	40	23,00	57,50	1540
77	ES	70	11,50	16,43	2600
78	MG	35	7,00	20,00	700
79	MG	35	7,00	20,00	650
80	MG	35	10,00	28,57	792
81	MG	60	15,50	25,83	2700
82	MG	60	16,00	26,67	2600
83	SP	40	16,00	40,00	1600
84	PR	50	12,20	24,40	1800
85	SP	30	17,80	59,33	600
86	SP	30	17,80	59,33	1160
87	PE	50	21,00	42,00	2000
88	PE	40	20,00	50,00	1200
89	PR	40	10,50	26,25	1260
90	PR	40	7,80	19,50	720
91	PR	40	14,50	36,25	1260

Tabela 4.1 – continuação.

<b>PC</b>	<b>Estado</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>
92	PR	40	12,50	31,25	1260
93	PR	50	19,00	38,00	1800
94	AM	50	17,40	34,80	1040
95	BA	50	14,00	28,00	2030
96	BA	50	14,50	29,00	2030
97	BA	50	17,00	34,00	2030
98	BA	50	16,00	32,00	2030
99	SP	35	14,00	40,00	1200
100	SP	50	13,75	27,50	2030
101	SP	50	12,00	24,00	3080
102	SP	80	11,00	13,75	4620
103	SP	40	12,00	30,00	1920
104	SP	80	14,60	18,25	4000
105	SP	40	19,50	48,75	1600
106	SP	25	11,00	44,00	600
107	BA	40	15,44	38,60	1060
108	BA	40	11,52	28,80	1200
109	BA	50	8,48	16,96	1200
110	RS	60	22,00	36,67	3320
111	RS	60	22,00	36,67	3600
112	PR	50	14,50	29,00	2030
113	DF	100	14,70	14,70	8530
114	SC	50	21,00	42,00	2020
115	SP	50	17,00	34,00	1600
116	PR	50	15,80	31,60	2310
117	SP	60	17,25	28,75	2450
118	SP	40	12,50	31,25	1280
119	ES	60	16,00	26,67	2570
120	ES	40	16,00	40,00	1310
121	ES	70	19,00	27,14	2400
122	ES	70	18,00	25,71	2600
123	ES	60	15,00	25,00	2570
124	SP	50	12,00	24,00	1880
125	SP	70	19,50	27,86	2400
126	SP	50	9,00	18,00	2600
127	SP	100	21,50	21,50	10000
128	BA	25	10,00	40,00	500
129	BA	35	11,00	31,43	800
130	SP	60	16,00	26,67	1600
131	SP	60	12,00	20,00	1600
132	MG	50	17,00	34,00	2600
133	SC	50	17,00	34,00	2260
134	SC	50	17,00	34,00	2110
135	SC	50	13,50	27,00	1650
136	SC	40	14,50	36,25	1220
137	MG	30	14,00	46,67	500

Tabela 4.1 – continuação.

<b>PC</b>	<b>Estado</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>
138	MG	30	14,00	46,67	300
139	MG	30	14,00	46,67	300
140	MG	30	14,00	46,67	300
141	MG	30	14,00	46,67	300
142	MG	30	14,00	46,67	500
143	MA	90	16,70	18,56	5200
144	MA	90	16,50	18,33	5200
145	RJ	30	12,00	40,00	810
146	RJ	40	12,00	30,00	1610
147	AL	25	12,00	48,00	460
148	AL	25	12,00	48,00	450
149	SC	50	28,00	56,00	2020
150	SC	50	28,00	56,00	2020
151	SC	50	28,00	56,00	2020
152	SC	30	10,00	33,33	410
153	SC	50	27,50	55,00	2550
154	SC	35	25,00	71,43	1220
155	SC	35	25,00	71,43	1080
156	SC	50	24,50	49,00	2020
157	DF	40	17,00	42,50	1600
158	DF	30	20,00	66,67	900
159	RJ	35	21,00	60,00	1220
160	SC	50	20,50	41,00	2400
161	SC	50	12,50	25,00	2600
162	SP	22	13,00	59,09	400
163	PE	50	27,00	54,00	2200
164	PE	50	27,70	55,40	2200
165	PE	50	27,00	54,00	2480
166	PE	60	27,00	45,00	2630
167	PE	50	27,00	54,00	2480
168	SP	35	12,40	35,43	910
169	PA	35	14,00	40,00	1200
170	PA	35	14,00	40,00	1200
171	PA	45	14,00	31,11	1800
172	PA	45	14,00	31,11	1800
173	PA	50	15,00	30,00	2600
174	PA	50	16,00	32,00	2600
175	PE	50	20,00	40,00	2155
176	PE	40	20,50	51,25	1020
177	PE	50	21,00	42,00	1900
178	PE	50	21,00	42,00	2260
179	PE	50	20,50	41,00	2500
180	PE	50	16,50	33,00	2600
181	PE	70	17,00	24,29	4800
182	PE	40	14,00	35,00	2000
183	PE	60	18,00	30,00	3200

Tabela 4.1 – continuação.

<b>PC</b>	<b>Estado</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>
184	BA	50	18,60	37,20	2600
185	MG	40	15,02	37,55	1200
186	MG	50	11,20	22,40	1800
187	MG	40	7,71	19,28	1200
188	MG	50	17,53	35,06	1800
189	MG	40	18,20	45,50	1200
190	SP	40	9,00	22,50	600
191	RJ	60	25,00	41,67	1600
192	RJ	60	28,00	46,67	2000
193	PR	40	8,65	21,63	1300
194	PR	35	8,00	22,86	900
195	PR	40	10,30	25,75	1000
196	PR	40	8,60	21,50	1230
197	PR	40	10,40	26,00	1200
198	SP	60	27,00	45,00	2200
199	SP	60	24,00	40,00	2800
200	BA	80	16,40	20,50	5500
201	BA	40	10,00	25,00	1200
202	ES	50	16,00	32,00	1800

Destas 202 provas de carga citadas na Tab. 4.1, foram retiradas as PC-80 e PC-81 pelo fato de serem ensaiadas com célula hidrodinâmica denominada expancell, diferentemente das demais, ensaiadas à compressão. Retiraram-se também da análise do banco de dados as provas de carga PC-113, PC-157 e PC-158 pelo fato de se situarem no Distrito Federal, sendo estas separadas para a avaliação regional deste trabalho.

Com isso o banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) utilizado na dissertação será constituído de 197 provas de carga e foi denominado de “banco de dados de Alonso”.

As Fig. 4.2 e 4.3 mostram, respectivamente, em termos de faixas do diâmetro e da relação L/D, a distribuição das 197 provas de carga. Verifica-se na Fig. 4.2 que a faixa predominante das estacas do banco de dados encontra-se entre os diâmetros 35 e 50 cm totalizando 63,5%. A partir da Fig. 4.3 pode se verificar que a faixa predominante das estacas do banco de dados encontra-se entre as relações de L/D igual a 20 e 40 num total de 58,9%.

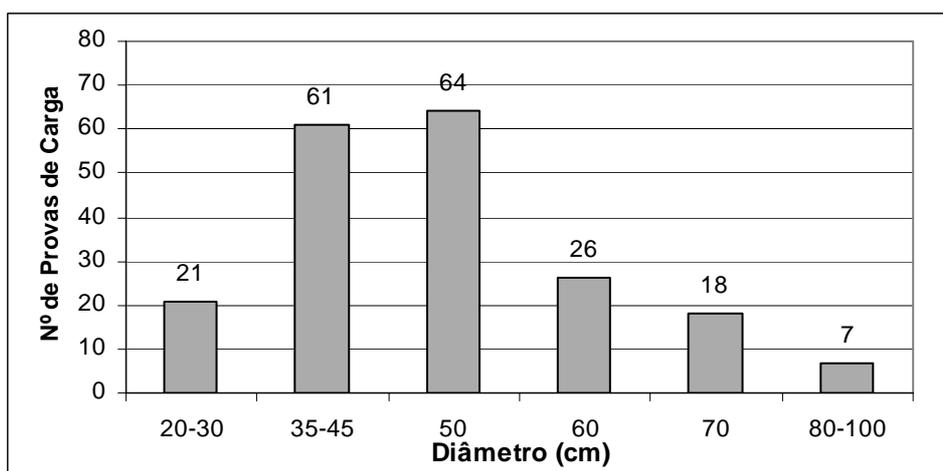


Figura 4.2 - Distribuição das 197 provas de carga em função do diâmetro.

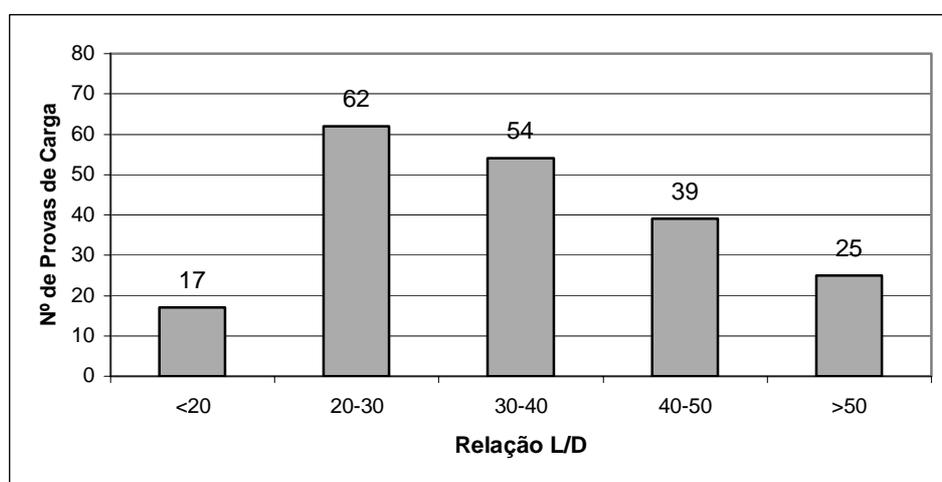


Figura 4.3 - Distribuição das 197 provas de carga em função da relação L/D.

Com base neste representativo conjunto de 197 provas de carga, pretende-se verificar o comportamento em termos de carga e recalque em estacas hélice contínua, em função de suas características próprias na execução e das propriedades do solo em que a estaca está instalada.

#### 4.1.1 - Capacidade de Carga

Com os resultados das provas de carga, foram traçadas as curvas “carga x recalque” das 197 provas de carga do banco de Alonso (2000a, 2002, 2004), sendo apresentadas no Apêndice A. Analisando tais curvas verificou-se que, na maioria das provas de carga, o carregamento aplicado não permitiu às estacas deslocamentos expressivos que pudessem configurar a ocorrência da carga última do sistema solo-estaca.

Dentre as curvas analisadas, foram selecionadas as provas de carga em que a curva carga-recalque apresentou carga última bem definida, ou seja, aumento expressivo do recalque com pequeno ou nenhum acréscimo de carga (Vargas, 1977). Este grupo será denominado de “grupo utilizado” e foi composto de 60 provas de carga.

Para este “grupo utilizado”, conforme exemplo da Fig. 4.4, determinou-se a carga última pelos métodos de Van der Veen (1953) e pela proposição da NBR 6122 (ABNT, 1996), sendo este último utilizado para efeito comparativo em função da deformação limite. Decidiu-se por utilizar o método de Van der Veen (1953) pelo fato de ao se verificar as provas de carga com curva carga-recalque bem definida do banco de dados analisado, tal método conseguia determinar bem o valor da carga última. As correspondentes curvas carga-recalque destas provas de carga encontram-se no Apêndice A e os valores das cargas últimas estimadas por Van der Veen (1953) estão apresentados na Tab. 4.2.

Com o intuito de comparar os valores máximos de carga aplicados em cada prova de carga, foram traçadas linhas relativas à resistência estrutural da estaca permitida pelas normas NBR-6122 (ABNT, 1996) e NBR-6118 (ABNT, 2003). A linha cheia representa a resistência estrutural de projeto do concreto da estaca ( $P_{cp}$ ), incluindo todos os fatores de redução e majoração sugeridos pela norma NBR-6118 (ABNT, 2003), e mostrado na seção 4.1.1.1. As linhas traço e ponto ( $1,5P_{cp}$ ) e tracejada ( $2P_{cp}$ ) representam, respectivamente, esta resistência máxima de projeto acrescida de 50 e 100% (ver Fig. 4.4 e Fig. 4.5). Utilizou-se estas porcentagem, representando uma vez e meia e o dobro da resistência estrutural de projeto da estaca, para efeito comparativo da carga máxima do ensaio com esta resistência.

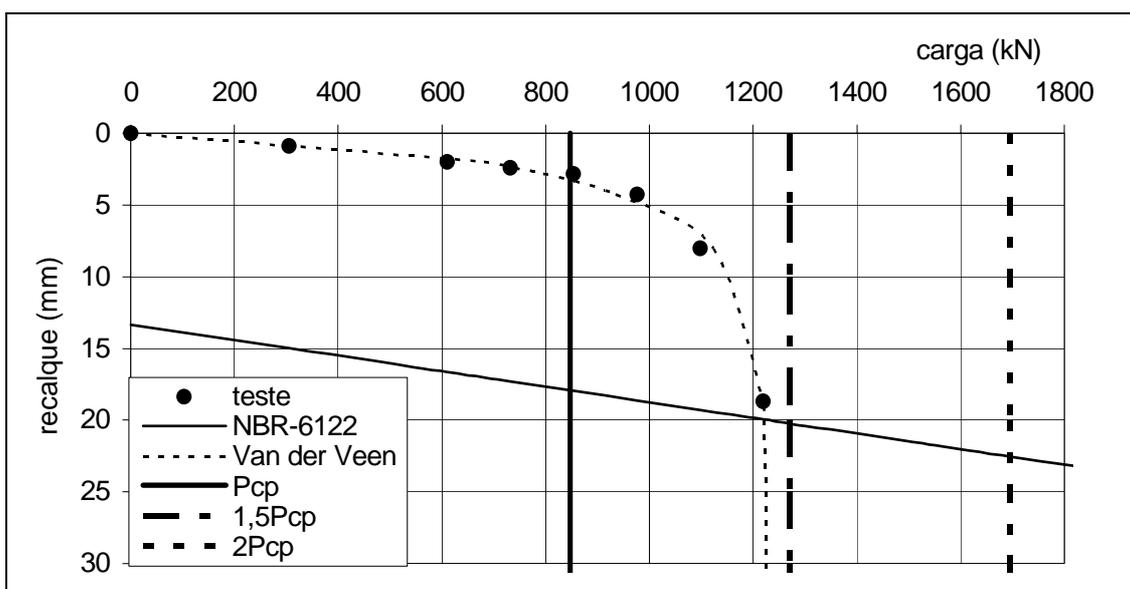


Figura 4.4 - Exemplo de curva carga x recalque com curva carga-recalque bem definida.

Tabela 4.2 – Carga última estimada por Van der Veen (1953) para as 60 provas de carga.

<b>PC</b>	<b>Estado</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>	<b>Carga Última - Van Der Veen (kN)</b>
3	SP	60	16,04	27	2600	2800
5	SP	60	16,10	27	3630	3680
11	SP	35	19,60	56	1000	1020
17	RS	50	12,03	24	1700	1750
18	RS	50	12,03	24	1900	1950
19	SC	50	12,85	26	2000	2150
21	SP	80	11,83	15	4140	4380
23	SP	70	17,00	24	4290	4440
25	PR	35	6,00	17	980	1000
26	PR	35	7,00	20	1400	1440
27	PR	40	11,40	29	1307	1310
29	SP	35	7,50	21	640	670
30	SP	43	7,50	17	820	900
33	SP	60	11,46	19	2070	2240
35	RJ	60	13,50	23	2660	2800
36	RJ	60	13,50	23	2800	3150
37	RJ	60	14,50	24	2080	2130
39	RJ	35	11,00	31	1200	1400
40	RJ	50	11,00	22	2000	2300
41	SP	50	13,00	26	2200	2250
44	MG	60	18,75	31	2500	2950
52	SP	70	16,00	23	3090	3250
55	SP	70	18,40	26	4000	4050
57	SP	70	15,80	23	2800	2850
58	SP	70	23,00	33	2800	3140
59	SP	70	24,00	34	4800	4860
61	SP	50	15,00	30	2000	2100
64	SP	50	12,00	24	1560	1600
67	SP	25	9,44	38	500	560
69	SP	25	12,00	48	500	600
70	SP	25	14,00	56	560	605
78	MG	35	7,00	20	700	705
79	MG	35	7,00	20	650	660
84	PR	50	12,20	24	1800	1805
87	PE	50	21,00	42	2000	2150
88	PE	40	20,00	50	1200	1500
90	PR	40	7,80	20	648	665
99	SP	35	14,00	40	1200	1250
104	SP	80	14,60	18	4000	4060
117	SP	60	17,25	29	2450	2500
118	SP	40	12,50	31	1280	1300
125	SP	70	19,50	28	2400	2630
126	SP	50	9,00	18	2600	2850

Tabela 4.2 – continuação.

127	SP	100	21,50	22	10000	10060
130	SP	60	16,00	27	1600	1680
131	MG	60	12,00	20	1600	1850
135	SC	50	13,50	27	1650	1655
136	SC	40	14,50	36	1220	1225
144	RJ	90	16,50	18	5200	5800
160	SC	50	20,5	41	2400	2650
169	PA	35	14	40	1200	1350
170	PA	35	14	40	1200	1230
171	PA	45	14	31	1600	1650
172	PA	45	14	31	1600	1650
173	PA	50	15	30	2600	2850
175	PE	50	20	40	2155	2180
183	PE	60	18	30	3200	3450
192	RJ	60	28	47	2000	2200
196	PR	40	8,6	22	1230	1231
200	BA	80	16,4	21	5500	5600

As provas de carga que não apresentaram curva carga-recalque bem definida, conforme exemplo da Fig.4.5, foram denominados de “grupo descartado”, sendo este composto de 137 provas de carga. Estas provas de carga encontram-se no Apêndice A.

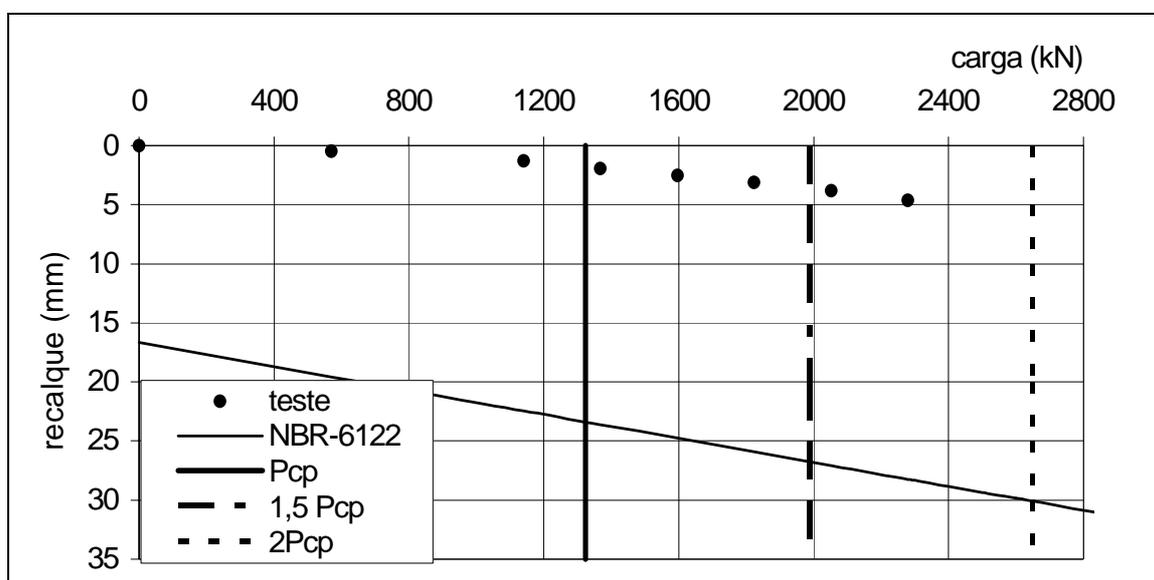


Figura 4.5 - Exemplo de curva carga x recalque com curva carga-recalque mal definida.

#### 4.1.1.1 - Cálculo da Resistência Estrutural de Projeto da Estaca

A resistência estrutural de projeto à compressão de estacas hélice contínua não armadas é obtida de forma semelhante à resistência de um pilar submetido à compressão simples com seção nula de aço, sendo obtida a partir da Eq. 4.1:

$$\gamma_f \cdot N_C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c \quad (4.1)$$

Reescrevendo em termos de tensão a Eq. 4.1, chega-se a Eq. 4.2.

$$\sigma_{proj} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c} \quad (4.2)$$

Onde:

$\sigma_{proj}$  : resistência estrutural de projeto da estaca;

$A_c$  : área de concreto da estaca;

$f_{ck}$  : resistência característica à compressão do concreto;

$\gamma_f$  : coeficiente de majoração da carga;

$\gamma_c$  : coeficiente de minoração da resistência do concreto.

Para a estaca hélice contínua são adotados os valores de:  $f_{ck} = 20$  MPa,  $\gamma_f = 1,4$  e  $\gamma_c = 1,8$ . Logo o valor da resistência estrutural de projeto da estaca ( $\sigma_{proj}$ ) é de aproximadamente 6,746 MPa.

#### 4.1.1.2 - Métodos Semi-Empíricos

Após relacionadas as 60 provas de carga, verificou-se que em duas provas de carga (PC-127 e PC-144) as estacas possuíam diâmetros de 100 e 90 cm, respectivamente. Por se entender que estas estacas possuem uma faixa de diâmetro pouco utilizado na prática, optou-se por retirá-las da análise dos métodos semi-empíricos. Outra abordagem que contribuiu para a retirada das duas provas de carga é a de que estas são as únicas estacas que possuem diâmetros de 90 e 100 cm, não possuindo um conjunto de dados representativo para se realizar uma análise coerente.

Com isso para a análise da capacidade dos métodos semi-empíricos na previsão da carga última das estacas hélice contínua, será utilizado um conjunto de 58 provas de carga.

A Fig. 4.6 mostra a distribuição geográfica das 58 provas de carga. As distribuições em termos de diâmetro e da relação L/D das 58 provas de carga, são mostradas, respectivamente, nas Fig.4.7 e 4.8.

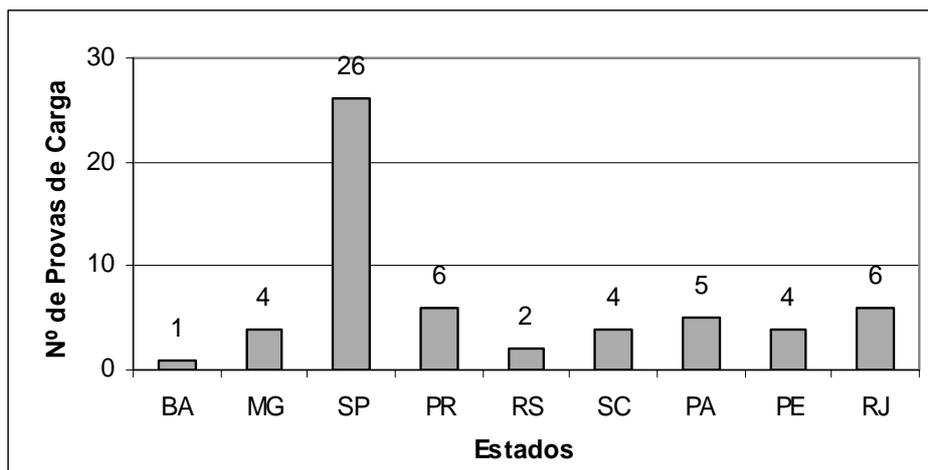


Figura 4.6 – Localização das 58 provas de carga.

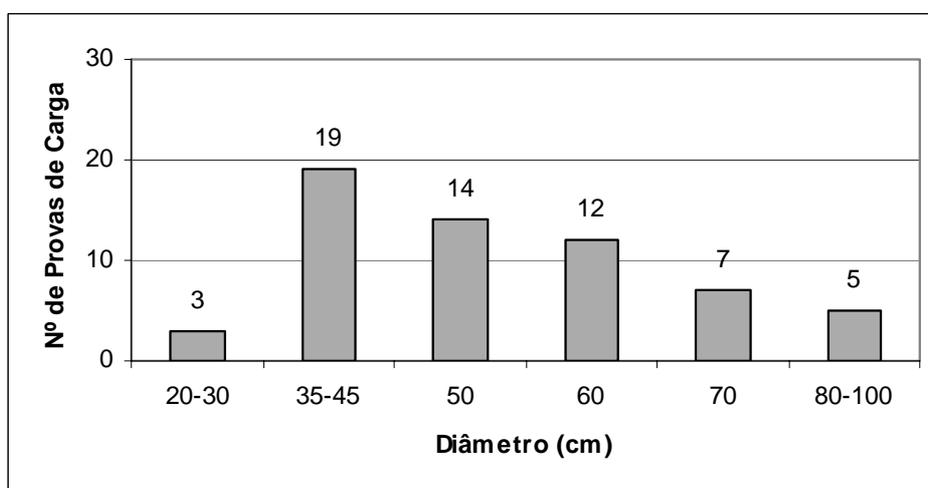


Figura 4.7 - Distribuição das 58 provas de carga em função do diâmetro.

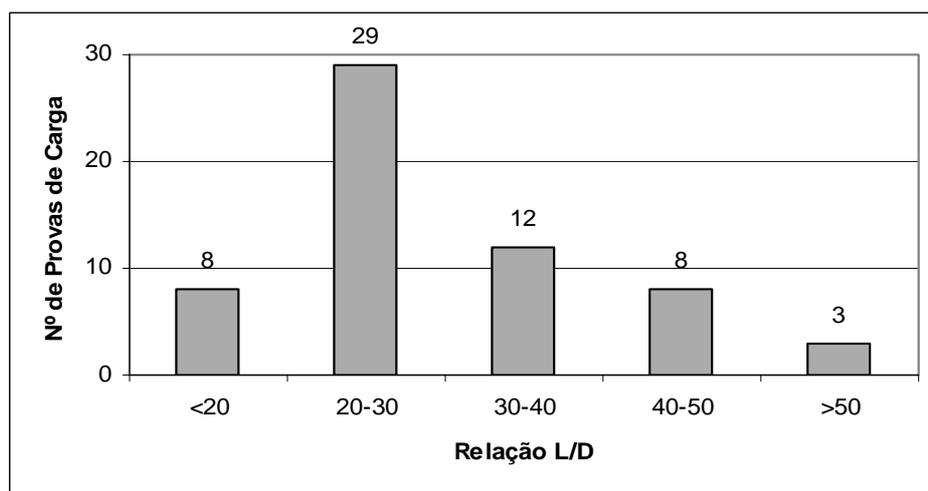


Figura 4.8 – Distribuição das 58 provas de carga em função da relação L/D.

Na Fig. 4.6 verifica-se que a grande concentração das provas de carga para a análise dos métodos semi-empíricos encontra-se no estado de São Paulo, representando 44,8% do total, e o restante distribuído em oito estados. A partir da Fig. 4.7 nota-se que a faixa de

diâmetro encontra-se bem distribuída, concentrando-se entre 35 e 60 cm. Da Fig. 4.8 pode-se verificar que a relação  $L/D$  situa-se, na metade dos casos, na faixa entre 20 a 30.

Nesta dissertação serão analisados os seguintes métodos específicos para estacas hélice contínua: Antunes & Cabral (1996), Alonso (1996), Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996), Kárez & Rocha (2000), Vorcaro & Velloso (2000) e Gotlieb et al. (2000).

O método de Aoki & Velloso (1975) foi também analisado com o intuito de se verificar a aplicabilidade dos parâmetros de estaca escavada para estacas hélice contínua. Tentou-se analisar o método tradicional de Pedro Paulo Velloso (Velloso, 1981), porém devido às informações serem restritas aos tipos de solos encontrados principalmente no Estado do Rio de Janeiro, decidiu-se por não analisar este método.

Todos os métodos utilizados foram baseados em suas relações com o ensaio SPT, excetuando-se o método de Alonso (1996) baseado no SPT-T.

Para a análise do método de Alonso (1996) foram selecionadas, dentre as 58 provas de carga com sondagem SPT citadas acima, aquelas que possuíam aplicação de torque, ou seja, 14 provas de carga citadas a seguir: 3; 11; 17; 18; 19; 25; 26; 33; 41; 78; 79; 84; 130 e 131.

Alguns critérios foram adotados para calcular a capacidade de carga das estacas pelos métodos propostos, levando em consideração o bulbo de tensões que se desenvolve na ponta da estaca:

- valores de  $N_{SPT}$  superiores a 50 ou impenetrável foram considerados iguais a 50;
- para as camadas que não tinham os valores do  $N_{SPT}$  e as características do solo, consideraram-se os valores da camada anterior;
- para o cálculo da resistência de ponta dos métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996), Alonso (1996), Antunes & Cabral (1996), Kárez & Rocha (2000), Vorcaro & Velloso (2000) e Gotlieb et al. (2000), somou-se ao comprimento da estaca ( $L$ ) a metade do diâmetro ( $D/2$ ). E observaram-se as seguintes condições:
  - se,  $L+D/2 <$  Profundidade inteira subsequente:
    - ✓ adotou-se como o  $N_{SPT}$  da ponta o valor relativo ao da camada onde a ponta da estaca estava apoiada.
  - senão, adotou-se o  $N_{SPT}$  da camada seguinte.

Estatisticamente foram verificados, além dos coeficientes sugeridos pelos autores de cada método, uma série de outros valores a fim de obter o melhor desempenho em cada método com base neste conjunto de dados. A análise foi feita conforme exemplo da Fig. 4.9.

- para cada prova de carga com curva carga-recalque bem definida, plotou-se um ponto com coordenadas definidas pelo valor da carga última estimada por Van der Veen (1953) e o correspondente valor para o método semi-empírico analisado com seus respectivos parâmetros;
- na análise dos gráficos, além da reta de ajuste dos pontos, plotou-se uma reta de igualdade, que corresponderia ao desejável (valores “calculados” iguais aos “medidos”), e duas retas correspondentes a um desvio de  $\pm 10\%$  em relação à reta de igualdade, delimitando uma faixa de aceitação, denominada “zona de acerto”. O valor de  $\pm 10\%$  foi um critério pessoal adotado por se entender ser uma faixa próxima do desejável;
- para a avaliação do desempenho dos métodos de Antunes & Cabral (1996), Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996), Kárez & Rocha (2000), Vorcaro & Velloso (2000) e Gotlieb et al. (2000), foram considerados como válidas as análises cujos resultados de capacidade de carga apresentam até 5,17% do conjunto de 58 provas de carga, ou seja, um máximo de três provas de carga, com valores abaixo da reta de desvio de menos 10% (previsão ultrapassando em mais de 10% o valor de carga última). Para avaliar o desempenho do método de Alonso (1996) foram considerados como válidos os coeficientes cujos resultados de capacidade de carga apresentar até 7,14% do conjunto de 14 provas de carga, ou seja, até no máximo uma prova de carga com a previsão superando a carga última em mais de 10% (pontos a direita da linha vermelha). Utilizou-se estas porcentagens próximas de 5% por se considerar como um erro máximo dos métodos e, para o método de Alonso (1996) uma porcentagem um pouco maior face ao pequeno conjunto existente possuindo no máximo um ponto abaixo da reta -10% ;
- para se verificar a “confiabilidade” de cada método, definiu-se o “grau de confiabilidade” como sendo a quantidade ou porcentagem de pontos acima da reta de desvio de menos 10% (previsão ultrapassando em mais de 10% o valor de carga última), ou seja, quantidade ou porcentagem dos testes a favor da segurança. Com isso definiu-se a confiabilidade mínima requerida nas buscas de melhor ajuste como sendo a porcentagem total dos testes (100%) menos a porcentagem máxima de

testes abaixo da reta -10% para os métodos (ver item anterior). Logo, para o método de Alonso (1996) a confiabilidade mínima foi de 92,86% e para os outros métodos foi de 94,83%;

- para a análise dos melhores coeficientes para cada método foi verificado: maior quantidade de pontos dentro da faixa de aceitação (“zona de acerto”) e que apresentassem uma melhor reta de ajuste dos pontos (reta de ajuste mais próxima da reta de igualdade).

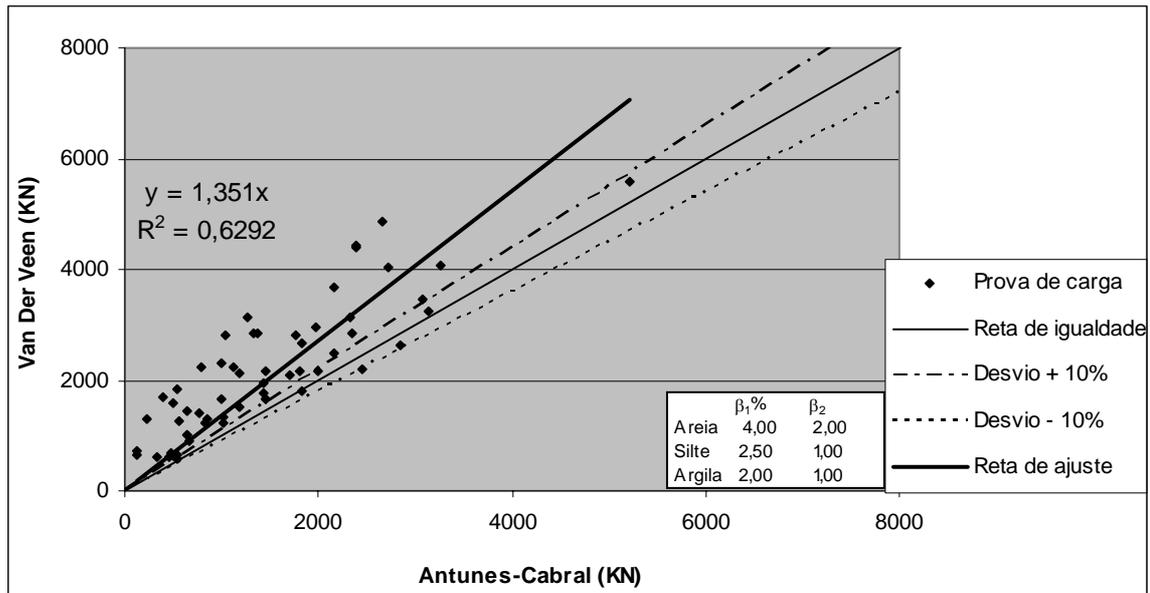


Figura 4.9 - Exemplo de análise estatística dos coeficientes dos métodos semi-empíricos.

Na análise dos coeficientes testados para cada método observa-se que, ao se verificar que aquele teste não apresentava bons resultados, não se testou os outros coeficientes que resultariam num resultado ruim.

#### 4.1.2 - Recalque

Analisou-se, neste mesmo conjunto de 197 provas de carga, como as estacas se comportaram em termos de recalque em comparação com os métodos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978). Traçou-se também as mesmas três linhas referentes à resistência estrutural de projeto da estaca ( $P_{cp}$ ,  $1,5P_{cp}$  e  $2P_{cp}$ ), conforme subitem 4.1.1. Pode-se exemplificar tal análise a partir da Fig.4.10.

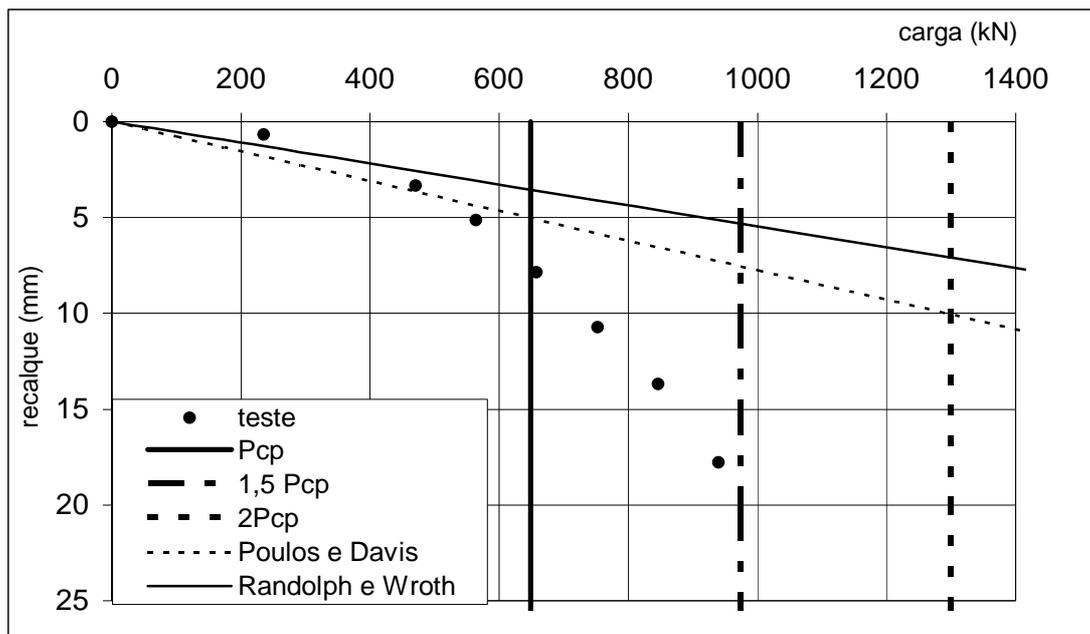


Figura 4.10 - Exemplo de previsão de recalque da prova de carga através dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).

Como os métodos de previsão de recalque citados baseiam-se na teoria da elasticidade, foi necessário adotar valores para o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu_s$ ) do solo. Tais valores foram baseados na única investigação existente no banco de dados, ou seja, no SPT e SPT-T.

Os critérios adotados no cálculo destes parâmetros foram:

- O  $N_{SPT}$  de 50 foi considerado como valor máximo, portanto, para as camadas com  $N_{SPT}$  superior, foi adotado 50;
- Para camadas onde não havia o  $N_{SPT}$  e as características do solo, foram considerados os valores da camada anterior;
- Ao longo do fuste, definiu-se o  $SPT_{(m)}$  como uma média dos valores de  $N_{SPT}$  das camadas até o nível da ponta da estaca. Para trechos de estacas inferiores a um metro foi feita média ponderada dos valores de  $N_{SPT}$  a partir da Eq. 4.3:

$$SPT_{(m)} = \frac{\sum N_{SPT(L-1)} + e_1 \cdot N_{SPT(L)}}{(L-1)} \quad (4.3)$$

Onde:

$L$  = comprimento da estaca;

$\sum N_{SPT(L-1)}$  = somatório dos valores de  $N_{SPT}$  até a camada inteira ( $L-1$ );

$N_{SPT(L)}$  = valor de  $N_{SPT}$  correspondente para a camada de 1 m onde a ponta está apoiada;

$e_1 = (L - L_{int})$ , sendo  $L_{int}$  o valor inteiro do comprimento da estaca, ou seja,  $e_1$  é a fração excedente ao valor inteiro do comprimento, em metros.

- Na proximidade da ponta, calculou-se o  $SPT_{(l)}$  como sendo o valor representativo de  $N_{SPT}$  da camada que envolve o trecho final da estaca. Para estacas com comprimentos inteiros, corresponde ao valor do  $N_{SPT}$  do último metro do fuste da estaca. Para estacas com comprimento fracionário, corresponde a uma média ponderada entre dois valores, ou seja, o  $N_{SPT}$  do último metro inteiro e do valor de  $N_{SPT}$  correspondente à fração do comprimento final da estaca. A Eq. 4.4 representa esta média ponderada:

$$SPT_{(l)} = \frac{N_{SPT(L-1)} + e_1 \cdot N_{SPT(L)}}{(1 + e_1)} \quad (4.4)$$

- Para o  $SPT_{(b)}$  foi feita uma média dos valores de  $N_{SPT}$  abaixo da cota da ponta da estaca. Limitou-se tal média até a profundidade relativa à cota da ponta somada a metade do comprimento da estaca;
- A partir da classificação dos solos fornecida pela sondagem, foi feita uma nova classificação considerando-se apenas os dois tipos de solos predominantes. Por exemplo, uma areia silto-argilosa foi considerada areia siltosa;
- O módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) adotado foi o módulo secante dado pela Eq. 4.5 da NBR-6118 (ABNT, 2003). Como não havia a informação sobre o  $f_{ck}$  das estacas de cada prova de carga, adotou-se como sendo igual a 20 MPa. Com isso o valor do módulo será de 21.287 MPa.

$$E_c = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad : (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (4.5)$$

- O módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ), em MPa, adotado foi o de três vezes o valor do  $N_{SPT}$  considerado, ou seja,  $E_s = 3 \times N_{SPT}$ . Adotou-se esta relação por se tratar de um valor médio encontrado para alguns solos do Brasil, conforme sugerido nos trabalhos de Décourt (1989) e Poulos (1989);
- Para o cálculo do coeficiente de Poisson do solo ( $\nu_s$ ), adotaram-se os valores de acordo com o tipo de solo predominante ao longo do fuste da estaca: 0,35 para argilas, 0,30 para siltes e 0,25 para areias;

Para o cálculo da relação “H/L” (espessura da camada de solo/comprimento da estaca) utilizado no método de Poulos & Davis (1980), foi feito um acréscimo ( $\Delta h$ ) na profundidade

de parada do ensaio SPT em função do valor do último  $N_{SPT}$  da sondagem. Tal critério foi utilizado tendo por base se o último valor de  $N_{SPT}$  da sondagem foi baixo o acréscimo  $\Delta h$  (profundidade da camada resistente) seria maior e quando maior o valor final de  $N_{SPT}$  menor o  $\Delta h$ . A partir desta correlação tentou-se definir a profundidade da camada resistente da ponta da estaca. A Tab. 4.3 mostra as relações utilizadas.

Tabela 4.3 – Relações entre as faixas de valores de  $N_{SPT}$  final de cada sondagem e o acréscimo  $\Delta h$  para o cálculo de H.

$N_{SPT}$ final	$\Delta h$ (m)
0- ≤ 5	35
> 5- ≤ 10	30
>10- ≤ 15	25
>15- ≤ 20	20
>20- ≤ 25	15
>25- ≤ 35	10
>35	5

## 4.2 - ANÁLISE REGIONAL

Com o intuito de se verificar o comportamento carga-recalque em estacas hélice contínua nas cidades de Brasília-DF e Goiânia-GO, realizou-se uma comparação entre os resultados encontrados na análise do banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) e os encontrados nas duas cidades citadas (dados regionais). Ao todo foram reunidas nesta dissertação 9 provas de carga para a análise regional, sendo 6 de Brasília e 3 de Goiânia. Para cada prova de carga são fornecidas sua curva carga-recalque e a sondagem SPT que encontram-se nos Apêndices C (provas de carga de Brasília) e D (provas de carga de Goiânia).

As provas de carga referentes à cidade de Brasília foram nomeadas de PC-01BR a PC-06BR, sendo suas principais características mostradas na Tab. 4.4.

Tabela 4.4 - Principais características das 6 provas de carga reunidas em Brasília.

Prova de Carga	D (cm)	L (m)	L/D	Carga Máxima do ensaio (kN)	Tipo de Curva	Carga Última (kN) - Van Der Veen
PC-01BR	35	8,60	25	1400	bem definida	1445
PC-02BR	40	18,50	46	1100	bem definida	1200
PC-03BR	40	17,00	43	1600	não definida	-
PC-04BR	30	20,00	67	900	não definida	-
PC-05BR	30	8,00	27	390	bem definida	391
PC-06BR	30	20,00	67	630	não definida	-

A seguir são feitos comentários e mostradas as particularidades das 6 provas de carga reunidas em Brasília-DF.

- **PC-01BR:** publicada no artigo de Guimarães et al. (2002) a prova de carga nesta estaca curta foi executada em um edifício residencial localizado da projeção 02 da SQN 311 na cidade de Brasília-DF. Segundo os autores, o perfil de solo é típico da região apresentando uma camada superficial de solo laterítico vermelho e abaixo um solo residual jovem, proveniente de metarritimitos. Foram feitas nas proximidades da provas de carga investigações de campo com sondagem de simples reconhecimento tipo SPT e com medida de torque (SPT-T), assim como ensaios de laboratório de granulometria, limites de consistência, índices físicos e cisalhamento direto. A prova de carga do tipo estática com carregamento lento foi realizada com três ciclos de carregamento e descarregamento, com previsões da carga última pelo método de Van der Veen (1953). A curva carga-recalque para esta prova de carga foi considerada para o cálculo de capacidade de carga relativa ao 3º carregamento, já com deformação residual de aproximadamente 19 mm. Para o cálculo de recalque levou-se em conta todos os ciclos de carregamento.
  
- **PC-02BR:** publicada no artigo de Silva et al. (2002) foi executada a prova de carga na fundação de um edifício de 06 pavimentos localizado na 212 Norte em Brasília-DF. Foram executados nas proximidades da prova de carga 14 ensaios tipo SPT e 2 tipo CPT. O furo de sondagem 10, sendo o mais próximo da prova de carga, foi o adotado para o cálculo dos métodos semi-empíricos. O perfil de solo baseado no SPT mostra um aterro consolidado nas cotas de 0 a 4 m, um solo argiloso entre as cotas de 4 e 18 m e um solo siltoso entre as cotas de 18 e 25 m, considerando a cota “0” o topo da estaca executada. Com o intuito de se verificar a transferência de carga ao longo da profundidade da estaca, realizou-se com sucesso a instrumentação desta estaca. A prova de carga estática do tipo lenta foi conduzida até a carga de 1100 kN possuindo recalque próximo de 23 mm. Determinou-se a carga última através da extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) resultando este valor em 1200 kN.

- **PC-03BR e PC-04BR:** foram publicadas em Alonso (2004), e estão incluídas no banco de dados de 202 provas de carga estáticas à compressão de Alonso (2000a, 2002, 2004) e correspondem as provas de carga PC-157 e PC-158 da Tab. 4.1, respectivamente. Estas foram retiradas da análise nacional desta dissertação para serem utilizadas nesta análise regional. As provas de carga estáticas foram do tipo misto e ambas localizam-se na Quadra 7 do Setor SAIS na cidade de Brasília. Analisando suas curvas carga-recalque verifica-se que a carga última do sistema estaca-solo não foi atingida, com máximos recalques na ordem de 4 mm. Com isso suas curvas não foram extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) na determinação da carga última.
- **PC-05BR:** realizada no Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação da Universidade de Brasília por Anjos (2005), sendo que as características do solo deste local encontram-se publicados em trabalhos como os de Araki (1997), Sales (2000) e Mota (2003).
- **PC-06BR:** realizada no dia 7/10/2002 no bloco P13E, estaca (b), do Instituto Nacional de Criminalística do Departamento de Polícia Federal em Brasília-DF. A prova de carga estática foi realizada de forma lenta tanto no carregamento quanto no descarregamento. No carregamento os acréscimos de carga foram de 70 kN e a carga máxima do ensaio foi de 630 kN resultando num recalque próximo de 7 mm. Observando a curva carga-recalque da estaca tem-se que não se evidenciou o início da plastificação do sistema estaca-solo e por conseguinte sua curva não apresentou uma carga última bem definida. Em consequência disto, não se determinou a carga última pelo método de Van der Veen (1953).

As provas de carga referentes à cidade de Goiânia foram nomeadas por PC-01GO, PC-02GO, PC-03GO, sendo suas principais características mostradas na Tab. 4.5.

Tabela 4.5 - Principais características das 3 provas de carga reunidas em Goiânia.

<b>Prova de Carga</b>	<b>D (cm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L/D</b>	<b>Carga Máxima do ensaio (kN)</b>	<b>Tipo de curva</b>	<b>Carga Última (kN) - Van Der Veen</b>
<b>PC-01GO</b>	30	16,50	55	800	bem definida	900
<b>PC-02GO</b>	40	15,00	38	1200	bem definida	1290
<b>PC-03GO</b>	40	17,10	43	1200	não definida	-

A seguir são feitos comentários e mostradas as particularidades das 3 provas de carga reunidas em Goiânia-GO.

- **PC-01GO:** publicada no artigo de Sales et al. (2002), a prova de carga foi executada na fundação de num edifício residencial localizado no Jardim Goiás próximo ao Estádio Serra Dourada, região sudeste do município de Goiânia. De posse da sondagem tipo SPT verifica-se que nos dois metros superiores predomina o solo transportado, entre as cotas 3 e 6 m encontra-se uma transição da camada transportada para a residual com a presença de pedregulhos de quartzo e abaixo de 6 m predomina uma camada siltosa e muito micácea, com coloração variando entre o rosa e variegado, proveniente da alteração do micaxisto. Verifica-se também que os valores de  $N_{SPT}$  se mantêm baixos até 14 m e a partir desta profundidade é atingido o impenetrável à cravação. A prova de carga estática foi do tipo lenta, sendo que no carregamento foram feitos acréscimos de 50 kN atingindo a carga máxima de 800 kN e no descarregamento decréscimos similares de carga em 6 etapas. Verifica-se na curva carga-recalque que até a carga de 500 kN o comportamento foi aproximadamente linear, e após este estágio de carga acentuou-se resposta não linear, possibilitando a estimativa da carga última. Esta carga última foi determinada pelo método de Van der Veen (1953).
- **PC-02GO:** realizada em 08/07/2004 nas proximidades das duas torres do edifício residencial Riviera Di Capri, localizado na Rua 53 Jardim Goiás no município de Goiânia-GO. A prova de carga estática realizada foi do tipo lenta sendo realizada com 12 incrementos de carga de 100 kN chegando-se a carga máxima de ensaio de 1200 kN e no descarregamento foram realizados 5 estágios. Verifica-se na curva carga-recalque que o trecho linear é bem pequeno sendo visível a plastificação do sistema estaca-solo para os últimos carregamentos, ou seja, a curva carga-recalque apresentou uma carga última bem definida.
- **PC-03GO:** realizada em 14/03/2005 no Fórum da Comarca de Aparecida de Goiânia localizado na Quadra entre as ruas 14, Avenida Versailles e Rua Tancredo Neves no município de Aparecida de Goiânia-GO. Por apresentar a mesma formação geológica de Goiânia e situar-se próxima à divisa entre os municípios de Goiânia e Aparecida de Goiânia, esta prova de carga foi incluída nesta análise regional. Da sondagem tipo SPT tira-se que até a profundidade de 5 m existe uma

argila arenosa mole com baixos valores de  $N_{SPT}$ . A partir daí verifica-se um silte arenoso com aumento dos valores de  $N_{SPT}$ , porém a sondagem se limita a 16 m não se verificando os valores seguintes de  $N_{SPT}$ . A prova de carga estática realizada foi do tipo lenta sendo realizados 12 incrementos de carga de 100 kN, chegando-se a carga máxima de ensaio de 1200 kN e no descarregamento foram realizados 5 estágios. Percebe-se, analisando a curva carga-recalque, uma acentuada linearidade dos pontos e com pequena tendência não-linear nos estágios finais de carregamento, não permitindo, assim a definição da carga última.

Apesar do reduzido número de provas de carga neste banco de dados regional, foi avaliada, em termos de capacidade de carga, a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos específicos e tradicionais na determinação da carga última, assim como seu comportamento quanto ao recalque através dos métodos elásticos de previsão de recalque.

#### **4.2.1 - Capacidade de Carga**

Comparou-se, em termos de capacidade de carga, o comportamento verificado no conjunto de 197 provas de carga da análise do banco de dados de Alonso e do grupo de provas de carga reunidas nas cidades de Brasília-DF (seis) e Goiânia-GO (três).

Tal análise comparativa foi dividida de duas formas: análise da curva carga-recalque e análise dos métodos semi-empíricos.

##### **4.2.1.1 - Análise da Curva Carga-Recalque**

Inicialmente foram traçadas as 9 provas de carga, verificando-se se estas apresentaram uma curva carga-recalque bem ou não definida, de forma semelhante ao realizado na análise do banco de dados de Alonso. Em seguida, em função desta divisão, provas de carga com curva carga-recalque bem definida e não definida, foi feita uma comparação se esta tendência de comportamento das provas de carga foi similar ao verificado para as 197 provas de carga do banco de dados de Alonso. Esta comparação foi realizada verificando possíveis relações entre as provas de carga em função das características geométricas e das propriedades do solo (sondagem).

#### **4.2.1.2 - Métodos Semi-Empíricos**

Dentro do conjunto de 9 provas de carga foram verificadas, para as que apresentaram uma curva carga-recalque bem definida, a aplicabilidade dos 7 métodos semi-empíricos utilizados na análise do banco de dados de Alonso. Para isso foram estimadas as cargas últimas pelo método de Van der Veen (1953).

De posse das cargas últimas estimadas e dos correspondentes valores encontrados de cada método semi-empírico, verificou-se o comportamento das provas de carga das cidades de Brasília e Goiânia. Cada método foi analisado em termos de seus coeficientes originais propostos e do melhor ajuste encontrado dentro da análise do banco de dados de Alonso.

Os critérios adotados para calcular a capacidade de carga das estacas pelos métodos propostos e a análise estatística, foram semelhantes aos considerados na análise de capacidade de carga dos métodos semi-empíricos do banco de dados de Alonso (ver subitem 4.1.1.2).

A partir desta análise, tentou-se verificar se a aplicação dos métodos semi-empíricos nas cidades de Brasília e Goiânia segue a mesma tendência encontrada no banco de dados de Alonso.

#### **4.2.2 - Recalque**

Com base neste conjunto de 9 provas de carga foi verificada a aplicabilidade dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para a previsão de recalque em estacas hélice contínua em Brasília-DF e Goiânia-GO. Para isso foram analisadas separadamente as 6 provas de carga de Brasília e as 3 de Goiânia e verificou-se possíveis semelhanças com a tendência encontrada no banco de dados de Alonso.

Os critérios adotados no cálculo dos parâmetros de deformabilidade foram semelhantes aos utilizados no banco de dados de Alonso (ver subitem 4.1.2). Traçou-se em cada prova de carga, para efeito comparativo, o valor da deformação limite conforme proposição da NBR-6122 (ABNT, 1996). Semelhantemente ao realizado no banco de dados de Alonso, foi verificada a aplicabilidade dos métodos de previsão de recalque no trecho elástico-linear da curva carga-recalque.

### **4.3 - ANÁLISE NUMÉRICA REGIONAL**

De posse dos dados de carga-recalque das provas de carga realizadas nas cidades de Brasília-DF e Goiânia-GO, realizou-se uma retroanálise numérica dos parâmetros de deformabilidade (recalque) do sistema estaca-solo. Com isso pretendeu-se verificar se os parâmetros adotados para estas cidades (principalmente o módulo de elasticidade do solo) possuem boa correlação com os utilizados na análise dos métodos de previsão de recalque (Poulos & Davis, 1980 e Randolph & Wroth, 1978).

Deve ser ressaltado que para o cálculo do recalque pelos métodos citados, utilizou-se da correlação entre o módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ) e o valor de  $N_{SPT}$ , como sendo  $E_s=3 \times N_{SPT}$  (MPa). A partir desta retroanálise numérica avaliou-se a aplicabilidade desta correlação em solos de Brasília e Goiânia e se indicou a correlação encontrada para as provas de carga destas cidades. Observou-se, também, a importância do efeito não-linear da curva carga-recalque.

#### **4.3.1 - Retroanálise Numérica**

A retroanálise numérica de provas de carga é uma das metodologias utilizadas na determinação de módulos elásticos médios do solo, assim como na obtenção de correlações empíricas em função de ensaios de campo e de laboratório. Alguns trabalhos como Rocha Filho et al. (1998), Sales (2000) e Mota (2003), verificaram que a retroanálise de provas de carga apresentou bons resultados na determinação do módulo de elasticidade do solo.

#### **4.3.2 - Programa Geofine (Fine, 2001)**

Para se realizar a retroanálise numérica foi utilizado o software Geofine 4 (Fine, 2001), elaborado pela empresa FINE Professional Civil Engineering Software Company ([www.fine.cz](http://www.fine.cz)) e pertencente à UnB e UFG, sendo empregado para a análise a subrotina “Pile”, este baseado no M.E.F. (Método dos Elementos Finitos). Este programa calcula a curva carga-recalque do topo da estaca carregada verticalmente, além da distribuição de forças normais e cisalhantes ao longo do fuste desta fundação. Para isso é necessário fornecer ao programa os seguintes parâmetros do solo ou rocha: ângulo de atrito interno, coesão, peso específico seco e saturado, coeficiente de Poisson, coeficiente de empuxo e o módulo de elasticidade. A Fig. 4.11 mostra um exemplo de tela do Geofine (Fine, 2001) para a entrada dos parâmetros de solo citados acima.

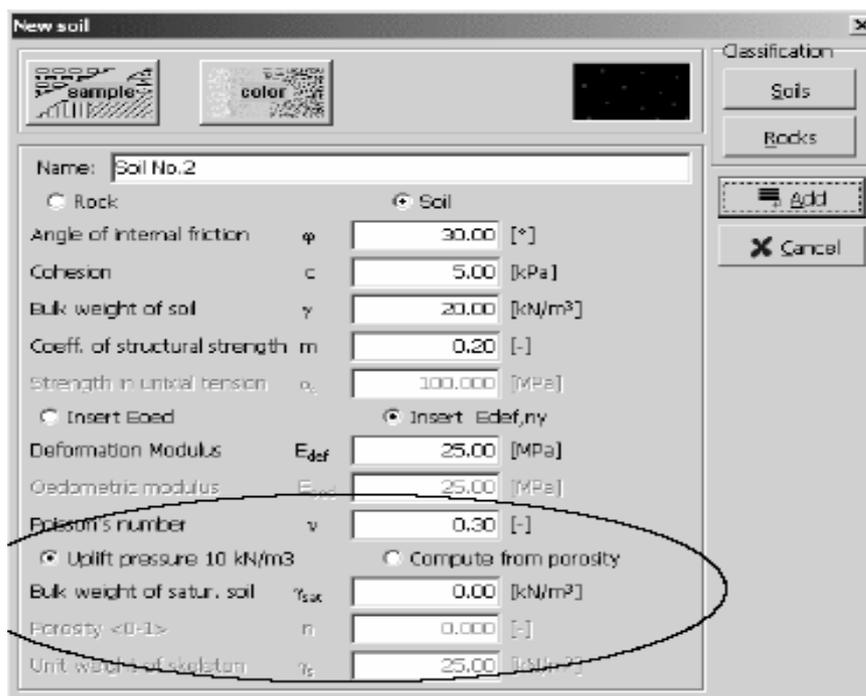


Figura 4.11 – Exemplo de tela do programa Geofine para a entrada dos parâmetros de solo (Fine, 2001).

Este programa vem sendo bastante empregado na Europa, mostrando um grande potencial para emprego na prática na previsão dos parâmetros de deformabilidade das provas de carga. Sua utilização no Brasil é bem recente e o primeiro trabalho foi realizado por Cunha et al. (2002), que retroanalisaram uma prova de carga em uma estaca hélice contínua na cidade de Brasília-DF e obtiveram um bom resultado.

O programa é baseado numa solução semi-analítica sendo feita a modelagem da estaca a partir de elementos de barras tracionadas, enquanto o comportamento do solo circundante é descrito por soluções fundamentais e conhecidas das teorias elásticas de camada estratificadas de terreno. O modelo utilizado para a simulação do terreno é o de Winkler-Pasternak (Bittar & Sejnoha, 1996), sendo esta solução relacionada ao módulo de elasticidade e ao coeficiente de Poisson do solo.

No caso de um meio semi-infinito a distribuição de tensões é dada em termos das conhecidas soluções de Mindlin (1936). Esta solução é melhorada ao se incorporar ao problema a resistência ao cisalhamento do solo através de seus parâmetros de resistência. A influência do lençol freático é incorporada via teoria de Arquimedes.

O comportamento de cisalhamento de interface estaca-solo é descrito usando o modelo elástico-plástico do material via Mohr-Coulomb. A tensão normal à superfície lateral da fundação é obtida via tensões geostáticas com um coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ),

arbitrado pelo usuário, além de considerar a tensão no repouso da mistura de concreto utilizada para formar a fundação. Os deslocamentos que são cinematicamente admissíveis e desconhecidos são determinados pela condição de equilíbrio no sentido vertical. O material não linear é refletido usando as variáveis de módulos secantes.

O procedimento utilizado pelo programa consiste nas seguintes etapas:

1) - A estaca é modelada como um membro composto de elementos de barras unidimensionais. O número de elementos é então determinado a partir da relação  $L/D$  (comprimento/diâmetro), para a qual se deriva a solução para avaliação da rigidez cisalhante do solo ao redor da estaca. O comprimento do elemento deve ser maior que 2,5 vezes o diâmetro da estaca, sendo variável durante a análise. São usados pelo menos dez elementos para melhorar a precisão dos resultados;

2) - Cada elemento é apoiado na sua parte inferior por uma mola. A rigidez da mola é derivada empregando parâmetros elásticos do solo  $C_1$  e  $C_2$  e funções de Bessel modificadas. Valores de  $C_1$  e  $C_2$  são determinados de forma empírica a partir dos parâmetros  $E_s$  (módulo de elasticidade) e  $\nu_s$  (coeficiente de Poisson) do solo. A profundidade da zona de influência que afeta os valores de  $C_1$  e  $C_2$  é variável e muda com o recalque da estaca. A confiabilidade dos valores  $C_1$  e  $C_2$  depende da determinação dos módulos de elasticidade;

3) - Para cada elemento da estaca determina-se o valor limite da força cisalhante transmitida pela lateral da estaca, sendo a tensão geostática ( $\sigma_v$ ) e a tensão cisalhante limite ( $\tau$ ) dadas pelas Eq. 4.6 e 4.7, respectivamente.

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot h \quad (4.6)$$

onde:

$\gamma_i$  : peso específico aparente natural na camada  $i$ ;

$h_i$ : a espessura da camada  $i$ .

$$\tau = \sigma_v \cdot k \cdot \text{tg}\phi + c \quad (4.7)$$

onde:

$k$  : representa a razão entre a tensão horizontal após a instalação e a tensão inicial vertical dependendo do processo de instalação da estaca;

$\sigma_v$ : tensão geostática vertical;

$\phi$  : ângulo de atrito;

$c$ : coesão.

4) - A força cisalhante limite ( $T_{lim}$ ) é encontrada pela Eq. 4.8 e a rigidez da mola na base ( $K_p$ ) pela Eq. 4.9:

$$T_{lim} = 2\pi.r.L.\tau \quad (4.8)$$

$$K_p = \pi.r^2.C_1 \quad (4.9)$$

onde:

r : raio da estaca;

L : comprimento da estaca;

$\tau$  : tensão cisalhante;

v : coeficiente de Poisson;

$C_1$  : parâmetro elástico do solo.

5) - A estaca é carregada por incrementos de força aplicados no topo. São computadas forças desenvolvidas em molas individuais de todos os elementos a cada incremento. Essas forças são comparadas com a força cisalhante limite  $T_{lim}$  para um determinado elemento. Se a força da mola exceder  $T_{lim}$  então a rigidez desta mola é reduzida tal que para uma dada deformação a força da mola igualar-se-à a  $T_{lim}$ .

### 4.3.3 - Validação do Programa Geofine

Com o intuito de se verificar a aplicabilidade do programa Geofine (Fine, 2001) em retroanálise numérica fez-se necessário uma validação deste através da comparação dos resultados de recalque encontrado com outros modelos. Esta validação foi realizada em comparação com os resultados encontrados por Lee (1973) e Ottaviani (1975) que consideraram uma estaca isolada em um meio elástico-linear e semi-infinito. Comparou-se, também, os resultados deste programa com os métodos elásticos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978). Para a simulação no Geofine (Fine, 2001) de um meio elástico e semi-infinito, consideram-se os valores de  $c$  e  $\phi$  como os máximos recomendados pelo programa. Estes valores extremos foram utilizados com o intuito de se evitar a plastificação localizada ao longo do fuste, garantindo-se assim que o solo trabalharia apenas no estado elástico-linear.

#### 4.3.3.1 - Segundo Lee (1973)

Lee (1973), apresentado em Poulos & Davis (1980), analisou uma estaca isolada pelo MEF em um meio elástico-linear, semi-infinito, com a rigidez relativa (K) igual a 1000 (razão entre o módulo de elasticidade do material da estaca,  $E_p$ , e o do solo,  $E_s$ ) e um coeficiente  $\nu_s$  de 0,4. Apresenta-se na Tab. 4.6 a comparação dos resultados do recalque normalizado ( $\frac{\rho \cdot D \cdot E_s}{P}$ ) para diversas relações L/D de estacas, mostrando os resultados encontrados por diversas metodologias, inclusive utilizando o programa Geofine (Fine, 2001). “D” é o diâmetro da estaca, “ $\rho$ ” é o recalque do topo da estaca e “P” a carga aplicada.

Tabela 4.6 – Recalque normalizado de uma estaca isolada – caso apresentado por Lee (1973).

L/D	Lee (1973)	Poulos & Davis (1980)	DEFPIG (Poulos,1980)	Geofine (Fine, 2001)	Relação Geofine/Lee (%)
3,5	0,267	0,258	0,269	0,288	+7,8
5	0,211	0,205	0,220	0,224	+6,2
10,5	0,115	0,112	0,140	0,128	+11,3
15	0,103	0,100	0,113	0,096	-6,8
19,5	0,094	0,092	0,096	0,080	-14,9

A discussão entre os resultados encontrados por Lee (1973), Poulos & Davis (1980) e pelo programa DEFPIG (Poulos, 1980) é realizada em Sales (2000).

Analisando e comparando os resultados encontrados na Tab. 4.6 verifica-se que o programa Geofine (Fine, 2001) apresentou valores de recalque normalizado um pouco maiores que as outras metodologias utilizadas. Verifica-se que para relações de  $L/D \leq 10,5$ , o programa Geofine (Fine, 2001) apresentou valores de recalque normalizado cerca de 10% maiores que o de Lee (1973). Porém, para relações de  $L/D > 10,5$  o programa obteve valores um pouco menores, até 15%, que a metodologia de Lee (1973).

Considera-se como boa a comparação, em termos médios, entre os resultados obtidos pelo Geofine (Fine, 2001) e os valores apresentados por Lee (1973).

#### 4.3.3.2 - Segundo Ottaviani (1975)

Ottaviani (1975) apresenta o comportamento de uma estaca isolada, com 20 m de comprimento, e diferentes valores de rigidez relativa (K) inserida em uma camada de solo homogêneo, com profundidade de quatro vezes o comprimento da estaca ( $H/L = 4$ ).

A Fig. 4.12 mostra a relação  $\left(\frac{E_p \cdot \rho \cdot D}{P}\right)$  em função da rigidez relativa (K) para os métodos de Ottaviani (1975), ALLFINE (Farias, 1993) e Geofine (Fine, 2001), onde “ $E_p$ ” é o módulo de elasticidade do material da estaca, “ $\rho$ ” o recalque, “ $D$ ” o diâmetro e “ $P$ ” a carga aplicada.

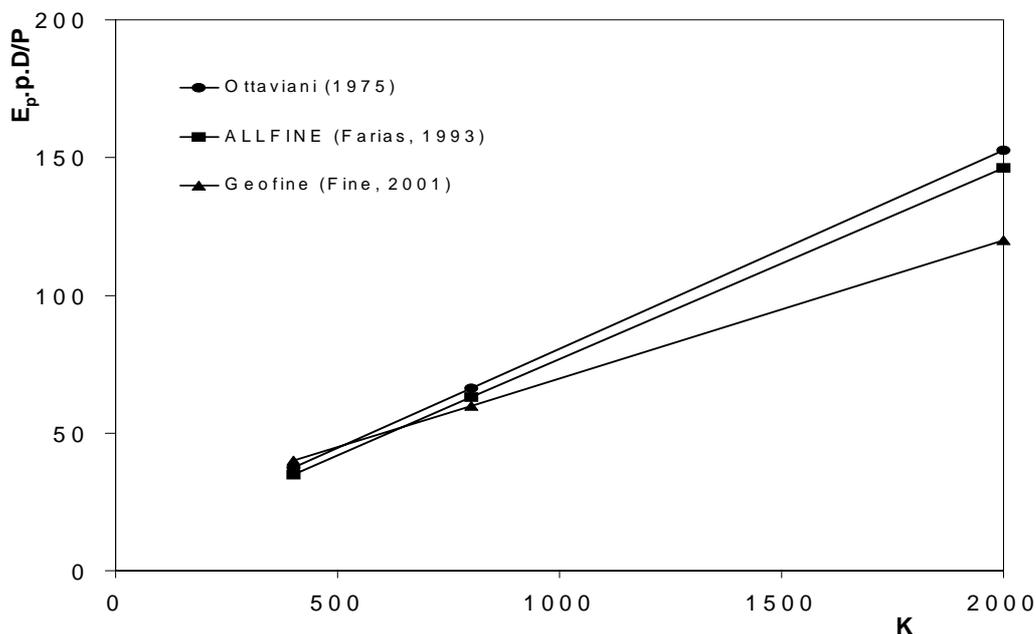


Figura 4.12 – Comparação dos resultados do Geofine (Fine, 2001), ALLFINE (Farias, 1993) e Ottaviani (1975) para uma estaca isolada (modificado a partir de Sales 2000).

A discussão dos resultados encontrados por Ottaviani (1975) e ALLFINE (Farias, 1993) foi apresentada em Sales (2000).

Verifica-se a partir da comparação dos resultados da Fig. 4.12 que os valores encontrados entre o Geofine (Fine, 2001) e Ottaviani (1975) são bem próximos, variação máxima de 9%, para relações de K entre 400 e 800. Porém, para  $K=2000$  verifica-se que o Geofine (Fine, 2001) apresentou um valor 21% menor que o de Ottaviani (1975). Com isso pode-se dizer que o programa Geofine (Fine, 2001) obteve uma razoável validação relativa aos dados de Ottaviani (1975), principalmente para valores de K inferior a 1000.

### 4.3.3.3 - Comparação com os Métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978)

Para se realizar a comparação do programa Geofine (Fine, 2001) com os métodos elásticos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) utilizou-se a mesma metodologia proposta por Lee (1973) transcrita no subitem 4.3.3.1.

Mostra-se na Tab. 4.7 os valores de recalque normalizado  $\left(\frac{\rho.D.E_s}{P}\right)$  para relações de L/D de 20, 40 e 80, representando estacas curtas, intermediárias e longas, respectivamente, onde “ $\rho$ ” é o recalque, “D” o diâmetro, “ $E_s$ ” o módulo de elasticidade do solo e “P” a carga aplicada.

Tabela 4.7 – Comparação de recalque normalizado entre o Geofine (Fine, 2001) e os métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).

L/D	Geofine (Fine,2001)	Poulos & Davis(1980)	Randolph & Wroth(1978)	Relação Geofine/Poulos (%)	Relação Geofine/Randolph (%)
20	0,080	0,093	0,091	-14,0	-12,6
40	0,056	0,064	0,067	-12,5	-16,4
80	0,048	0,057	0,058	-15,8	-17,7

Verifica-se na Tab. 4.7 que o programa Geofine (Fine, 2001) apresentou valores de recalque normalizado um pouco menor em relação aos métodos de previsão de recalque (máximo de 17,7%) dentre todas as faixas de L/D. Analisando comparativamente os dois métodos de previsão de recalque, verifica-se uma excelente aproximação dos seus resultados, apresentando uma precisão até a segunda casa decimal.

Pode-se dizer então que o programa apresentou uma boa validação segundo Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).

Analisando a validação do programa Geofine (Fine, 2001) a partir da comparação com diversas metodologias, tem-se que este programa apresentou, em geral, uma boa validação. Apresentando melhores resultados para os métodos de Lee (1973), Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) e resultados razoáveis para Ottaviani (1975).

#### 4.3.4 - Implementação dos Dados para Retroanálise

A retroanálise numérica foi realizada separadamente para as provas de carga de Brasília, total de cinco, e de Goiânia, total de três. Estas provas de carga foram as mesmas utilizadas para a análise regional, porém, retirou-se a PC-06BR da retroanálise de Brasília pelo fato de não ter inicialmente sua sondagem SPT. A metodologia utilizada foi a de “tentativa e erro”, onde de posse da curva carga-recalque de cada prova de carga tentou-se encontrar uma previsão similar ao teste variando os parâmetros do solo.

Para esta avaliação, foram implementados ao programa os parâmetros do solo em função de diversos trabalhos publicados para a argila porosa de Brasília, e de Palocci et al. (2000) para o micaxisto de Goiânia. Estes parâmetros foram definidos em função do perfil geológico-geotécnico e das resistências  $N_{SPT}$  obtidos a partir das sondagens SPT.

A Fig. 4.13 mostra um exemplo de um perfil geológico-geotécnico informado ao programa Geofine (Fine, 2001), onde se observa a discretização em camadas do sistema estaca-solo e a posição do nível do lençol freático (“GWT”) em relação à superfície (cota 100,00).

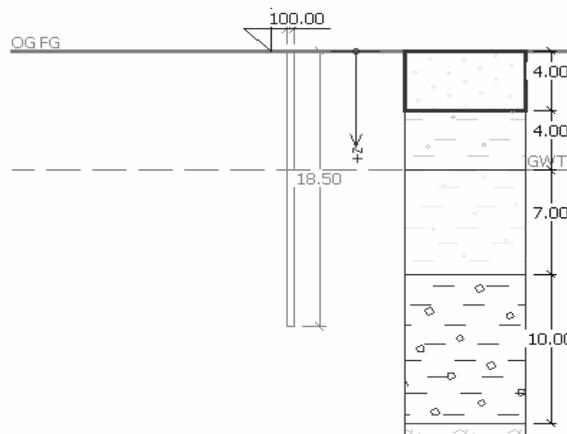


Figura 4.13 – Exemplo de um perfil geológico-geotécnico do sistema estaca-solo utilizado pelo programa Geofine (Fine, 2001).

Para o cálculo dos valores do módulo de elasticidade do solo, discretizou-se o solo em camadas com a mesma classificação (areia, silte ou argila) e valores semelhantes de  $N_{SPT}$ , sendo considerados semelhantes os valores com variação máxima de cinco. O módulo de elasticidade do solo foi determinado pelo produto de  $N_{SPT}'$  (média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  numa mesma camada de solo) por uma constante. As sondagens SPT das provas de carga de Brasília e Goiânia encontram-se, respectivamente, nos Apêndices C e D.

Devido a variação encontrada do tipo de solo para a cidade de Brasília, a retroanálise de cada prova de carga foi feita de forma separada, ou seja, tentou-se parâmetros do solo diferentes para se obter a curva da retroanálise. Como as três provas de carga retroanalizadas em Goiânia estão localizadas próximas uma das outras, dentro de uma mesma formação geológica, os parâmetros de resistência do solo utilizados foram semelhantes, variando apenas o módulo de elasticidade do solo, sendo este função do  $N_{SPT}$  do ensaio SPT próximo de cada prova de carga.

Foram fornecidos também ao programa as características geométricas da estaca (diâmetro e comprimento), os carregamentos verticais da prova de carga, as características do concreto da estaca, o nível do lençol freático e o coeficiente de empuxo ( $k$ ).

Os parâmetros do concreto utilizados foram o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), igual a 20.000 MPa, e o peso específico do concreto ( $\gamma_{con}$ ) igual a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Para a escolha do valor de  $k$  foram observados alguns trabalhos anteriores. Mota (2003), para suas análises em estacas escavadas no Campo Experimental da UnB, adotou o valor de  $k=0,5$  e Cunha et al. (2002) utilizaram  $k=0,4$  para uma estaca hélice contínua. Decidiu-se utilizar para Brasília  $k=0,4$ . Para a cidade de Goiânia, como não foi realizada nenhuma retroanálise utilizando o programa Geofine (Fine, 2001), tentaram-se valores de  $k$  que levariam a uma boa concordância entre as curva da retroanálise e a da prova de carga.

## **CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE ALONSO (2000a, 2002, 2004) E REGIONAL**

### **5.1 - CAPACIDADE DE CARGA**

Será discutido neste sub-item, de acordo com as 197 provas de carga analisadas, a possibilidade da influência das características das estacas e do solo no comportamento da curva carga-recalque. Foram também analisados alguns métodos de previsão de carga última para estaca hélice contínua, assim como verificaram-se estatisticamente os melhores ajustes para cada método.

#### **5.1.1 - Análise da Curva Carga-Recalque das Provas de Carga**

Como já mencionado anteriormente, dentro do grupo de 197 provas de carga (“grupo total”) analisadas verificou-se que 60 (30,5%) apresentaram uma curva carga-recalque bem definida (“grupo utilizado”) e que 137 (69,5%) não apresentaram curva carga-recalque bem definida (“grupo descartado”).

Neste sub-item tentou-se verificar a existência de uma possível relação na divisão dos grupos (“utilizado” e “descartado”) em função das características geométricas das estacas e das propriedades do solo (sondagem).

##### **5.1.1.1 - Geometria da Estaca**

Primeiramente foram analisadas as propriedades relativas ao diâmetro e relação L/D (comprimento/diâmetro) da estaca. Na análise do diâmetro, conforme faixas mostradas na Tab. 5.1, verifica-se que quanto maior o diâmetro das estacas maior a porcentagem de aproveitamento das provas de carga do “grupo utilizado” e, por conseguinte, quanto menor o diâmetro das estacas maior a porcentagem do “grupo descartado”.

Tabela 5.1 – Faixas de diâmetro dos grupos analisados.

<b>Faixa D</b>	<b>"grupo utilizado" (%)</b>	<b>"grupo descartado" (%)</b>
20-30	14,3	85,7
35-50	26,2	73,8
≥60	48,0	52,0

Dentro de uma análise teórica de ruptura, esperar-se-ia um comportamento inverso do constatado na Tab. 5.1, ou seja, esperar-se-ia que para as estacas com menores diâmetros, sendo mais provável uma ruptura por puncionamento, haveria uma curva carga-recalque bem definida. Para as estacas com maiores diâmetros, sendo mais provável uma ruptura localizada, ocorreria uma curva carga-recalque mal definida.

Uma possível explicação para a tendência verificada é a de que quanto menor o diâmetro seria mais fácil de ter ocorrido um maior alargamento do fuste durante a execução da estaca, culminando num ganho de resistência lateral, dificultando-se atingir a carga última da estaca. Caso ocorra este alargamento inesperado do fuste, o diâmetro seria percentualmente maior nas estacas de menor diâmetro, implicando em um maior aumento do atrito lateral se comparado às estacas com maior diâmetro.

Para a análise da relação L/D, é mostrada na Fig. 5.1 a porcentagem de aproveitamento relativo entre o “grupo utilizado” e o “grupo total” analisado. Verifica-se neste gráfico que, para a relação L/D até 30 (estacas curtas), maior é a presença das estacas no “grupo utilizado”. Para relações L/D maior que 30 (estacas intermediárias e longas) menor o seu aproveitamento.

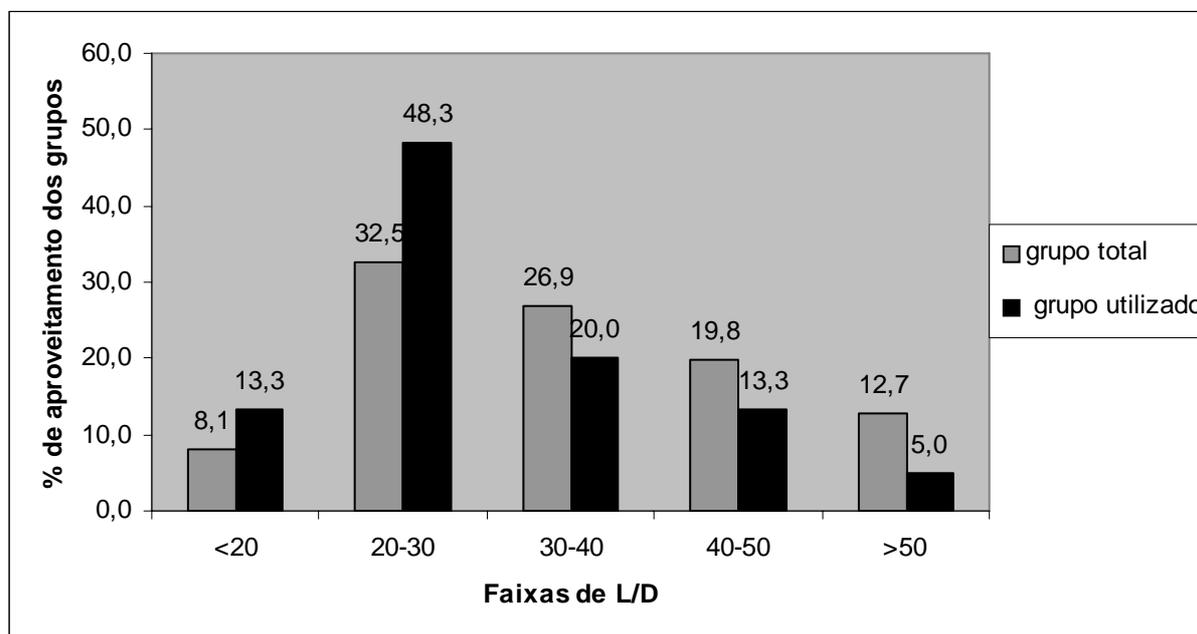


Figura 5.1 - Porcentagem de aproveitamento relativo referente à L/D entre o “grupo utilizado” e o “grupo total”.

Uma possível resposta para o comportamento verificado é a de que, para estacas curtas, é mais fácil de ocorrer a completa mobilização do atrito lateral e assim se ter uma curva carga-recalque melhor definida (“grupo utilizado”).

### 5.1.1.2 - Propriedades do Solo (sondagem)

Numa última análise, tentou-se verificar a tendência de comportamento dos tipos de curva carga-recalque em função do tipo de solo penetrado pela estaca ensaiada.

Com o intuito de se analisar os valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, na ponta e abaixo da ponta da estaca, definiu-se, respectivamente, os valores de  $SPT_{(m)}$ ,  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$ . Os três valores foram definidos de forma semelhante aos empregados na análise do método de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) conforme descrito na seção 4.1.2.

Com isso, para a verificação da tendência de comportamento em termos de carga última das estacas deverá ser analisada a sondagem, a partir da definição dos três valores de  $N_{SPT}$ . Os valores dos três  $N_{SPT}$ 's definidos acima serão descritos de acordo com o tipo curva carga-recalque (bem e não definida).

Para esta análise deve-se lembrar que os dados principais referentes à sondagem SPT são o tipo de solo e os valores de  $N_{SPT}$ . Tem-se que dificilmente encontrar-se-ia uma explicação para este comportamento quanto ao tipo de solo, restando apenas os dados de  $N_{SPT}$  e a curva carga-recalque.

As Tab. 5.2, 5.3 e 5.4 mostram a comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de  $SPT_{(m)}$ ,  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$ , respectivamente, a partir da sondagem SPT.

Tabela 5.2 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de  $SPT_{(m)}$  (média ao longo do fuste da estaca).

Faixas SPT(m)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	N° P C	% PC	N° P C	% PC
0-5	0	0,0	3	2,2
5-10	9	15,0	34	24,8
10-20	35	58,3	75	54,7
20-30	14	23,3	18	13,1
30-40	2	3,3	7	5,1
40-50	0	0,0	0	0,0
Total:	60		137	

Tabela 5.3 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de  $SPT_{(l)}$  (nas proximidades da ponta da estaca).

Faixas $SPT_{(l)}$	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>0-5</b>	0	0,0	2	1,5
<b>5-10</b>	3	5,0	10	7,3
<b>10-20</b>	17	28,3	37	27,0
<b>20-30</b>	10	16,7	28	20,4
<b>30-40</b>	9	15,0	20	14,6
<b>40-50</b>	21	35,0	40	29,2
Total:	60		137	

Tabela 5.4 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida em função das faixas de valores de  $SPT_{(b)}$  (abaixo da ponta da estaca).

Faixas $SPT_{(b)}$	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>0-5</b>	0	0,0	2	1,5
<b>5-10</b>	1	1,7	0	0,0
<b>10-20</b>	4	6,7	24	17,5
<b>20-30</b>	9	15,0	22	16,1
<b>30-40</b>	13	21,7	23	16,8
<b>40-50</b>	33	55,0	66	48,2
Total:	60		137	

Verifica-se a partir das Tab. 5.2, 5.3 e 5.4 que os valores de  $N_{SPT}$  propostos ( $SPT_{(m)}$ ,  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$ ) não apresentaram nenhuma tendência referente ao tipo de curva carga-recalque das provas de carga.

### 5.1.2 - Análise e Adaptação dos Métodos Semi-Empíricos

Foram analisados, para as 58 provas de carga com curva carga-recalque bem definida do banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004), os coeficientes originais sugeridos por cada método de cálculo de capacidade de carga. Foram também estudados novos parâmetros buscando o melhor desempenho dentro de cada método.

Para a escolha da melhor alternativa a ser proposta para cada método, foram considerados os seguintes critérios de desempate:

- Atender o “grau de confiabilidade” mínimo de 92,86% para o método de Alonso (1996) e 94,83% para os outros métodos, sendo esta uma condição obrigatória (pré-requisito) para se encontrar o melhor ajuste dos métodos;
- Maior número de pontos entre a faixa de aceitação (“zona de acerto”), ou seja, número de pontos entre as retas de desvio de +10% e -10% ;
- Reta de ajuste mais próxima à reta de igualdade (equação da reta de ajuste);
- Menor dispersão dos pontos em relação à reta de ajuste ( $R^2$ ).

Todos os coeficientes testados para cada método, assim como os resultados de cada um, encontram-se no Apêndice B. Para a análise dos coeficientes testados para cada método, deve ser consultada a metodologia adotada (ver subitem 4.1.1.2).

#### **5.1.2.1 - Método de Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996)**

A fim de se adequar à previsão de estacas escavadas com novas tecnologias, Décourt et al. (1996) sugeriu uma modificação do método original proposto por Décourt & Quaresma (1978). Com isso, foram introduzidos os coeficientes  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  para multiplicar as parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, respectivamente.

Para estacas hélice contínua, os valores sugeridos para  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  foram 0,3 e 1,0, respectivamente. Segundo Décourt et al. (1996), os valores propostos são orientativos, sendo estes baseados em poucas provas de carga. Para a análise foram mantidos constantes em função do tipo de solo o valor de “C”, empregado na parcela de ponta (ver Eq. 3.6).

Para este método foram feitas as previsões para as 58 provas de carga considerando os valores de  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  originais. Na Fig. 5.2 é mostrada a comparação dos valores previstos pelo método de Van der Veen e medidos para o método original de Décourt & Quaresma (1978, modificado em 1996).

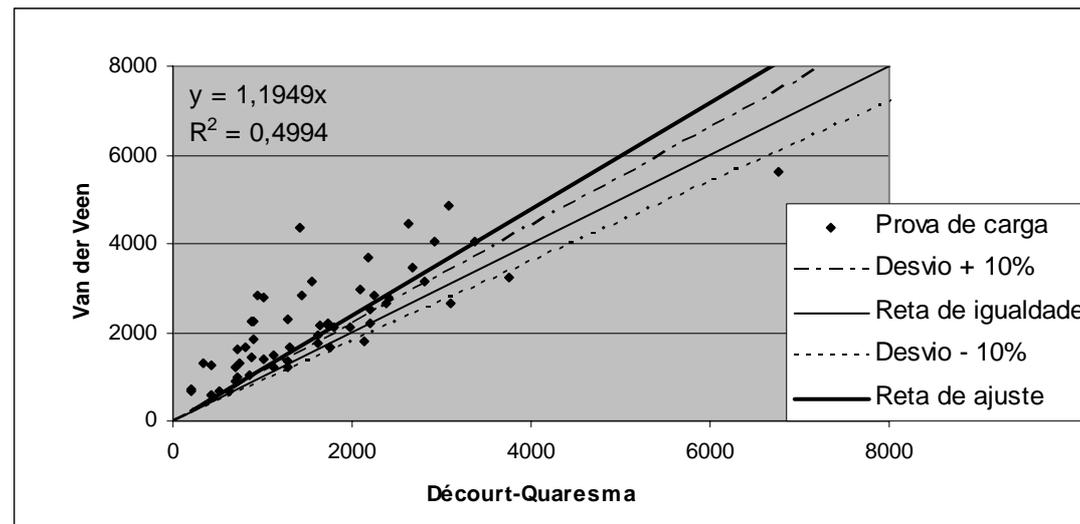


Figura 5.2 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Décourt & Quaresma (1996) com  $\alpha_D=0,3$  e  $\beta_D=1,0$ .

Observa-se na Fig. 5.2 que o método não atendeu o critério de confiabilidade, tendo 4 pontos (6,9%) abaixo da reta de -10 %. Porém pode-se verificar que estes pontos estão bem próximos da reta desvio -10%, ou seja, o melhor ajuste terá coeficientes próximos do original. Observa-se ainda que o método apresentou 9 pontos (15,5%) dentro da “zona de acerto”, uma baixa dispersão entre os testes, além de possuir uma reta de ajuste próxima à reta de igualdade. De uma forma geral, percebe-se que, apesar de não satisfazer o critério de confiabilidade, o método teve boa resposta.

Com intuito de se melhorar a proposta original do método, foram estabelecidas diversas combinações entre os valores de  $\alpha_D$  e  $\beta_D$ . A Figura 5.3 mostra o melhor ajuste dos valores de  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  conseguido para o método, ou seja,  $\alpha_D=0,21$  e  $\beta_D=1,13$ .

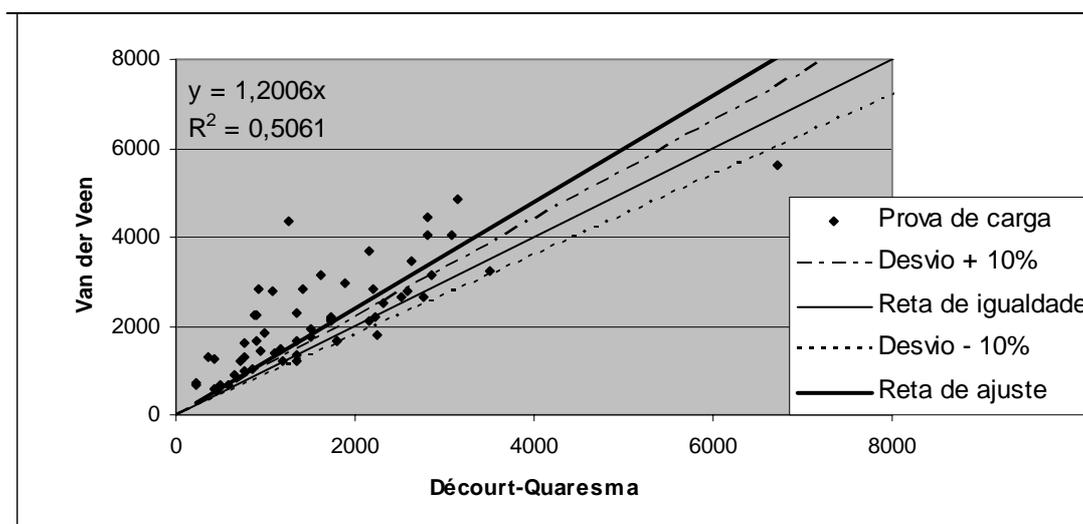


Figura 5.3 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Décourt & Quaresma (1996) para o melhor ajuste ( $\alpha_D=0,21$  e  $\beta_D=1,13$ ).

Pode-se verificar na Fig. 5.3 que o critério de confiabilidade foi satisfeito, possuindo apenas dois pontos (3,4%) abaixo da reta desvio -10%. Verifica-se também que mais pontos ficaram dentro da “zona de acerto”, 13 pontos, representando mais de 23% de “acerto”, além da reta de ajuste ter se aproximado mais da reta de igualdade.

Com isso, o melhor ajuste encontrado melhorou, em todos os aspectos, o desempenho já considerado “bom” do método original. O melhor ajuste foi conseguido, em relação ao método original, diminuindo o valor de  $\alpha_D$  e aumentando  $\beta_D$ , ou seja, diminuindo a parcela de ponta e aumentando a de atrito.

A Tab. 5.5 mostra a comparação entre os coeficientes  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  do método original e os que apresentaram o melhor ajuste.

Tabela 5.5 - Comparação de  $\alpha_D$  e  $\beta_D$  entre o método original e o melhor ajuste.

<b>Décourt-Quaresma</b>	<b>Nº de Pontos abaixo da reta de 10%</b>	<b>Confiabilidade (testes a favor da segurança)</b>	<b>Nº de Pontos na "zona de acerto"</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente de correlação (R<sup>2</sup>)</b>
$\alpha_D= 0,30 ; \beta_D= 1,00$	4 (6,9%)	54 (93,1%)	9 (15,5%)	1,1949x	0,4994
$\alpha_D= 0,21 ; \beta_D= 1,13$	2 (3,4%)	56 (96,5%)	13 (22,4%)	1,2006x	0,5061

Foram testadas 43 combinações dos valores de  $\alpha_D$  e  $\beta_D$ . No Apêndice B encontram-se todos os coeficientes testados assim como seus resultados. Foi feito também um estudo sobre as parcelas de atrito e ponta previstas pelo método original e para o melhor ajuste:

- Método original: média da parcela do atrito lateral =73,5 %; faixa : 42,6 – 95,0 %;  
média da parcela da ponta =26,5 % ; faixa : 5,0– 57,4 %;
- Melhor ajuste: média da parcela do atrito lateral =85,1 %; faixa : 54,5 – 96,8%;  
média da parcela da ponta =18,8 % ; faixa : 3,2 – 45,5%.

### 5.1.2.2 - Método de Antunes & Cabral (1996)

Antunes & Cabral (1996) propuseram para a estaca hélice contínua uma faixa de valores para os coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$  em função do tipo de solo. A Tab. 5.6 mostra esta faixa de valores:

Tabela 5.6 - Faixa de valores dos coeficientes  $\beta_1$  (%) e  $\beta_2$  originais (Antunes e Cabral, 1996).

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Com o intuito de avaliar a faixa proposta para o método original, calculou-se a capacidade de carga de três formas distintas: utilizando os valores inferiores, valores médios e os superiores da Tab. 5.6.

Na Fig. 5.4 é mostrada a comparação dos valores previstos e medidos para o método original utilizando os valores inferiores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

Pode-se verificar na Fig. 5.4 que a análise utilizando os valores inferiores mostrou-se um pouco conservadora, ou seja, apresentando nenhum ponto abaixo da reta de desvio inferior e possuindo apenas 7 pontos (12,1%) na “zona de acerto”. Além disso, pode-se verificar que esta análise possuiu uma reta de ajuste distante da reta de igualdade, porém, uma pequena dispersão entre os pontos.

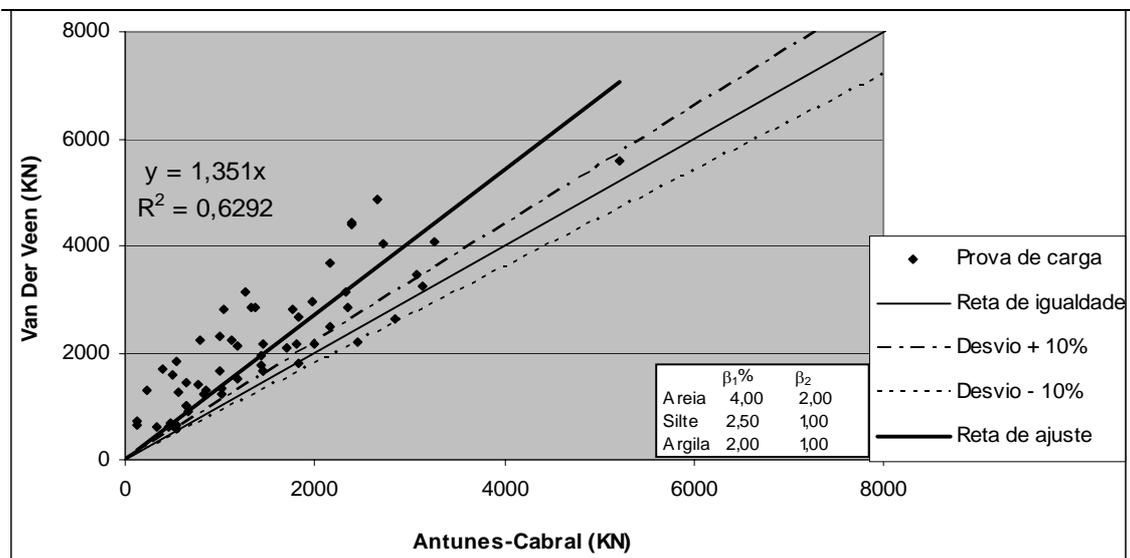


Figura 5.4 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com valores inferiores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

Verificou-se também o outro extremo, ou seja, as provas de carga foram comparadas com previsões utilizando os valores máximos de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ . Pode ser visto na Fig. 5.5 que não foi atendido o critério de confiabilidade, pois 11 pontos (19%) ficaram abaixo da reta de desvio inferior. Apesar de não atender o critério de confiabilidade, a utilização destes coeficientes máximos levou a um acerto de 20 pontos (34,5%).

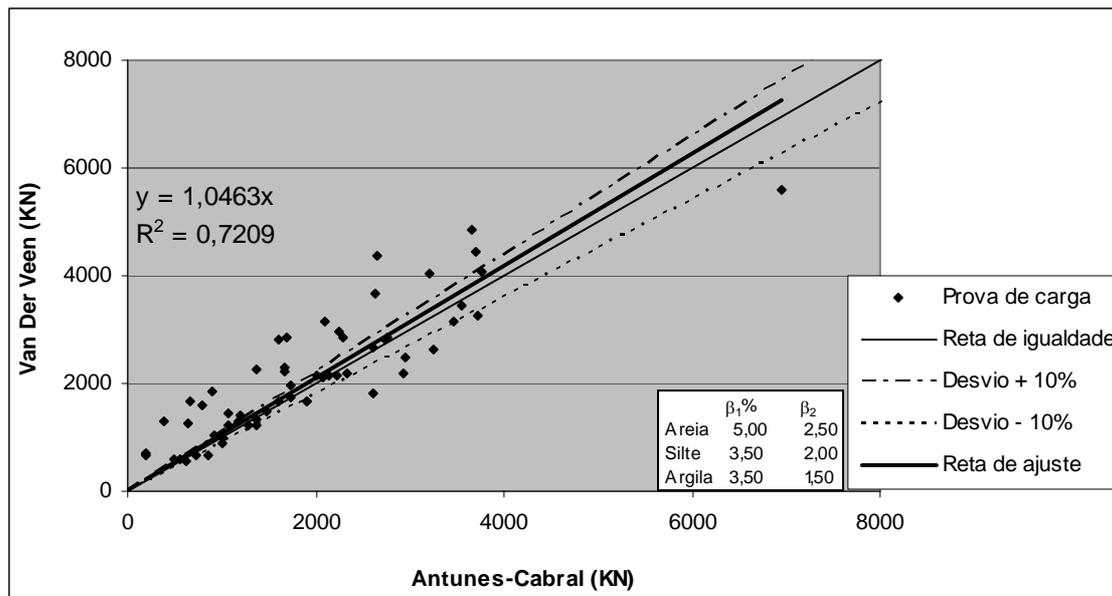


Figura 5.5 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com valores máximos de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

A Fig. 5.6 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para o método original utilizando os valores médios de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

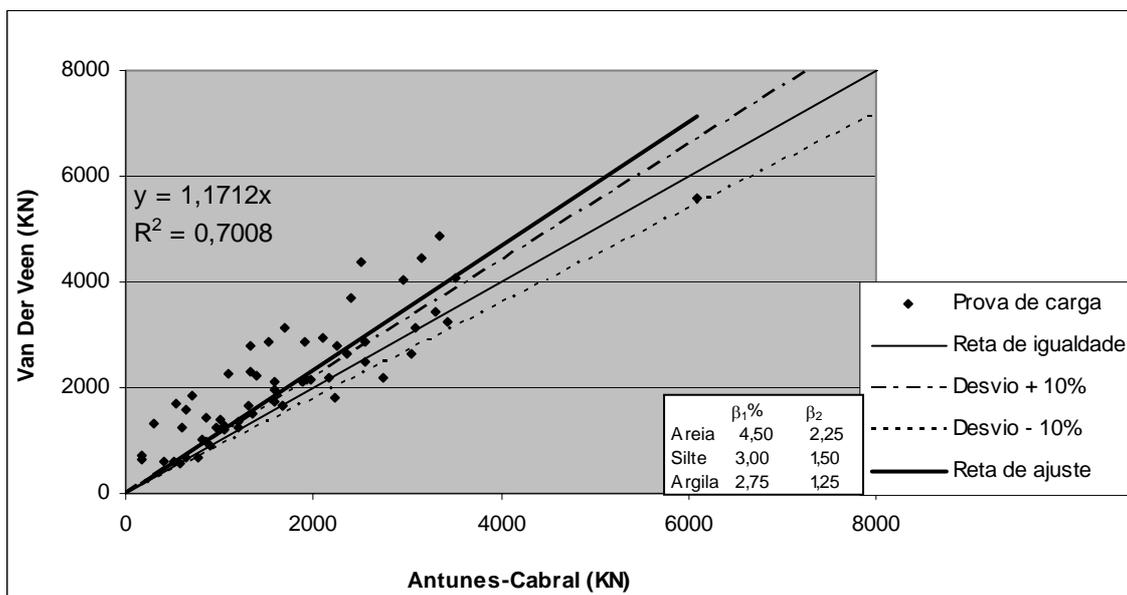


Figura 5.6 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com valores médios de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

Pode-se verificar na Fig. 5.6 que o critério de confiabilidade não foi satisfeito, possuindo 4 pontos (6,9%) abaixo da reta de desvio inferior. Porém, estes pontos estão bem próximos da reta desvio -10%, e esta análise possui 13 pontos (22,4%) na “zona de acerto”, além de possuir baixa dispersão entre os pontos e proximidade da reta de ajuste à reta de igualdade.

Após a análise da faixa proposta pelo método original, verificou-se que, para atender o critério de confiabilidade exigido, o melhor ajuste estaria entre os valores mínimos e médios de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , e que este valor estaria mais próximo dos valores médios. Com isso, procurando otimizar a análise do método, decidiu-se reduzir o valor médio. Em função do banco de dados não mencionar o estado do solo, por exemplo, se é uma areia grossa ou fina, realizou-se uma redução proporcional de  $\beta_1$  e  $\beta_2$  para os três tipos de solo.

O melhor ajuste encontrado em relação ao método original aconteceu para os valores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$  com redução de 10% dos valores médios. A nova faixa proposta para o método encontra-se na Tab. 5.7.

Tabela 5.7 - Faixa proposta para os valores  $\beta_1$  (%) e  $\beta_2$ .

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
Areia	4,0 a 4,4	2,0 a 2,2
Silte	2,5 a 2,9	1,0 a 1,4
Argila	2,0 a 2,6	1,0 a 1,2

A Fig. 5.7 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para o novo limite proposto de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

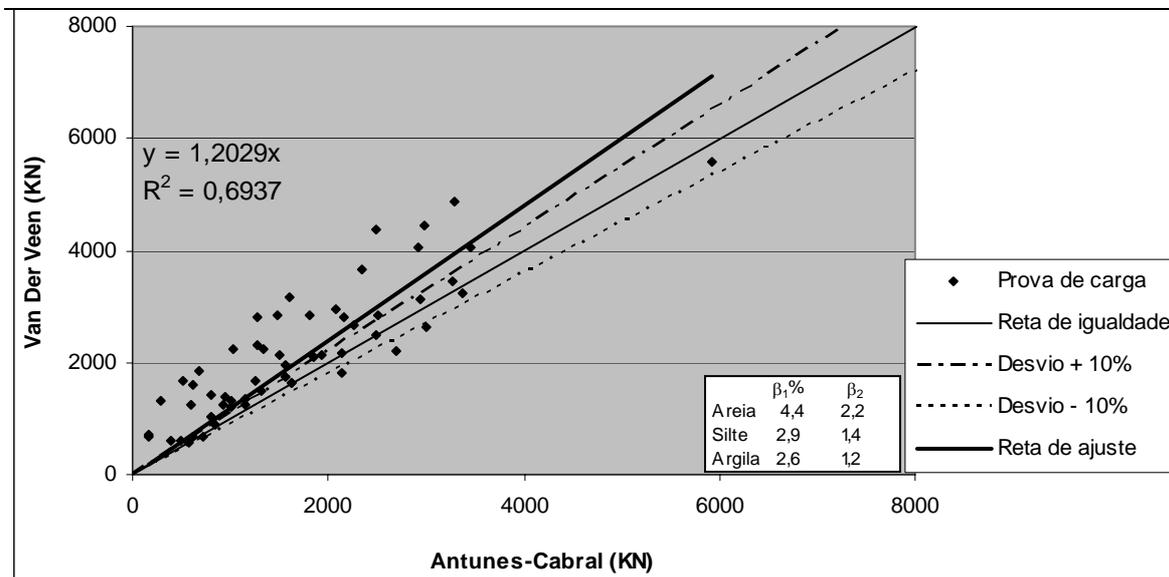


Figura 5.7 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Antunes & Cabral (1996) com os novos limites propostos de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

Pode-se observar na Fig. 5.7 que foi atendido o critério de confiabilidade proposto, possuindo 3 pontos (5,2%) abaixo da reta de desvio inferior. Verifica-se que além de possuir 13 pontos (22,4%) na “zona de acerto”, o novo limite proposto apresentou uma reta de ajuste próxima à reta de igualdade, assim como uma baixa dispersão entre os pontos.



### 5.1.2.3 - Método de Alonso (1996)

O método de Alonso (1996) foi proposto a partir de relações com o ensaio SPT-T. Como já foi mencionado no Capítulo 3 desta dissertação, das 58 provas de carga que apresentavam uma curva carga-recalque bem definida, apenas 14 possuíam sondagens com medida de torque. Com isso, a análise deste método ficou um pouco comprometida devido ao pequeno banco de dados. Porém decidiu-se por verificar a aplicabilidade deste método, assim como verificar o melhor ajuste com base neste conjunto de provas de carga.

Para a verificação do melhor ajuste para o método, conforme descrito na metodologia desta dissertação, é permitido no máximo uma prova de carga localizada abaixo da reta de desvio -10%. Em outras palavras, o “grau de confiabilidade” deveria ser no mínimo de 92,86%.

Para a avaliação do método original foram empregados os valores considerados de  $\alpha_{AI}$  e  $\beta_{AI}$  sugeridos por Alonso (1996) para a região da Bacia Sedimentar de São Paulo. A Tab. 5.9 mostra os coeficientes  $\alpha_{AI}$  e  $\beta_{AI}$  considerados nesta análise.

Tabela 5.9 - Coeficientes  $\alpha_{AI}$  e  $\beta_{AI}$  utilizados para o método original de Alonso (1996).

Tipo de Solo	$\alpha_{AI}$	$\beta_{AI}$
Areia	0,65	200
Silte	0,65	150
Argila	0,65	100

A Fig. 5.8 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para o método original utilizando os valores referidos na Tab. 5.19.

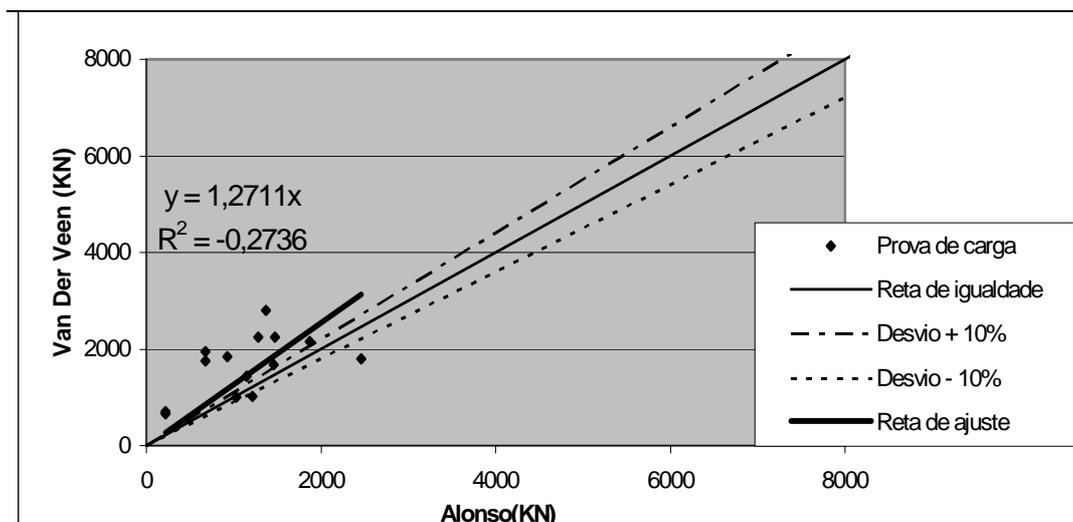


Figura 5.8 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Alonso (1996) com coeficientes  $\alpha_{AI}$  e  $\beta_{AI}$  originais.

Verifica-se na Fig. 5.8 que não foi atendido o critério de confiabilidade, possuindo dois pontos (14,3%) abaixo da reta de desvio -10%. Além disso, o método original possuiu apenas um ponto (7,1%) na “zona de acerto”, reta de ajuste distante da reta de igualdade e elevada dispersão entre os pontos.

Com o intuito de se determinar melhores coeficientes para se ajustar o método, foram tentadas novas combinações de  $\alpha_{AI}$  e  $\beta_{AI}$ . Numa primeira análise foram mantidos os valores de  $\beta_{AI}$  da Tab. 5.9, variando-se  $\alpha_{AI}$ . Numa segunda análise, variou-se o valor tanto de  $\beta_{AI}$  quanto de  $\alpha_{AI}$ . O melhor ajuste foi conseguido para o valor de  $\alpha_{AI}$  de 0,47 e mantendo-se os valores de  $\beta_{AI}$  da Tab. 5.9, ou seja, diminuindo a parcela de atrito lateral e mantendo a ponta constante em comparação ao método original. A Fig. 5.9 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para o melhor ajuste encontrado para o método.

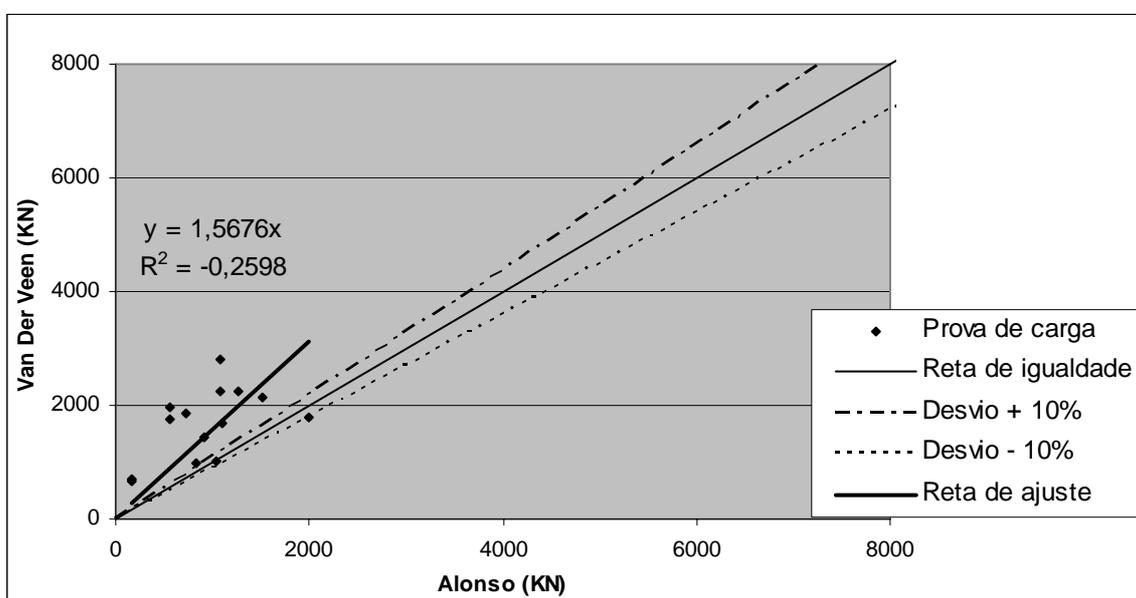


Figura 5.9 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Alonso (1996) para o melhor ajuste de  $\alpha_{AI}$  e  $\beta_{AI}$ .

Verifica-se na Fig. 5.9 que o critério de confiabilidade foi satisfeito com nenhum ponto abaixo da reta de desvio -10%, possuindo dois pontos (14,3%) na “zona de acerto” e uma grande dispersão entre os pontos, porém, com uma reta de ajuste distante da reta de igualdade.

Para uma análise mais embasada deste método seria necessária a ampliação do banco de provas de carga com sondagens SPT-T.



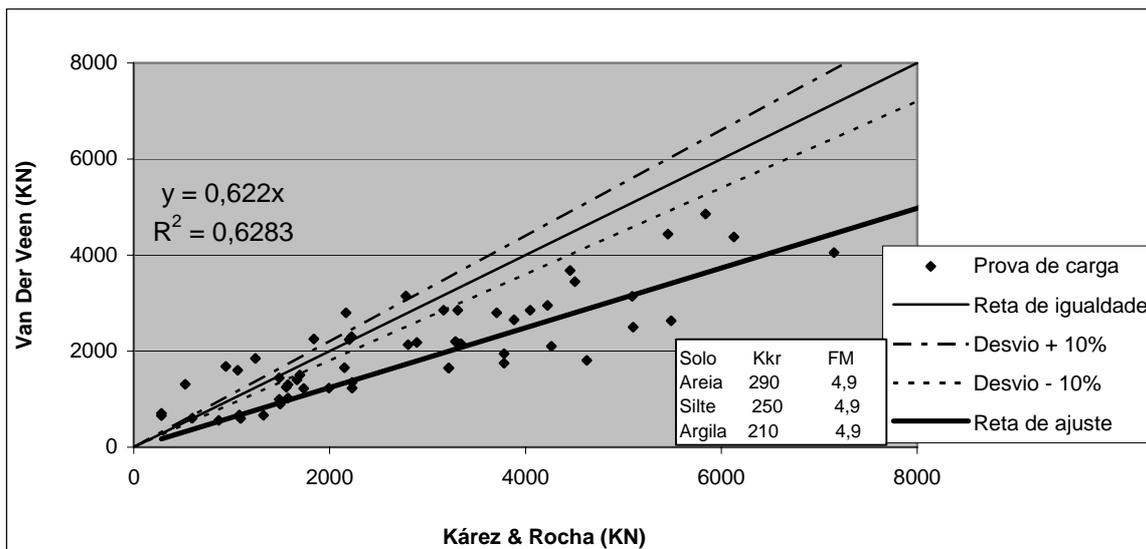


Figura 5.10 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Kárez & Rocha (2000) com  $FM_k$  e  $K_{kr}$  originais.

Com o intuito de se verificar um melhor ajuste para este método, foram feitas diversas tentativas variando os valores do fator multiplicador ( $FM_k$ ) e de  $K_{kr}$ . O melhor ajuste foi conseguido reduzindo sensivelmente tanto o  $FM_k$  quanto o  $K_{kr}$ , ou seja, diminuindo em proporções consideráveis as parcelas de atrito e ponta. Os valores relativos ao melhor ajuste foram de  $FM_k$  igual a 3,0 e o  $K_{kr}$  de 100 para argilas, 110 para siltes e 140 para areias. A Fig. 5.11 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para o melhor ajuste encontrado para o método.

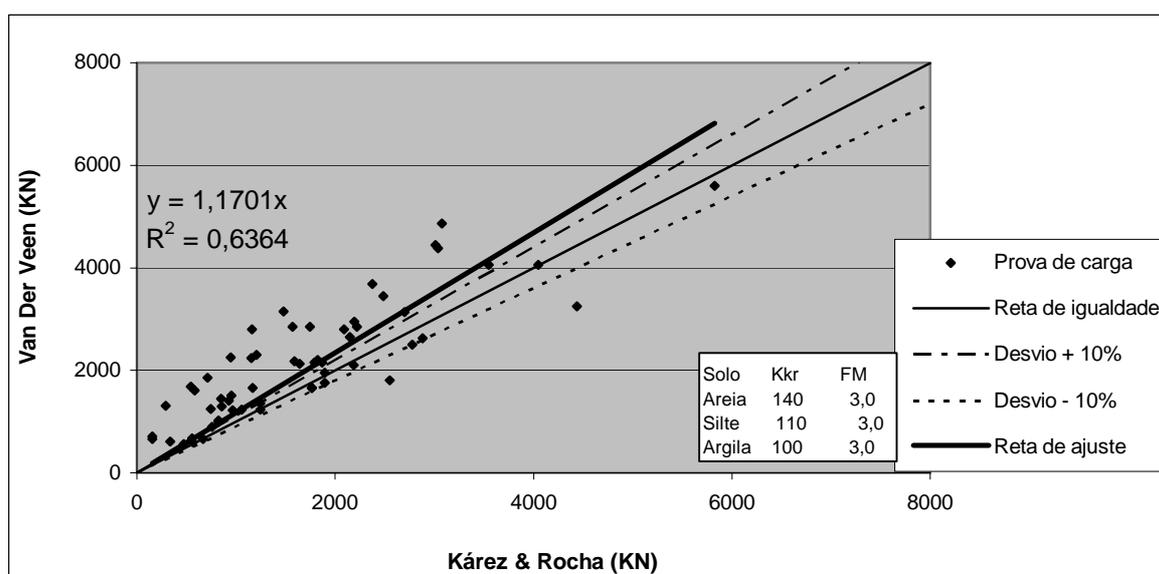


Figura 5.11 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Kárez & Rocha (2000) com o melhor ajuste para  $FM_k$  e  $K_{kr}$ .



enorme erro utilizando o LS de +0,29 deste método. Além disso, verifica-se que a reta de ajuste encontra-se bem distante da reta de igualdade, assim como uma grande dispersão entre os pontos.

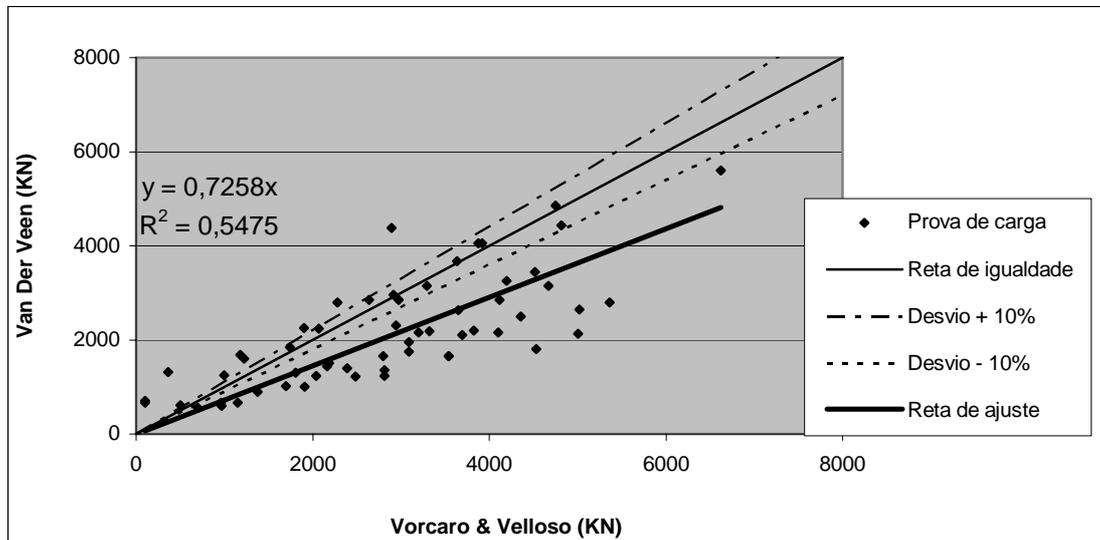


Figura 5.12 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Vorcaro & Velloso (2000) com LS de +0,29.

A 2ª tentativa composta pelo LI de -0,29, obteve os resultados mostrados na Fig. 5.13. Verifica-se na figura citada que o critério de confiabilidade não foi satisfeito, com um total de 7 pontos (12,1%) abaixo da reta de desvio -10%, porém com estes pontos próximos desta reta. A quantidade de pontos na “zona de acerto” foi de 13 (22,4%), com uma reta de ajuste relativamente próxima da reta de igualdade, mas possuindo uma alta dispersão entre os mesmos.

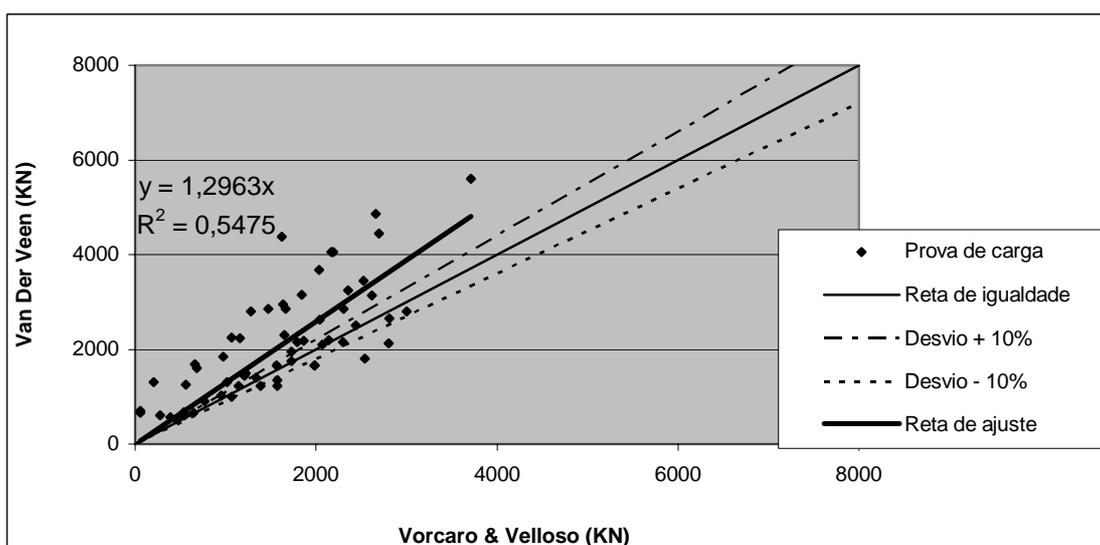


Figura 5.13 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Vorcaro & Velloso (2000) com LI de -0,29.

A 3ª tentativa composta pelo “ajuste simples” obteve os resultados mostrados na Fig. 5.14. Tem-se que 27 pontos (46,5%) ficaram abaixo da reta de desvio -10% e também, por conseguinte, bem distante de satisfazer a condição de confiabilidade. A quantidade de pontos na “zona de acerto” se limitou a 9 (15,5%), ocorreu uma grande dispersão entre os pontos, porém a reta de ajuste ficou bem próxima da reta de igualdade.

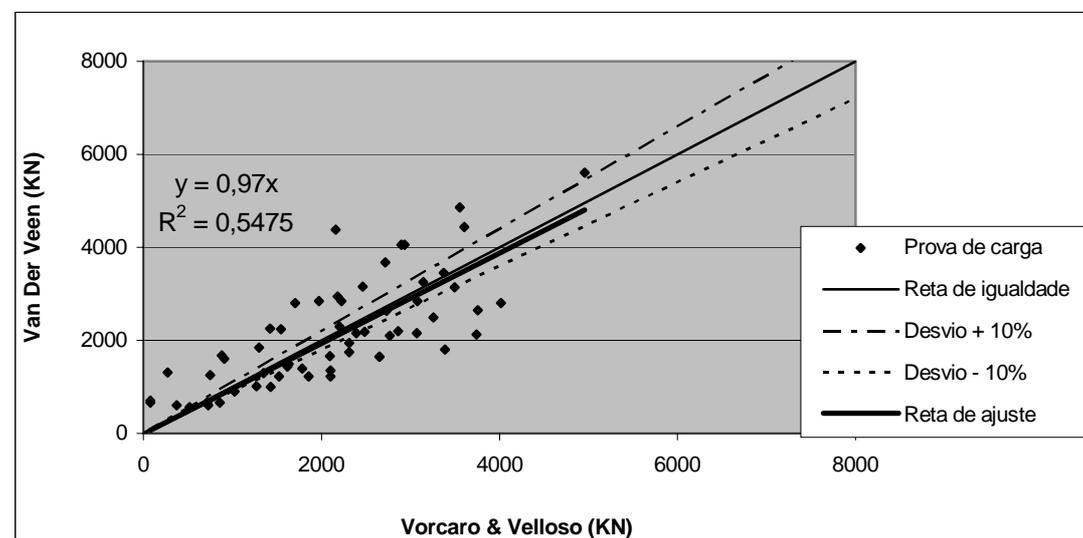


Figura 5.14 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Vorcaro & Velloso (2000) com composta pelo “ajuste simples”.

Dentre as três tentativas propostas para o método, verificou-se que nenhuma das três obteve um bom resultado. Contudo, verifica-se que as melhores características foram conseguidas utilizando o LI de -0,29, conforme mostrado na Tab. 5.12.

Tabela 5.12 - Comparação das três tentativas para o método original.

Vorcaro & Velloso	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 (R²)
1º- LS de +0,29	37 (63,8%)	21 (36,2%)	11 (19,0%)	0,7258x	0,5475
2º- LI de -0,29	7 (12,1%)	51 (87,9%)	13 (22,4%)	1,2963x	0,5475
3º-“ajuste simples”	27 (46,5%)	31 (53,5%)	9 (15,5%)	0,97x	0,5475

Pelo fato de se tratar de uma formulação estatística, segundo diversas considerações dos autores, não se tentou verificar um melhor ajuste para o método. Porém, dentro dos critérios propostos nesta dissertação, este método não apresentou um bom resultado. Além disso, pelo fato da equação proposta para o método original ser do tipo exponencial, não foi possível a separação das parcelas de atrito lateral e ponta.

### 5.1.2.6 - Método de Gotlieb et al. (2000)

O método original propõe o cálculo da tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca, isto é, não determina diretamente a carga última da estaca. Com isso os autores tentaram determinar a tensão de utilização da estaca.

A expressão original do método está representada na Eq. 3.18.

$$\sigma_T = (SPT_{\text{médiodaponta}} \times 60) + \left( \frac{\sum SPT}{0,125.d} \right) \quad (3.18)$$

Transformando a Eq. 3.18 em função de um fator multiplicador para a ponta de 60 e de outro fator divisor para a lateral de 0,5, conforme relato dos autores, chega-se a Eq. 5.1.

$$\sigma_t = (SPT_{\text{médiodaponta}} \times 60) + \left( \frac{4.\sum SPT}{0,5.D} \right) \quad (5.1)$$

Onde:

$\sigma_t$  = tensão admissível a ser aplicada ao topo da estaca, em kN/m<sup>2</sup>;

SPT<sub>médio da ponta</sub> = média dos valores obtidos no trecho compreendido por 8 diâmetros da estaca da ponta para cima e por 3 diâmetros da estaca da ponta para baixo;

$\sum SPT$  = somatório dos  $N_{SPT}$  compreendidos ao longo do comprimento da estaca (os valores de SPT superiores a 50 golpes deverão ser limitados a 50);

D= diâmetro da estaca, em metros.

Com o intuito de se analisar o método em função da carga última da estaca, conforme analisado para todos os outros métodos, foi aplicado pelo autor da presente dissertação sobre a Eq. 5.1 (tensão admissível), um coeficiente de majoração igual a 2 para se estimar a tensão última da estaca. Com isso calculou-se a carga última ( $P_{\text{últ}}$ ) multiplicando-se a tensão admissível ( $\sigma_t$ ) por duas vezes a área da seção transversal da estaca (A), resultando na Eq. 5.2.

$$P_{\text{últ}} = 2.A. \left[ (SPT_{\text{médiodaponta}} \times 60) + \left( \frac{4.\sum SPT}{0,5.d} \right) \right] \quad (5.2)$$

Para a análise do método de posse da Eq. 5.2, foram considerados seus fatores originais, sendo o fator multiplicador ( $FM_G$ ) igual a 60 e o fator divisor (FD) de 0,5. A recomendação dos autores para a limitação de  $\sigma_t$  em 5.000 kN/m<sup>2</sup>, para utilização em projetos, foi utilizada na análise.

A Fig. 5.15 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para o método original. Na figura citada verifica-se que não foi atendida a condição de confiabilidade, possuindo um total de 5 pontos (8,6%) abaixo da reta de desvio -10%, porém nota-se que estes pontos estão bem próximos da reta -10%. Nota-se também que o método possuiu 16 pontos (27,6%) na “zona de acerto”, uma relativa distância entre a reta de ajuste e a reta de igualdade além de possuir uma baixa dispersão entre os pontos. Com isso pode-se dizer que apesar de não atender o critério de confiabilidade proposto anteriormente, o método apresentou um bom resultado.

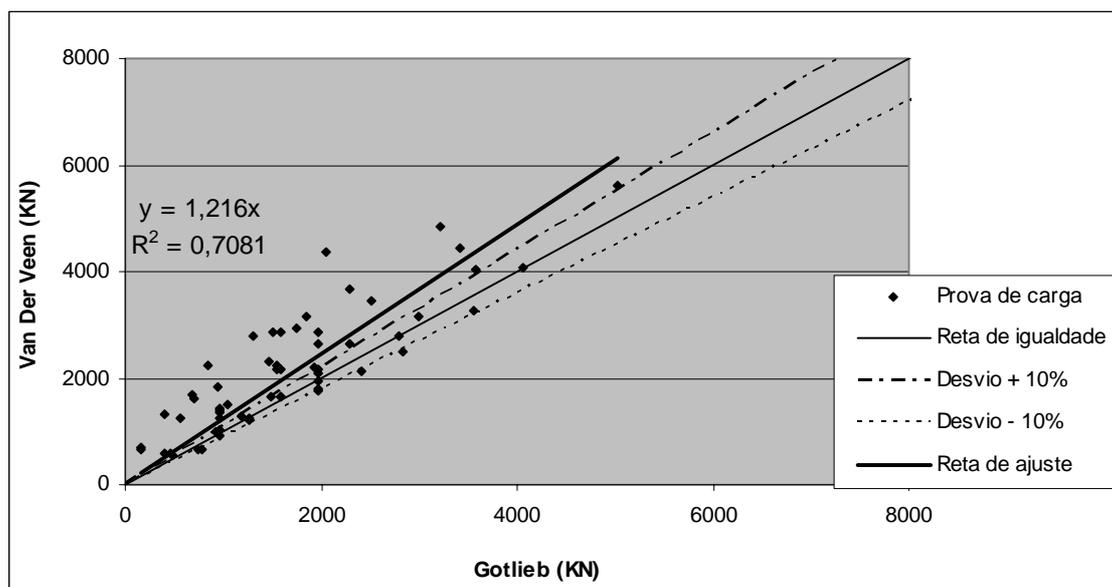


Figura 5.15 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Gotlieb et al. (2000) com  $FM_G=60$  e  $FD=0,5$ .

Com o intuito de melhorar as características e otimizar o método original, determinou-se o melhor ajuste baseado neste conjunto de 58 provas de carga. Com isso foram testadas inúmeras combinações entre os fatores  $FM_G$  e  $FD$ . O melhor ajuste foi encontrado diminuindo o fator multiplicador ( $FM_G$ ) para 50 e mantendo o fator divisor ( $FD$ ) de 0,5, ou seja, diminuindo a contribuição da ponta e conservando a parcela de atrito lateral.

A Fig. 5.16 mostra a comparação dos valores previstos e medidos para melhor ajuste encontrado para o método, em função dos fatores  $FM_G$  igual a 50 e  $FD$  igual a 0,5.

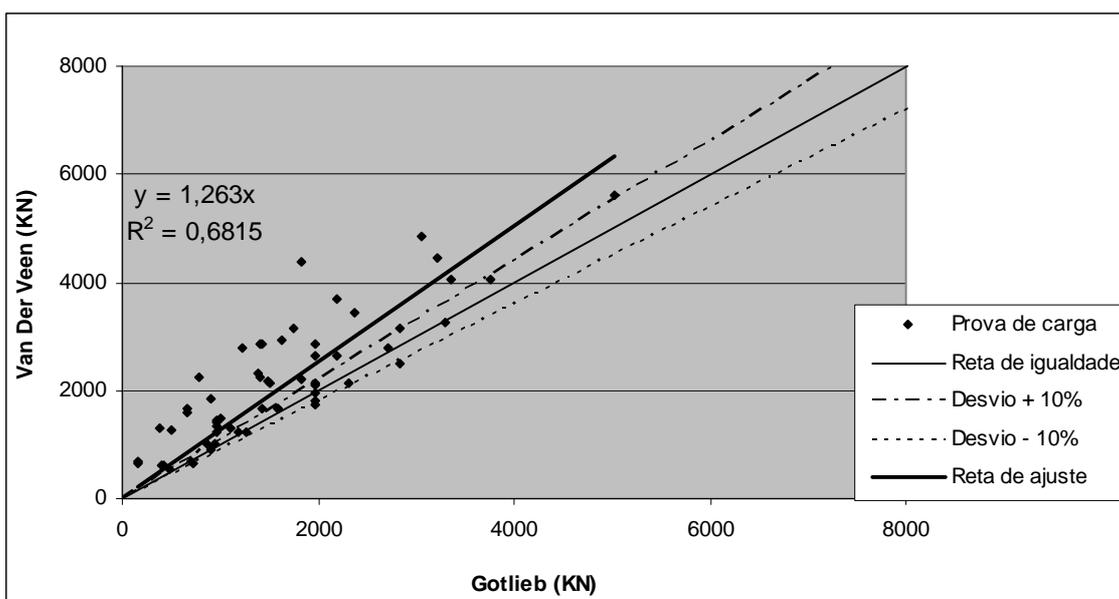


Figura 5.16 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Gotlieb et al. (2000) com  $FM_G=50$  e  $FD=0,5$ .

Analisando a Fig. 5.16 pode-se verificar que a condição de confiabilidade foi atendida, possuindo 2 pontos (3,5%) abaixo da reta de desvio -10%. O melhor ajuste apresentou características bem semelhantes em relação ao método original, ou seja, mesma quantidade de pontos na “zona de acerto”, total de 16 pontos (27,6%), proximidade entre as retas de ajuste e de igualdade e baixa dispersão entre os pontos. Com isso tira-se que o melhor ajuste em relação ao método original aumentou apenas a “confiabilidade” do método. Logo, se pode notar que o melhor ajuste encontrado não conseguiu melhorar muito as outras características do método original, conforme verificado para os outros métodos.

A Tab. 5.13 mostra para as condições analisadas, a comparação entre os fatores  $FM_G$  e  $FD$  do método original e os que apresentaram o melhor ajuste.

Tabela 5.13 - Comparação de  $FM_G$  e  $FD$  entre o método original e o melhor ajuste.

Gotlieb	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 ( $R^2$ )
$FM_G=60-FD=0,5$	5 (8,6%)	53 (91,4%)	16 (27,6%)	$1,216x$	0,7081
$FM_G=50-FD=0,5$	2 (3,5%)	56 (96,5%)	16 (27,6%)	$1,263x$	0,6815

Foram testadas 52 combinações de valores para  $FM_G$  e  $FD$ . No Apêndice B encontram-se todos os fatores testados assim como suas análises. Não foi realizado o estudo deste método em relação às parcelas de ponta e de atrito lateral, uma vez que, com a limitação da tensão admissível proposta pelos autores, não se conseguiria separar estas parcelas.

### 5.1.2.7 - Método de Aoki & Velloso (1975)

Para este método foram feitas as previsões para as 58 provas de carga considerando os valores de “ $K_A$ ” e “ $\alpha_A$ ” originais de acordo com o tipo de solo. Foram adotados para a estaca hélice contínua, os parâmetros  $F_1$  e  $F_2$  recomendados para estaca escavada, ou seja,  $F_1=3,0$  e  $F_2=6,0$ , respectivamente. A Fig. 5.17 apresenta a comparação dos valores previstos e medidos para o método original. Com o intuito de adaptar o método original para se obter o melhor ajuste de  $F_1$  e  $F_2$ , foram feitas várias tentativas, inclusive, adotando valores com razão de  $F_2/F_1$  diferente de 2, como usualmente empregado no método original. O melhor ajuste verificado para o método foi de  $F_1=4,0$  e  $F_2=5,5$ , como mostrado na Fig. 5.18.

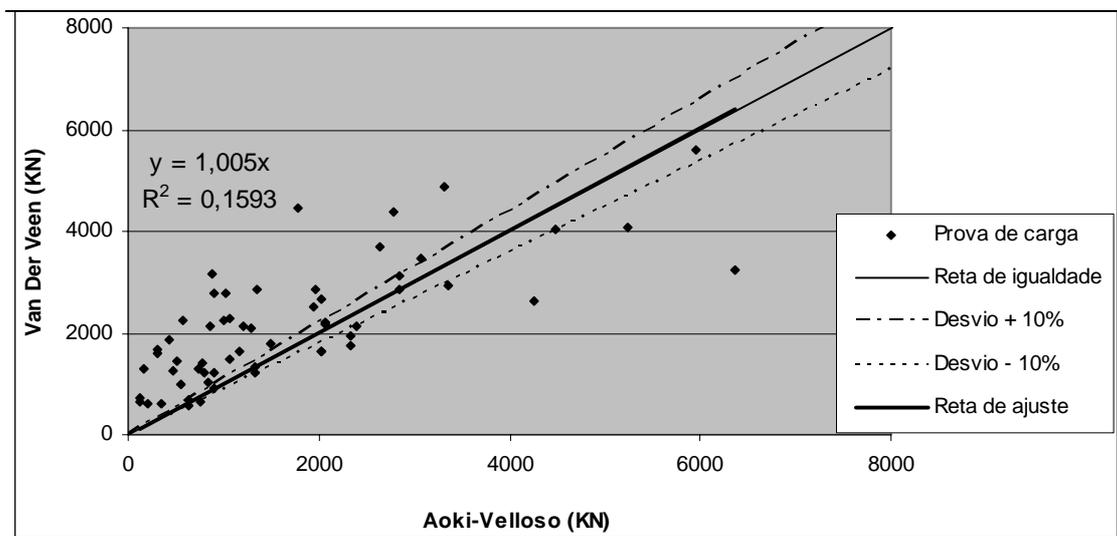


Figura 5.17 - Carga de Van Der Veen x carga calculada de Aoki e Velloso (1975) com  $F_1=3,0$  e  $F_2=6,0$ .

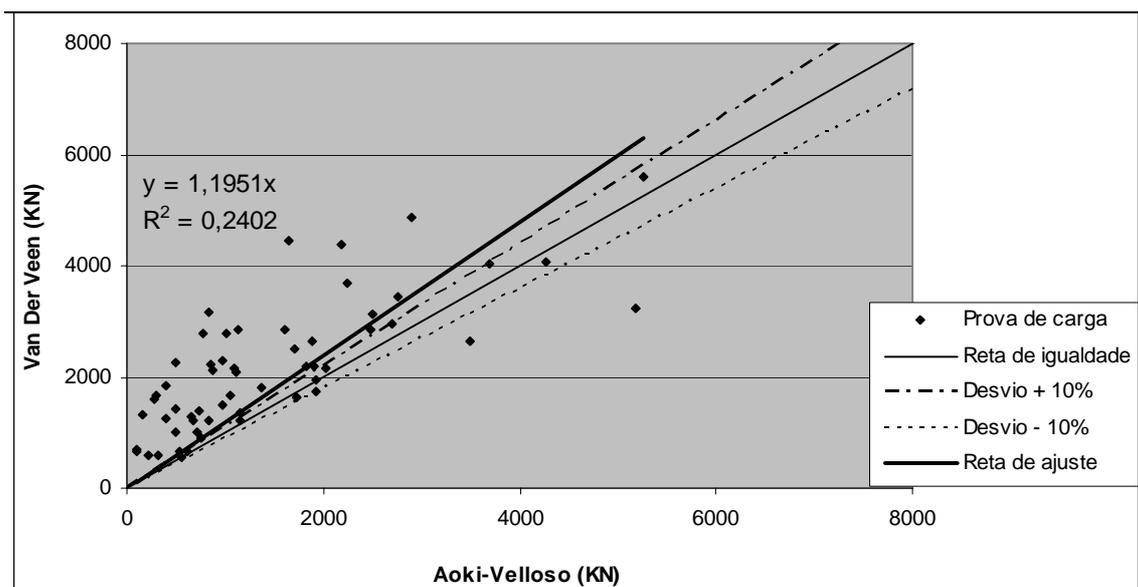


Figura 5.18 - Carga de Van der Veen x carga calculada por Aoki e Velloso (1975) para o melhor ajuste ( $F_1=4,0$  e  $F_2=5,5$ ).

A partir da adaptação proposta para o método, verificou-se que o critério de confiabilidade foi satisfeito, reduzindo a quantidade prevista para o método original para apenas dois pontos (3,4%). Aumentou-se o número de pontos na “zona de acerto” e diminui a dispersão entre os pontos, porém, a reta de ajuste ficou mais distante da reta de igualdade. O melhor ajuste foi conseguido, em relação ao método original, aumentando o valor de  $F_1$  e diminuindo  $F_2$ , ou seja, aumentando a parcela de ponta e diminuindo um pouco a de atrito.

A Tab. 5.14 mostra para as condições analisadas, a comparação entre os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$  do método original e o que apresentou o melhor ajuste.

Tabela 5.14 - Comparação de  $F_1$  e  $F_2$  entre o método original e o melhor ajuste.

<b>Aoki-Velloso</b>	<b>Nº de Pontos abaixo da reta de -10%</b>	<b>Confiabilidade (testes a favor da segurança)</b>	<b>Nº de Pontos na "zona de acerto"</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente de correlação (<math>R^2</math>)</b>
$F_1= 3,0$ e $F_2= 6,0$	11 (19,0%)	47 (81,7%)	9 (15,5%)	1,005x	0,1593
$F_1= 4,0$ e $F_2=5,5$	2 (3,4%)	56 (96,6%)	12 (20,7%)	1,1951x	0,2402

Foram testadas 90 combinações de valores para  $F_1$  e  $F_2$ . No Apêndice B encontram-se todos os coeficientes testados assim como suas análises.

Foi feito também um estudo sobre as parcelas de atrito e ponta:

- Método original: média do atrito lateral =39,4 % ; faixa : 9,9 – 78,2 % ;  
média da ponta =60,6 % ; faixa : 21,8 – 90,1 % ;
- Melhor ajuste: média do atrito lateral =46,1 % ; faixa : 13,0 – 83,0% ;  
média da ponta =53,9 % ; faixa : 87,0 – 17,0%.

### **5.1.3 - Comparação dos Diversos Métodos Analisados**

Após a avaliação dos sete métodos, apresentam-se as tabelas comparativas do desempenho dos mesmos. Para isso dividiu-se tal comparação em duas análises, denominadas de análise dos métodos originais e análise dos melhores ajustes.

#### **5.1.3.1 - Análise dos Métodos Originais**

Para se realizar a comparação entre os métodos foram adotados os mesmos critérios de desempate adotados na análise e adaptação dos métodos semi-empíricos (ver subitem 4.1.1.2). A Tab. 5.15 mostra o resumo das 5 características verificadas para os métodos analisados.

Antes de se analisar de forma comparativa os métodos, ressalta-se mais uma vez que o método de Alonso (1996) foi baseado em apenas 14 provas de carga enquanto os demais métodos foram baseados em 58 provas de carga. Deve ser ainda ressaltado que o método de Antunes & Cabral (1996) e Vorcaro & Velloso (2000) foram analisados a partir de três relações distintas.

Na Tab. 5.15 são apresentadas as 5 características avaliadas, porém as duas primeiras são complementares e referem-se à confiabilidade do método, sendo, porém, analisadas conjuntamente. O melhor ou melhores métodos foram aqueles que apresentaram um conjunto de melhores características, obedecendo ao critério de desempate já estabelecido.

Tabela 5.15 - Comparação entre os métodos originais.

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 <sup>2</sup> )
<b>Décourt &amp; Quaresma</b> $\alpha_D=0,30$ e $\beta_D=1,00$	4 (6,9%)	54 (93,1%)	9 (15,5%)	1,1949x	0,4994
<b>Antunes &amp; Cabral</b> ( $\beta_1$ e $\beta_2$ mínimos)	0 (0,0%)	58 (100,0%)	7 (12,1%)	1,351x	0,6292
<b>Antunes &amp; Cabral</b> ( $\beta_1$ e $\beta_2$ máximos)	11 (19,0%)	47 (81,0%)	20(34,5%)	1,0463x	0,7209
<b>Antunes &amp; Cabral</b> ( $\beta_1$ e $\beta_2$ médios)	4 (6,9%)	54 (93,1%)	13(22,4%)	1,1712x	0,708
<b>Alonso</b> $\alpha_{Al}=0,65$ $\beta_{Al}=(200,150,100)^*$	2 (14,3%)	12 (85,7%)	1 (7,1%)	1,2711x	-0,2736
<b>Kárez &amp; Rocha</b> $FM_K=4,9$ $K_{kr}=(290,250,210)^*$	44 (75,9%)	14 (24,1%)	5 (8,6%)	0,622x	0,6283
<b>Vorcaro &amp; Velloso</b> 1º- LS de +0,29	37 (63,8%)	21 (36,2%)	11(19,0%)	0,7258x	0,5475
<b>Vorcaro &amp; Velloso</b> 2º- LI de -0,29	7 (12,1%)	51 (87,9%)	13(22,4%)	1,2963x	0,5475
<b>Vorcaro &amp; Velloso</b> 3º- "ajuste simples"	27 (46,5%)	31 (53,5%)	9 (15,5%)	0,97x	0,5475
<b>Gotlieb</b> $FM_K=60$ - $FD=0,5$	5 (8,6%)	53 (91,4%)	16(27,6%)	1,216x	0,7081
<b>Aoki &amp; Velloso</b> $F_1=3,0$ e $F_2=6,0$	11 (19,0%)	47 (81,7%)	9 (15,5%)	1,005x	0,1593

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

Dentre os métodos analisados o único que atendeu ao critério de confiabilidade foi o de Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  mínimos. Verifica-se ainda que os métodos de Décourt & Quaresma (1996), Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  médios e Gotlieb et al. (2000) quase atingiram o critério de confiabilidade, mostrando que estes métodos apresentam uma razoável confiabilidade. Deve-se ressaltar que o método de Alonso (1996) apresentou também um bom resultado. Os métodos de Vorcaro & Velloso (2000) utilizando LI de -0,29, Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  máximos e Aoki & Velloso (1975) apresentaram uma confiabilidade regular, enquanto os métodos de Kárez & Rocha (2000), Vorcaro & Velloso (2000) utilizando LI de +0,29 e com “ajuste simples” apresentaram uma baixíssima confiabilidade.

Analisando o número de pontos na “zona de acerto” verifica-se que o melhor entre os métodos foi o de Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  máximos, com quase 35% de acerto. Logo em seguida vieram, em ordem dos “melhores” para os “piores”, os métodos de Gotlieb et al. (2000), Antunes & Cabral (1996) com valores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$  médios, Vorcaro & Velloso (2000) utilizando LS de +0,29 e LI de -0,29 e possuindo em torno de 20% de acerto.

Para a análise da equação da reta de ajuste entre os pontos foi verificada uma maior proximidade desta reta em relação à reta de igualdade (condição ideal) de forma visual, assim como os valores dos coeficientes da equação. Sendo a reta uma função do tipo  $y = m.x$ , para a análise quanto mais próximo de 1 o valor do coeficiente angular “m” mais próxima da reta de igualdade estará a reta de ajuste dos pontos.

Dentre os métodos o que apresentou uma melhor reta de ajuste foi o de Aoki & Velloso (1975) seguido de perto por Vorcaro & Velloso (2000) com o “ajuste simples” e Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  máximos. Em seguida vieram em ordem dos “melhores” para os “piores”, os métodos de Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  médios, Décourt & Quaresma (1996) e Gotlieb et al. (2000), todos apresentando uma proximidade relativa da reta de ajuste em relação da reta de igualdade.

Analisou-se também a última característica verificada para os métodos, que é a menor dispersão dos pontos em relação à reta de ajuste, sendo indicada em função de  $R^2$ . Quanto mais próximo o valor de  $R^2$  for de um, menor será a dispersão entre os pontos em relação à reta de ajuste.

O método que apresentou uma menor dispersão foi o de Antunes & Cabral (1996) com pequena variação em suas três alternativas, sendo os melhores indicados na ordem com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  máximos, médios e mínimos. Os outros métodos que possuíram um bom resultado foram os de Gotlieb et al. (2000) e Kárez & Rocha (2000), porém para o último existe uma ressalva, ou seja, apesar de possuir uma dispersão mediana, a maioria de seus pontos encontram-se abaixo da reta de desvio -10%, logo, todos os pontos estão contra a segurança ao mesmo tempo. Em seguida os métodos que apresentaram um resultado regular, em ordem dos “melhores” para os “piores”, foram os de Vorcaro & Velloso (2000) em suas três variações, Décourt & Quaresma (1996), Aoki & Velloso (1975) e Alonso (1996).

A partir da comparação das características dos métodos originais tem-se que o melhor resultado foi verificado para o método de Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  médios. Tal escolha é justificada devido este método apresentar boas correlações em todas as características analisadas, ou seja, na média apresentou as melhores características.

O método de Antunes & Cabral (1996) utilizando  $\beta_1$  e  $\beta_2$  mínimo e máximo também apresentaram boas correlações, porém a utilização dos parâmetros mínimos acarretou num pequeno “acerto” e o uso dos parâmetros máximos levou a grande quantidade de “erros”. Os métodos de Gotlieb et al. (2000) e de Décourt & Quaresma (1996) apresentaram também um bom resultado.

Dentre os que tiveram comportamento considerado regular são citados os seguintes métodos: Vorcaro & Velloso (2000) utilizando LI de -0,29, Alonso (1996) e Aoki & Velloso (1975). Os métodos que tiveram um pior resultado foram os de Vorcaro & Velloso (2000) utilizando LI de +0,29 e com “ajuste simples”, e Kárez & Rocha (2000).

### **5.1.3.2 - Análise dos Melhores Ajustes**

Como já mostrado anteriormente, o “melhor ajuste” verificado para cada método realçou, na maioria das vezes, todas as características analisadas, tanto em relação à diminuição de “erros” e aumento de “acertos”, quanto em relação a uma menor dispersão entre os pontos e maior proximidade entre as retas de ajuste e de igualdade.

Para se realizar a comparação entre os métodos “melhorados” foram adotados os mesmos critérios de desempate adotados na análise e adaptação dos métodos semi-empíricos. Como não se realizou o ajuste do método de Vorcaro & Velloso (2000), este não será comparado com os demais.

A Tab. 5.16 mostra o resumo das 5 características verificadas para os melhores ajustes encontrados para os métodos analisados.

Tabela 5.16 - Comparação entre os melhores ajustes para os métodos.

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 <sup>2</sup> )
<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>  $\beta_1$ (%) $\beta_2$ Areia    4,40    2,20 Silte    2,90    1,40 Argila    2,60    1,20	3 (5,2%)	55 (94,8%)	13 (22,4%)	1,2029x	0,6937
<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.

Verifica-se que todos os métodos analisados, de acordo com o melhor ajuste encontrado, obtiveram uma confiabilidade superior a 94,8% por hipótese de aceitação de cada método.

Analisando o número de pontos na “zona de acerto” verifica-se que o método de Gotlieb et al. (2000) apresentou um maior acerto, possuindo 16 pontos (27,6%) nesta zona. Em seguida, com um resultado semelhante e possuindo um “acerto” de 13 pontos (22,4%) encontram-se os métodos de Décourt & Quaresma (1996), Antunes & Cabral (1996) e Kárez & Rocha (2000). Em seguida encontra-se o método de Aoki & Velloso (1975) e, por último, com um pequeno índice de “acerto” encontra-se o método de Alonso (1996).

O método que apresentou uma melhor reta de ajuste, verificando a proximidade com a reta de igualdade, foi o de Kárez & Rocha (2000) seguido pelos métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1996), Antunes & Cabral (1996) e Gotlieb et al. (2000). Apenas o método de Alonso (1996) apresentou uma grande distância entre as retas comparadas.

O método que apresentou uma menor dispersão entre os pontos (maior  $R^2$ ) foi o de Antunes & Cabral (1996) seguido pelo método de Gotlieb et al. (2000). Os métodos de Kárez & Rocha (2000) e Décourt & Quaresma (1996) apresentaram uma dispersão média entre os pontos, enquanto os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Alonso (1996) apresentaram uma grande dispersão entre os pontos.

A partir da comparação das características dos métodos com melhor ajuste tem-se que os melhores resultados foram semelhantes para os métodos de Gotlieb et al. (2000) e de Antunes & Cabral (1996). Tal escolha é justificada devido estes métodos apresentarem boas correlações em todas as características analisadas, ou seja, apresentaram uma boa confiabilidade, bom “acerto”, pequena proximidade entre as retas e pequena dispersão entre os pontos. Os métodos de Kárez & Rocha (2000) e Décourt & Quaresma (1996) apresentaram também um bom resultado, e, logo após, encontram-se os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Alonso (1996) com um resultado apenas razoável em comparação aos demais.

## 5.2 - RECALQUE

Para o conjunto de 197 provas de carga analisadas, verificou-se a aplicabilidade dos métodos elásticos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).

A Tab. 5.17 mostra, para os locais onde foram realizadas as 197 provas de carga, o acréscimo dos valores de recalque, a partir de faixas percentuais, do método de Randolph & Wroth (1978) ( $R_r$ ) em relação ao de Poulos & Davis (1980) ( $R_p$ ). Para esta comparação utilizou-se uma carga de 1 kN.

Tabela 5.17 – Faixas percentuais do acréscimo de recalque dos locais das provas de carga pelo método de Randolph & Wroth (1978) em relação ao de Poulos & Davis (1980).

$\left(\frac{R_r - R_p}{R_p}\right) (\%)$	Nº PC	%PC
<b>(- 16) - 0</b>	19	9,6
<b>0 - 5</b>	10	5,1
<b>5 - 10</b>	15	7,6
<b>10 - 20</b>	34	17,3
<b>20 - 50</b>	95	48,2
<b>&gt; 50</b>	24	12,2
<b>Total:</b>	197	100,0

Verifica-se da Tab. 5.17 que, para os locais onde foram realizadas as provas de carga, a previsão de recalque de Randolph & Wroth (1978) apresentou uma maior concentração (48,2%), na faixa de 20 a 50% maior do que a previsão por Poulos & Davis (1980). Porém, nota-se que uma porcentagem significativa (40%) se localizou na faixa entre - 16% e + 20%, indicando uma boa proximidade das previsões dos valores de recalque.

Com o intuito de melhor entender o comportamento de recalque do conjunto de 197 provas de carga analisado, decidiu-se por separar tal conjunto em três grupos. Estes três grupos foram denominados por:

- 1º Grupo: grupo de estacas em que o recalque real da prova de carga foi menor que o das duas previsões analisadas (Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978));
- 2º Grupo: grupo de estacas em que o recalque real da prova de carga possuiu valores entre as duas previsões analisadas ou muito próximo às mesmas;
- 3º Grupo: grupo de estacas em que o recalque real da prova de carga possuiu valores maiores que o das duas previsões analisadas.

Com isso entende-se que as provas de carga pertencentes ao 1º e 3º Grupos não tiveram uma boa previsão de recalque pelos métodos analisados, sendo que no 1º Grupo os métodos superestimaram o recalque real da prova de carga e no 3º Grupo os métodos subestimaram o recalque real medido na prova de carga. Tem-se que as provas de carga pertencentes ao 2º Grupo tiveram uma boa previsão de recalque dos métodos analisados, sendo consideradas como “acerto” dos métodos. Para esta divisão das provas de carga em três grupos foi verificado o trecho elástico-linear inicial da curva carga-recalque, uma vez que os métodos de previsão baseiam-se na Teoria da Elasticidade.

Das 197 provas de cargas analisadas, verificou-se que 97 (49,2%) recalcarem menos que o previsto pelos dois métodos (1º Grupo), 95 (48,2%) apresentaram valores de recalques entre os previstos pelos dois métodos (2º Grupo) e 5 (2,6%) recalcarem mais que o previsto pelos dois métodos (3º Grupo).

Com isso, tem-se que em quase metade das provas de carga os métodos previam bem o recalque (2º Grupo) e na outra metade não tiveram uma boa previsão (1º Grupo). Para a grande maioria das provas de carga, 192 (97,4%), os métodos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) tiveram uma boa previsão dos recalques (2º Grupo) ou foram a favor da segurança, ou seja, previam recalques maiores que os verificados nas provas de carga (1º Grupo). A partir disso, pode-se dizer que estes métodos

obtiveram um bom resultado. Deve ser ressaltado que estes bons resultados encontrados para os métodos estão referenciados aos critérios adotados nesta dissertação.

Verificou-se ainda que, para as provas de carga em que os métodos tiveram uma boa previsão de recalque (2º Grupo), o método de Poulos & Davis (1980) forneceu, na maioria das vezes, resultados mais próximos dos medidos nas provas de carga.

Por se tratar de grupos com uma quantidade igual de provas de carga, tentou-se verificar possíveis relações entre o 1º e 2º Grupo e a partir disso compreender a aplicação dos métodos analisados de previsão de recalque. Buscou-se avaliar correlações com as características geométricas das estacas das provas de carga (diâmetro e relação L/D) e as propriedades de solo encontrado na sondagem SPT.

A Tab. 5.18 mostra a comparação entre as provas de carga do 1º e 2º Grupo em função do diâmetro das estacas. Verifica-se nesta tabela que não existe predominância de faixas de diâmetro através da comparação entre os dois grupos.

Tabela 5.18 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função do diâmetro das estacas.

Faixa D (cm)	1º Grupo		2º Grupo	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>20-30</b>	6	6,2	14	14,7
<b>35-45</b>	26	26,8	33	34,7
<b>50</b>	33	34,0	31	32,6
<b>60</b>	15	15,5	10	10,5
<b>70</b>	14	14,4	3	3,2
<b>80-100</b>	3	3,1	4	4,2
Total:	97		95	

A Tab. 5.19 mostra a comparação entre as provas de carga do 1º e 2º Grupo em função da relação L/D das estacas. Observa-se que para os dois grupos os percentuais foram bem distribuídos, e estes possuíram valores bem semelhantes.

Tabela 5.19 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função da relação L/D das estacas.

Faixa L/D	1º Grupo		2º Grupo	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>&lt;20</b>	8	8,2	8	8,4
<b>20-30</b>	33	34,0	31	32,6
<b>30-40</b>	25	25,8	25	26,3
<b>40-50</b>	19	19,6	19	20,0
<b>&gt;50</b>	12	12,4	12	12,6
Total:	97		95	

As Tab. 5.20, 5.21 e 5.22 mostram a comparação entre as provas de carga do 1º e 2º Grupos em função de faixas de valores de  $SPT_{(m)}$ ,  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$ , respectivamente, encontrados na sondagem SPT.

Tabela 5.20 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(m)}$  (média ao longo do fuste da estaca).

Faixas $SPT_{(m)}$	1º Grupo		2º Grupo	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>0-5</b>	5	5,2	0	0,0
<b>5-10</b>	35	36,1	15	15,8
<b>10-20</b>	48	49,5	55	57,9
<b>20-30</b>	6	6,2	18	18,9
<b>30-40</b>	3	3,1	7	7,4
<b>40-50</b>	0	0,0	0	0,0
Total:	97		95	

Tabela 5.21 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(l)}$  (nas proximidades da ponta da estaca).

Faixas $SPT_{(l)}$	1º Grupo		2º Grupo	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>0-5</b>	5	5,2	0	0,0
<b>5-10</b>	9	9,3	5	5,3
<b>10-20</b>	30	30,9	24	25,3
<b>20-30</b>	24	24,7	21	22,1
<b>30-40</b>	9	9,3	17	17,9
<b>40-50</b>	20	20,6	28	29,5
Total:	97		95	

Tabela 5.22 – Comparação das provas de carga do 1º e 2º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(b)}$  (abaixo da ponta da estaca).

Faixas $SPT_{(b)}$	1º Grupo		2º Grupo	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>0-5</b>	2	2,1	0	0,0
<b>5-10</b>	4	4,1	1	1,1
<b>10-20</b>	20	20,6	9	9,5
<b>20-30</b>	16	16,5	15	15,8
<b>30-40</b>	18	18,6	20	21,1
<b>40-50</b>	37	38,1	50	52,6
Total:	97		95	

Analisando as Tab. 5.20, 5.21 e 5.22 verifica-se que para faixas de valores de  $SPT_{(m)} < 10$  maior é a concentração de provas de carga no 1º Grupo, ou seja, para solos muito ruins os métodos de previsão de recalque não tiveram um bom desempenho. Ao contrário, tem-se que para valores de  $SPT_{(m)}$  entre 10 e 30 os métodos de previsão de recalque tiveram bom resultado. Para os valores de  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$  não há nenhuma tendência entre os grupos.

Logo, analisando comparativamente as provas de carga do 1º e 2º Grupo verificou-se que para baixos valores de  $SPT_{(m)} (< 10)$  os métodos de previsão de recalque não se comportaram bem e para maiores valores de  $SPT_{(m)}$  (entre 10 e 30), os métodos de previsão de recalque tiveram um bom comportamento. Não se verificou nenhuma tendência entre os dois grupos com relação ao diâmetro, faixas de L/D e os valores de  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$ .

### 5.2.1 - Recalque no 1º Grupo

Das 97 provas de carga pertencentes ao 1º Grupo, tem-se que 24 (24,7%) apresentaram uma curva carga-recalque bem definida e 73 (75,3 %) uma curva carga-recalque não definida. A partir da distribuição verificada, tem-se que a maioria das provas de carga do 1º Grupo, onde os métodos de previsão de recalque não possuíram um bom resultado, apresentaram uma curva carga-recalque não definida.

Para tentar explicar este resultado em função do tipo de curva carga-recalque da prova de carga, buscou-se correlacionar com características geométricas das estacas das provas de carga (diâmetro e relação L/D) e as propriedades de solo encontrado na sondagem SPT.

A Tab. 5.23 mostra a comparação entre as provas de carga com uma curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função do diâmetro das estacas.

Tabela 5.23 - Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função do diâmetro das estacas.

Faixa D (cm)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>20-30</b>	0	0,0	6	8,2
<b>35-45</b>	7	29,2	19	26,0
<b>50</b>	5	20,8	28	38,4
<b>60</b>	6	25,0	9	12,3
<b>70</b>	4	16,7	10	13,7
<b>80-100</b>	2	8,3	1	1,4
Total:	24		73	

Verifica-se na Tab. 5.23 que não existe grande predominância de faixas de diâmetro através da comparação entre os tipos de curva carga-recalque no 1º Grupo.

A Tab. 5.24 mostra a comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função da relação L/D das estacas. Tem-se que as estacas das provas de carga do 1º Grupo com relações L/D >30 (estacas intermediárias e longas) apresentaram uma tendência de curva carga-recalque não definida, enquanto para relações L/D ≤ 30 (estacas curtas) uma tendência de curva carga-recalque bem definida.

Tabela 5.24 – Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função da relação L/D das estacas.

Faixa L/D	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<20	3	12,5	5	6,8
20-30	14	58,3	19	26,0
30-40	4	16,7	21	28,8
40-50	2	8,3	17	23,3
>50	1	4,2	11	15,1
Total:	24		73	

As Tab. 5.25, 5.26 e 5.27 mostram a comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função de faixas de valores de SPT<sub>(m)</sub>, SPT<sub>(l)</sub> e SPT<sub>(b)</sub>, respectivamente, encontrados na sondagem SPT.

Tabela 5.25 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função das faixas de valores de SPT<sub>(m)</sub> (média ao longo do fuste da estaca).

Faixas SPT(m)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
0-5	2	8,3	3	4,1
5-10	11	45,8	24	32,9
10-20	9	37,5	39	53,4
20-30	0	0,0	6	8,2
30-40	2	8,3	1	1,4
40-50	0	0,0	0	0,0
Total:	24		73	

Tabela 5.26 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(l)}$  (nas proximidades da ponta da estaca).

Faixas $SPT_{(l)}$	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
0-5	3	12,5	2	2,7
5-10	2	8,3	7	9,6
10-20	6	25,0	24	32,9
20-30	8	33,3	16	21,9
30-40	2	8,3	7	9,6
40-50	3	12,5	17	23,3
Total:	24		73	

Tabela 5.27 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(b)}$  (abaixo da ponta da estaca).

Faixas $SPT_{(b)}$	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
0-5	0	0,0	2	2,7
5-10	4	16,7	0	0,0
10-20	4	16,7	16	21,9
20-30	4	16,7	12	16,4
30-40	4	16,7	14	19,2
40-50	8	33,3	29	39,7
Total:	24		73	

Analisando as Tab. 5.25, 5.26 e 5.27 verifica-se que as faixas de valores de  $SPT_{(m)}$ ,  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$  não possuem correlação com o tipo de curva carga-recalque das provas de carga do 1º Grupo.

Logo, analisando comparativamente as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 1º Grupo verificou-se apenas que as estacas com relações  $L/D > 30$  (estacas intermediárias e longas) apresentaram uma tendência de curva carga-recalque não definida, enquanto para relações  $L/D \leq 30$  (estacas curtas) uma tendência de curva carga-recalque bem definida.

### 5.2.2 - Recalque no 2º Grupo

Das 95 provas de carga pertencentes ao 2º Grupo, verificou-se que 36 (37,9%) apresentaram uma curva carga-recalque bem definida e 59 (62,1%) uma curva carga-recalque não definida. A partir deste resultado pode-se dizer que os métodos de previsão de recalque tiveram um bom resultado tanto para provas de carga com curva carga-recalque bem definida

quanto com curva carga-recalque não definida, ou seja, o tipo de curva carga-recalque não foi um indicativo para os métodos apresentarem um bom resultado na previsão de recalque.

Para tentar explicar este comportamento em função do tipo de curva carga-recalque da prova de carga, os resultados foram comparados com as características geométricas das estacas das provas de carga (diâmetro e relação L/D) e as propriedades de solo encontrado na sondagem SPT.

A Tab. 5.28 mostra a comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função do diâmetro das estacas. Verifica-se que há uma tendência das provas de carga do 2º Grupo, que possuem maiores diâmetros ( $D \geq 60$ ) de apresentarem uma curva carga-recalque bem definida.

Tabela 5.28 – Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função do diâmetro das estacas.

Faixa D (cm)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>20-30</b>	3	8,3	11	18,6
<b>35-45</b>	12	33,3	21	35,6
<b>50</b>	9	25,0	22	37,3
<b>60</b>	6	16,7	4	6,8
<b>70</b>	3	8,3	0	0,0
<b>80-100</b>	3	8,3	1	1,7
Total:	36		59	

A Tab. 5.29 mostra a comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função da relação L/D das estacas. Tem-se a partir da Tab. 5.29 que existe uma tendência das provas de carga do 2º Grupo, com relação de  $L/D \leq 30$  (estacas curtas) de possuírem uma curva carga-recalque bem definida e para relação  $L/D \geq 50$  (estacas longas) de possuírem uma curva carga-recalque não definida.

Tabela 5.29 – Comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função da relação L/D das estacas.

Faixa L/D	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
<b>&lt;20</b>	5	13,9	3	5,1
<b>20-30</b>	15	41,7	16	27,1
<b>30-40</b>	8	22,2	17	28,8
<b>40-50</b>	6	16,7	13	22,0
<b>&gt;50</b>	2	5,6	10	16,9
Total:	36		59	

As Tab. 5.30, 5.31 e 5.32 mostram a comparação entre as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função de faixas de valores de  $SPT_{(m)}$ ,  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$ , respectivamente, encontrados na sondagem SPT.

Tabela 5.30 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(m)}$  (média ao longo do fuste da estaca).

Faixas SPT(m)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
0-5	0	0,0	0	0,0
5-10	6	16,7	9	15,3
10-20	22	61,1	32	54,2
20-30	7	19,4	12	20,3
30-40	1	2,8	6	10,2
40-50	0	0,0	0	0,0
Total:	36		59	

Tabela 5.31 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(l)}$  (nas proximidades da ponta da estaca).

Faixas SPT(l)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
0-5	0	0,0	0	0,0
5-10	1	2,8	4	6,8
10-20	14	38,9	10	16,9
20-30	9	25,0	12	20,3
30-40	5	13,9	11	18,6
40-50	7	19,4	22	37,3
Total:	36		59	

Tabela 5.32 – Comparação das provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo em função das faixas de valores de  $SPT_{(b)}$  (abaixo da ponta da estaca).

Faixas SPT(b)	Curva bem definida		Curva Não definida	
	Nº P C	% PC	Nº P C	% PC
0-5	0	0,0	0	0,0
5-10	1	2,8	0	0,0
10-20	2	5,6	7	11,9
20-30	7	19,4	8	13,6
30-40	12	33,3	8	13,6
40-50	14	38,9	36	61,0
Total:	36		59	

Analisando as Tab. 5.30, 5.31 e 5.32 verifica-se que não ocorreu nenhuma tendência para os valores de  $SPT_{(m)}$  e  $SPT_{(l)}$ , porém tem-se que quando a ponta da estaca está próximo das camadas impenetráveis ( $SPT_{(b)} > 40$ ), maior foi a tendência de uma curva não-definida.

Logo, analisando comparativamente as provas de carga com curva carga-recalque bem e não definida do 2º Grupo verificou-se uma tendência das estacas com maiores diâmetros ( $D \geq 60$ ) e relação  $L/D \leq 30$  (estacas curtas) apresentarem uma curva carga-recalque bem definida. Assim como as provas de carga com relação  $L/D \geq 50$  (estacas longas) e com a ponta apoiada em camadas muito resistentes ( $SPT_{(b)} > 40$ ) possuírem uma tendência de curva carga-recalque não definida.

### 5.2.3 - Recalque no 3º Grupo

Pelo fato deste grupo ser constituído de apenas 5 provas de carga, a análise foi realizada separadamente para cada prova de carga. Verificou-se que todas apresentaram uma curva carga-recalque não definida e os métodos de previsão de recalque subestimaram o recalque medido na prova de carga.

A partir das características das estacas contidas na Tab. 5.33, verifica-se que as provas de carga não tiveram nenhuma tendência de comportamento.

Tabela 5.33 – Características das provas de carga pertencentes ao 3º Grupo.

PC	D (cm)	L (m)	L/D	SPT(m)	SPT(l)	SPT(b)
68	25	8,50	34	15	31	48
75	50	19,00	38	15	17	33
92	40	12,50	31	16	36	29
154	35	25,00	71	12	18	25
191	60	25,00	42	5	15	20

## 5.3 - ANÁLISE REGIONAL

Dentro da análise regional, o conjunto das provas de carga de Brasília-DF e Goiânia-GO, foi analisado em termos de capacidade de carga (aplicabilidade dos métodos semi-empíricos) e recalque (aplicabilidade dos métodos elásticos de previsão de recalque).

Deve ser ressaltado que pelo fato do conjunto de dados regional para as duas cidades ser pequeno será verificado apenas a tendência de comportamento.

### 5.3.1 - Análise da Curva Carga-Recalque das Provas de Carga

#### 5.3.1.1 - Provas de Carga de Brasília-DF

As curvas carga-recalque e as sondagens SPT encontram-se no Apêndice C, e as características das provas de carga encontram-se na Tab. 4.4.

Tem-se que as provas de carga PC-01BR, PC-02BR e PC-05BR apresentam uma curva carga-recalque bem definida, enquanto as provas de carga PC-03BR, PC-04BR e PC-06BR apresentam uma curva carga-recalque não definida.

Analisando primeiramente as provas de carga com curva carga-recalque bem definida, são feitos os seguintes comentários:

- **PC-01BR**: trata-se de uma prova de carga em estaca curta ( $L/D = 25$ ) de 35 cm de diâmetro. A prova de carga foi interrompida após a linha vermelha já com uma carga última bem evidenciada, provocando recalque superior a 30 mm, ou seja, superior à deformação limite prevista pela NBR-6122 (ABNT, 1996) e deformação relativa maior que 8,5% do diâmetro da estaca na carga máxima atingida pelo teste;

- **PC-02BR**: a prova de carga em estaca intermediária ( $L/D = 46$ ) de 40 cm de diâmetro foi interrompida entre as linhas verde e amarela, possuindo uma carga máxima bem evidenciada com valor de recalque superior a deformação limite prevista pela NBR-6122 (ABNT, 1996) e deformação relativa próxima de 6% do diâmetro da estaca em relação a carga máxima atingida pelo ensaio;

- **PC-05BR**: a prova de carga em estaca curta ( $L/D = 27$ ) de 30 cm de diâmetro foi interrompida bem antes da linha verde, possuindo uma ruptura brusca verificada no último acréscimo de carga com valor de recalque superior a deformação limite prevista pela NBR-6122 (ABNT, 1996) e deformação relativa entre 2 a 2,5% do diâmetro da estaca relativo a carga última da estaca.

Analisando as três provas de carga com carga máxima bem definida, verifica-se que tanto para estacas curtas e intermediárias, com relações diferentes entre a resistência estrutural da estaca e a carga máxima do ensaio, assim com variáveis valores de  $N_{SPT}$  da sondagem resultaram numa curva carga-recalque bem definida. Com isso tal resultado não mostrou uma tendência que explicasse este tipo de curva carga-recalque.

Analisando as provas de carga com curva carga-recalque não definida, são feitos os seguintes comentários:

- **PC-03BR**: trata-se de uma prova de carga em estaca intermediária ( $L/D = 42$ ) de 40 cm de diâmetro. A prova de carga foi interrompida entre as linhas amarela e vermelha não apresentando indícios de se atingir a carga última do sistema estaca-solo. Sua deformação foi bem inferior à deformação limite prevista pela NBR-6122 (ABNT, 1996) apresentando uma deformação relativa próxima de 1% do diâmetro da estaca;

- **PC-04BR**: trata-se de uma prova de carga em estaca longa ( $L/D = 67$ ) de 30 cm de diâmetro, com tendência de curva carga-recalque e sondagem semelhante a PC-03BR, sendo realizadas numa mesma obra em Brasília. Esta prova de carga, semelhante à anterior, também foi interrompida entre as linhas amarela e vermelha e apresentou uma deformação relativa próxima de 1% do diâmetro da estaca;

- **PC-06BR**: trata-se de uma prova de carga em estaca longa ( $L/D = 67$ ) de 30 cm de diâmetro. A prova de carga foi interrompida entre as linhas verde e amarela, sendo interrompida antes de se configurar a carga última do sistema estaca-solo. Esta possui deformação inferior à deformação limite previsto pela NBR-6122 (ABNT, 1996) apresentando uma deformação relativa próxima de 2% do diâmetro da estaca.

Analisando as três provas de carga citadas anteriormente com curva carga-recalque não definida, pode-se verificar que a tendência deste tipo de curva ocorreu predominantemente para estacas longas ( $L/D \geq 50$ ) semelhantemente ao resultado verificado dentro do banco de dados nacional (ver Fig. 5.1).

### 5.3.1.2 - Provas de Carga de Goiânia-GO

As curvas carga-recalque e as sondagens SPT encontram-se no Apêndice D, e as características das provas de carga encontram-se na Tab. 4.5.

De posse dos dados mencionados anteriormente, verifica-se que as provas de carga PC-01GO, PC-02GO apresentam uma curva carga-recalque bem definida, enquanto a prova de carga PC-03GO apresenta uma curva carga-recalque não definida.

Analisando primeiramente as provas de carga com curva carga-recalque bem definida, são feitos os seguintes comentários:

- **PC-01GO**: trata-se de uma prova de carga em estaca longa ( $L/D = 55$ ) de 30 cm de diâmetro. A prova de carga foi interrompida entre as linhas amarela e vermelha provocando recalque próximo de 10 mm resultando numa deformação relativa próxima de 3% do diâmetro da estaca relativa à carga máxima do ensaio.

- **PC-02GO**: a prova de carga em estaca intermediária ( $L/D = 37$ ) de 40 cm de diâmetro foi interrompida entre as linhas verde e amarela. O recalque verificado foi próximo de 10 mm, resultando numa deformação relativa próxima de 3% do diâmetro da estaca em relação à carga máxima do ensaio.

Analisando as duas provas de carga com curva carga-recalque bem definida, verifica-se que esta ocorreu tanto para estacas intermediárias quanto longas, sendo que ambas com provas de carga interrompidas após a linha verde. Com isso nota-se que o resultado não se mostrou conclusivo para elucidar tal tipo de curva carga-recalque.

Analisando posteriormente a prova de carga com curva carga-recalque não definida, são feitos os seguintes comentários:

- **PC-03GO**: trata-se de uma prova de carga em estaca intermediária ( $L/D = 43$ ) de 40 cm de diâmetro e interrompida entre as linhas verde e amarela. Possui deformação inferior à deformação limite previsto pela NBR-6122 (ABNT, 1996) apresentando uma deformação relativa próxima de 2,5% do diâmetro da estaca em relação à carga máxima do ensaio.

Analisando o comportamento desta prova de carga, verifica-se que as características geométricas, de relação resistência do concreto e carga máxima de ensaio, assim como a deformação relativa são bem semelhantes aos da PC-02GO, não evidenciando, assim, justificativa para a mudança de comportamento de sua curva.

### **5.3.2 - Aplicabilidade dos Métodos Semi-Empíricos**

Verificou-se a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos nas cidades de Brasília e Goiânia para a previsão da carga última em estacas hélice contínua. Para esta verificação foram analisados os mesmos 7 métodos semi-empíricos utilizados na análise do banco de dados de Alonso através da metodologia original e com o melhor ajuste encontrado (ver Tab. 5.26).

Como o conjunto de dados regionais reunidos é pequeno, verificou-se apenas se os métodos originais e com os ajustes propostos estão apresentado comportamento semelhante ao verificado no banco de Alonso. Baseado neste conjunto tentou-se apontar quais métodos possuem boa aplicação e quais não apresentaram um bom comportamento para a determinação da carga última em Brasília e Goiânia.

### 5.3.2.1 - Provas de Carga de Brasília-DF

Para a verificação da aplicabilidade dos métodos semi-empíricos em Brasília foram utilizadas, conforme realizado na análise do banco de dados de Alonso apenas as provas de carga que apresentaram uma curva carga-recalque bem definida. Este conjunto é formado por três provas de carga e suas características estão presentes na Tab. 4.4.

Para se verificar a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos em Brasília foram traçados as Fig. 5.19 e Fig. 5.20, referentes aos métodos originais e o melhor ajuste conseguido para cada método, respectivamente.

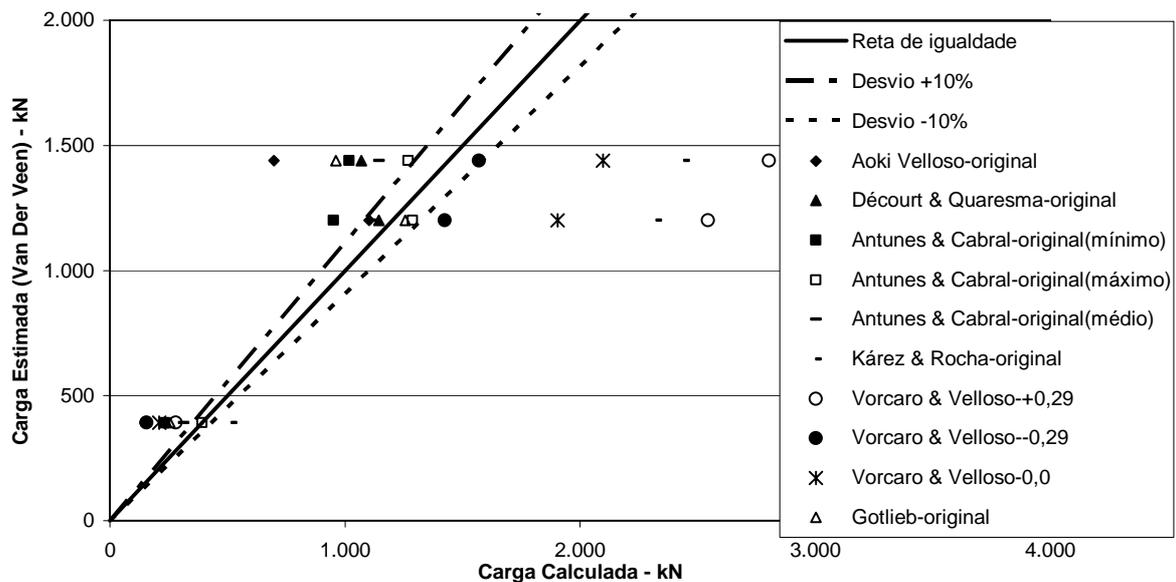


Figura 5.19 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos originais analisados em Brasília.

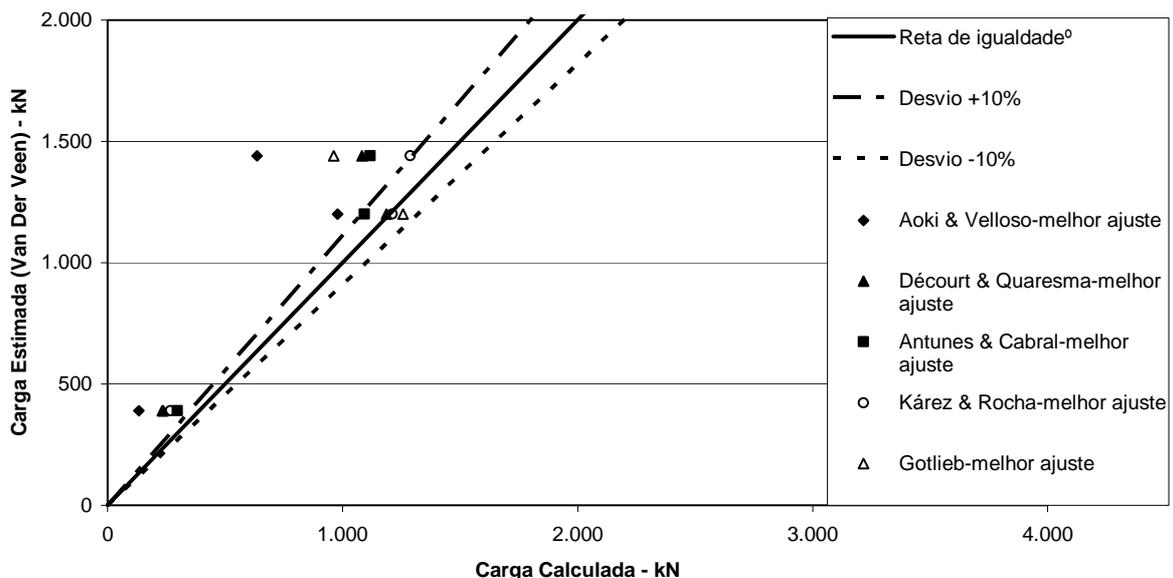


Figura 5.20 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos com melhor ajuste analisados em Brasília.

Verifica-se que estas provas de carga tiveram um resultado semelhante em relação a tendência dos métodos semi-empíricos originais e com o melhor ajuste encontrado.

Pode-se notar que os métodos originais, na sua grande maioria, apresentaram um bom resultado, onde os pontos se localizaram próximos à “zona de acerto”, porém a previsão dos métodos é menor que os valores de carga última estimados. Dentre os que apresentaram um bom resultado encontram-se os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1996), Antunes & Cabral (1996) em suas três variações, Vorcaro & Velloso (2000) no limite inferior de -0,29 e Gotlieb et al. (2000). Assim como verificado no banco de dados de Alonso, os métodos de Vorcaro & Velloso utilizando limite superior de +0,29 e sem desvio padrão e Kárez & Rocha (2000) não apresentaram um bom comportamento, levando a uma superestimativa da carga última.

Para o melhor ajuste encontrado para os métodos verifica-se que os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1996) e Antunes & Cabral (1996) não levou a um maior acerto (pontos na “zona de acerto”) possuindo comportamento semelhante ao verificado para cada método original. Porém, nota-se que o método de Kárez & Rocha (2000), utilizando o melhor ajuste, levou a uma grande melhoria de seus resultados, apresentando o melhor acerto dentre todos os métodos analisados.

Com base neste conjunto de provas de carga verificou-se que os melhores métodos originais e com melhores ajustes verificados no banco de dados de Alonso, ou seja, Antunes & Cabral (1996), Décourt & Quaresma (1996) e Gotlieb et al. (2000), comprovaram sua aplicação em Brasília. Verifica-se que o método de Aoki & Velloso (1975) na maioria das vezes superestimou o valor da carga última, ou seja, não apresentou um bom resultado tanto no método original quanto com o melhor ajuste. Nota-se ainda que o método de Kárez & Rocha (2000) apresentou um bom resultado apenas utilizando o melhor ajuste, assim como verificado também para o banco de dados de Alonso. Porém, tem-se que o método de Vorcaro & Velloso (2000) não apresentou bom resultado, apenas utilizando o limite inferior de -0,29 é que os resultados deste método foram um pouco melhores semelhante ao verificado no banco de dados de Alonso.

Em síntese, o comportamento dos métodos semi-empíricos verificado para Brasília se mostrou bem semelhante ao verificado para o banco de dados de Alonso onde os métodos de Antunes & Cabral (1996), Décourt & Quaresma (1996) e Gotlieb et al. (2000) apresentaram os melhores resultados. O método de Kárez & Rocha (2000) modificado apresentou um grande potencial. Seria importante a realização de novas provas de carga para melhor evidenciar este comportamento.

### 5.3.2.2 - Provas de Carga de Goiânia-GO

Com o intuito de se verificar a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos em Goiânia foram utilizadas apenas as provas de carga que apresentaram uma curva carga-recalque bem definida. Este conjunto é formado por duas provas de carga, sendo suas características mostradas na Tab. 4.5.

Para se verificar a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos em Goiânia foram traçadas as Fig. 5.21 e Fig. 5.22, referentes aos métodos originais e o melhor ajuste conseguido para cada método, respectivamente.

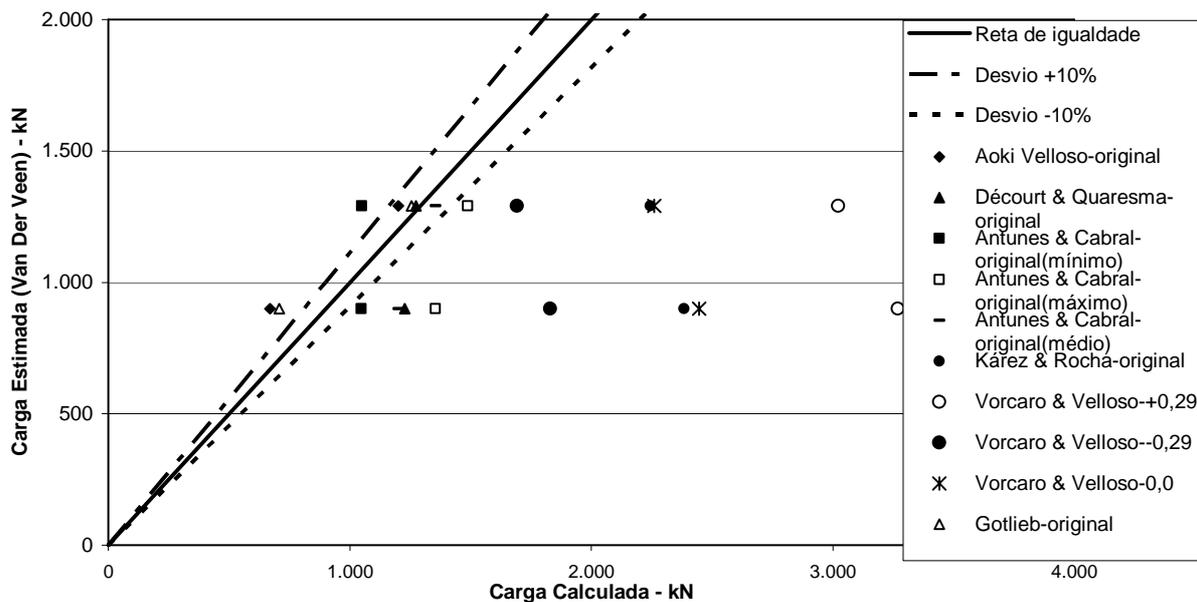


Figura 5.21 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos originais analisados em Goiânia.

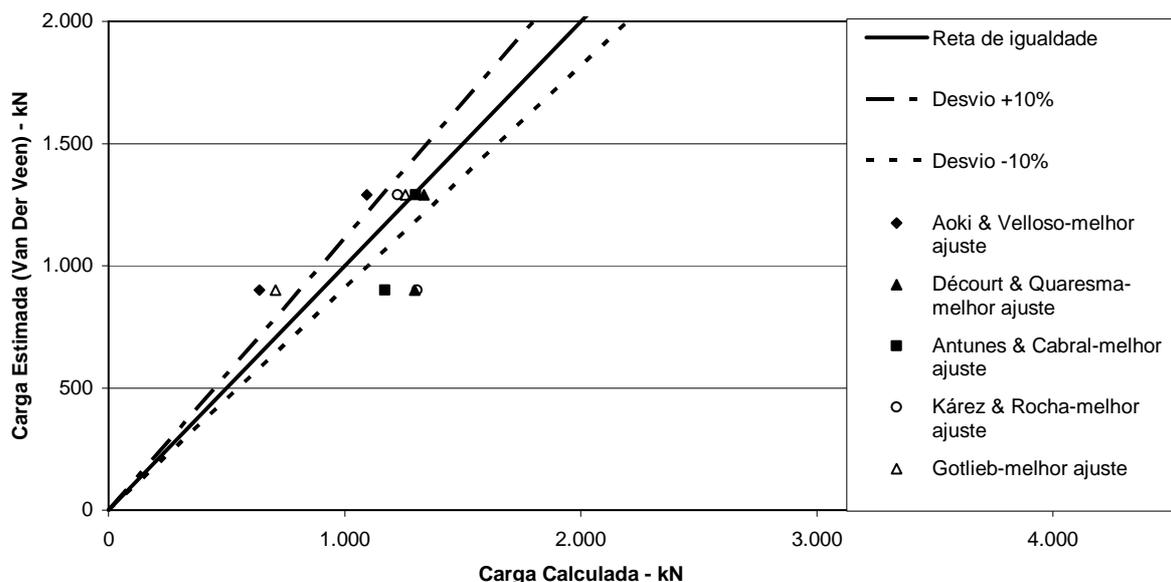


Figura 5.22 - Carga de Van Der Veen x carga calculada pelos métodos semi-empíricos com melhor ajuste analisados em Goiânia.

Para estas duas provas de carga verifica-se que todos os métodos originais, exceto os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Gotlieb et al. (2000), não obtiveram um bom resultado na determinação da carga última levando a uma superestimação deste valor sendo o seu cálculo contrário a segurança. Verifica-se que os métodos de Décourt & Quaresma (1996) e Antunes & Cabral (1996) em suas três variações tiveram seus pontos bem próximos da “zona de acerto”. Nota-se ainda que os métodos de Kárez & Rocha (2000) e Vorcaro & Velloso (2000) com suas três variações tiveram grande erro na determinação da carga última. Analisando os métodos a partir do melhor ajuste encontrado nota-se que o resultado é semelhante ao encontrado para os métodos originais, porém se comparado aos demais, o método de Kárez & Rocha (2000) apresentou uma significativa melhoria.

Com base neste pequeno conjunto de provas de carga verifica-se que os melhores métodos originais e com melhores ajustes verificados no banco de dados de Alonso, ou seja, Antunes & Cabral (1996), Décourt & Quaresma (1996) e Gotlieb et al. (2000), obtiveram bons resultados para Goiânia. Os métodos de Aoki & Velloso (1975), Gotlieb et al. (2000), Décourt & Quaresma (1996) e Antunes & Cabral (1996) apresentaram bom resultado tanto no método original quanto com o melhor ajuste. Nota-se ainda que o método de Kárez & Rocha (2000) apresentou bom resultado apenas utilizando o melhor ajuste, assim como verificado também para o banco de dados de Alonso. Porém tem-se que o método de Vorcaro & Velloso (2000) não apresentou bom resultado em nenhuma de suas três variações, apenas utilizando o limite inferior de -0,29 que os resultados foram um pouco melhores, semelhante ao verificado no banco de dados de Alonso.

Em síntese, o comportamento dos métodos semi-empíricos observado para Goiânia, baseado no conjunto analisado, mostrou-se com a mesma tendência verificada para o banco de dados de Alonso. Os métodos promissores são Aoki & Velloso (1975), Gotlieb et al. (2000), Décourt & Quaresma (1996) e Antunes & Cabral (1996), utilizando o método original e o melhor ajuste. Deve-se ter cautela em utilizar os métodos de Kárez & Rocha (2000), e Vorcaro & Velloso (2000). Para melhor validação dos métodos é necessário serem realizadas novas provas de carga para melhor vislumbrar esta tendência verificada.

### 5.3.3 - Aplicabilidade dos Métodos de Previsão de Recalque

Foi verificada a aplicabilidade dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) nas cidades de Brasília e Goiânia para a previsão de recalque em estacas hélice contínua, semelhantemente ao realizado no banco de dados de Alonso.

#### 5.3.3.1 - Provas de Carga de Brasília-DF

A previsão de recalque dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para as 6 provas de carga de Brasília encontram-se na Fig. 5.23.

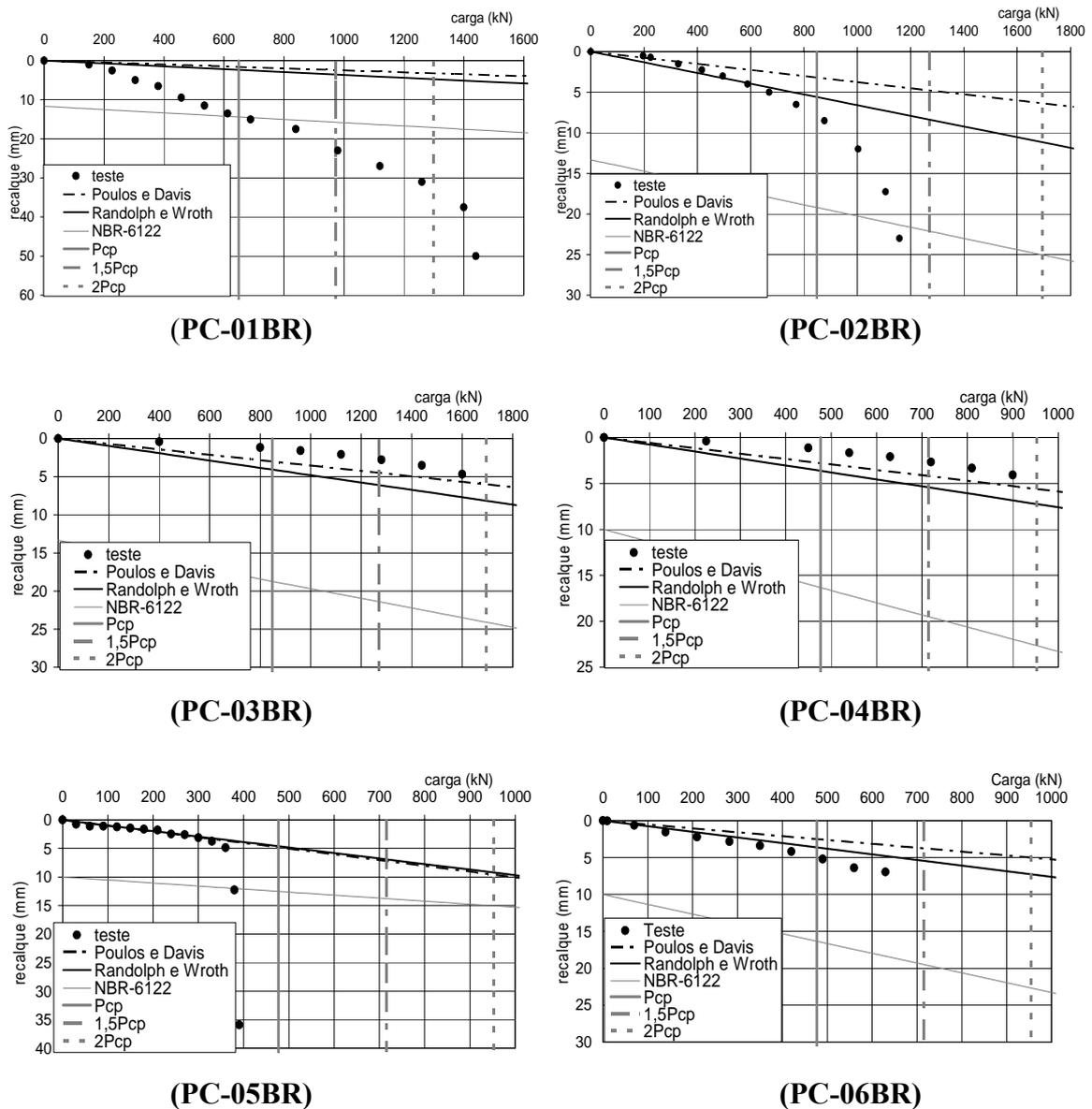


Figura 5.23 – Previsões de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para as provas de carga de Brasília.

A Tab. 5.34 mostra as principais características geométricas e de sondagem das provas de carga de Brasília.

Tabela 5.34 - Principais características das provas de carga de Brasília.

Prova de Carga	Geométricas			Sondagem		
	D(cm)	L(m)	L/D	SPT(m)	SPT(l)	SPT(b)
<b>PC-01BR</b>	35	8,6	25	31	50	50
<b>PC-02BR</b>	40	18,5	46	11	50	50
<b>PC-03BR</b>	40	17,0	43	13	21	46
<b>PC-04BR</b>	30	20,0	67	10	18	38
<b>PC-05BR</b>	30	8,0	27	8	15	22
<b>PC-06BR</b>	30	20,0	67	13	50	50

Analisando a Fig. 5.23 verifica-se que as provas de carga PC-01BR (no trecho bem inicial da curva), PC-02BR, PC-05BR e PC-06BR tiveram uma boa previsão de recalque dos métodos, enquanto as PC-03BR e PC-04BR não tiveram uma boa previsão. Nota-se que os métodos elásticos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) tiveram resultados bem semelhantes e previram recalques bem próximos aos medidos nas provas de carga no trecho elástico-linear da curva carga-recalque. Com isso, tem-se que os dois métodos apresentaram um bom resultado na previsão de recalque. Comparando a divisão dos três grupos proposta para o banco de dados de Alonso com as encontradas para Brasília ter-se-ia que a PC-01BR, PC-02BR, PC-05BR e PC-06BR pertenceriam ao 2º Grupo e a PC-03BR e PC-04BR pertenceriam ao 1º Grupo.

Com base na divisão verificada acima e das características da Tab. 5.34 tem-se que as provas de carga pertencentes ao 1º Grupo possuíram relações de  $L/D > 30$  (estacas intermediárias e longas) e baixos valores de  $SPT_{(m)}$ , sendo que esta última tendência foi semelhante ao comportamento verificado para as provas de carga do 1º Grupo do banco de dados de Alonso. Para as provas de carga pertencentes ao 2º Grupo não se verificou nenhuma tendência.

Em síntese, verificou-se para as provas de carga analisadas em Brasília, que os métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) tiveram bons resultados na previsão de recalque em estacas hélice contínua.

### 5.3.3.2 - Provas de Carga de Goiânia-GO

A previsão de recalque dos métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para as 3 provas de carga de Goiânia encontram-se na Fig. 5.24. A Tab. 5.35 mostra as principais características geométricas e de sondagem das provas de carga de Goiânia.

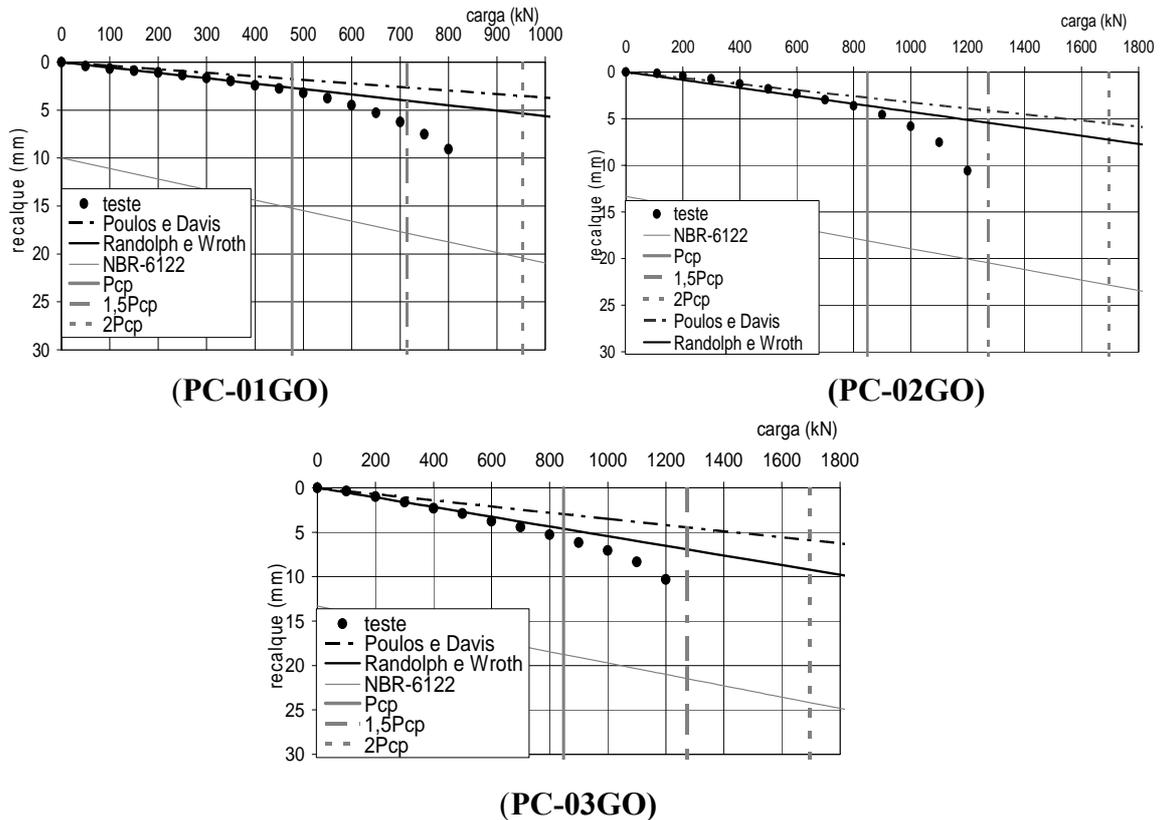


Figura 5.24 – Previsões de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) para as provas de carga de Goiânia.

Tabela 5.35 - Principais características das provas de carga de Goiânia.

Prova de Carga	Geométricas			Sondagem		
	D(cm)	L(m)	L/D	SPT(m)	SPT(l)	SPT(b)
PC-01GO	30	16,5	55	21	50	50
PC-02GO	40	15,0	38	17	28	48
PC-03GO	40	17,1	43	13	23	23

Analisando a Fig. 5.24 pode-se notar que as todas as provas de carga avaliadas em Goiânia tiveram uma boa previsão de recalque pelos métodos estudados. Verifica-se que tanto o método de Randolph & Wroth (1978) quanto o de Poulos & Davis (1980) previu recalques bem semelhantes aos medidos nas provas de carga. Comparando a divisão dos três grupos

propostos para o banco de dados de Alonso, com as encontradas para Goiânia, ter-se-ia que todas as provas de carga pertenceriam ao 2º Grupo.

Com base no descrito acima e nas características da Tab. 5.35 tem-se que estas provas de carga pertencentes ao 2º Grupo possuíam relações de  $L/D > 38$  (estacas intermediárias e longas).

Em síntese, verificou-se para as provas de carga analisadas em Goiânia, que os métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) tiveram bons resultados na previsão de recalque em estacas hélice contínua. Nenhuma tendência de comportamento observada no banco de dados de Alonso não se aplicou para Goiânia, face talvez ao pequeno conjunto de provas de carga.

## 5.4 - ANÁLISE NUMÉRICA REGIONAL

Foram feitas as retroanálises das mesmas provas de carga de Brasília e Goiânia utilizadas na análise regional (ver características no subitem 5.3), excetuando a PC-06BR, utilizando o programa Geofine (Fine, 2001).

Para cada retroanálise das provas de carga de Brasília e Goiânia são encontrados os parâmetros de solo que resultaram numa boa concordância entre as curvas da prova de carga e da retroanálise. Foram traçados também, para cada prova de carga, as curvas dos métodos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978).

### 5.4.1 - Brasília

#### 5.4.1.1 - PC-01BR

Foram tentados, para a retroanálise desta prova de carga, vários parâmetros de solo. Os que apresentaram uma melhor concordância entre as curvas da prova de carga e da retroanálise são apresentados na Tab. 5.36.

Tabela 5.36 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-01BR.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>(I) Argila</b>	0 a 1	25	15	4	12	16,5	-
<b>(II) Silte</b>	1 a 3	27	5	13,5	40,5	16,5	20,0
<b>(III) Silte</b>	3 a 4	27	5	74	200	-	20,0
<b>(IV) Silte</b>	4 a 5	27	5	24	72	-	20,0
<b>(V) Silte</b>	5 a 14	27	5	150	200	-	20,0

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = 2,5 m ; k = 0,4

Limitou-se o valor do módulo de elasticidade do solo em 200 MPa, por se entender que a relação com o  $N_{SPT}$  não se aplica bem para valores de  $N_{SPT}$  elevados, que indicam “impenetrável”. O nível d’ água fornecido ao programa foi o mesmo verificado na sondagem, conforme Guimarães et al. (2002).

A curva encontrada pela retroanálise numérica e a fornecida pela prova de carga são mostradas na Fig. 5.25.

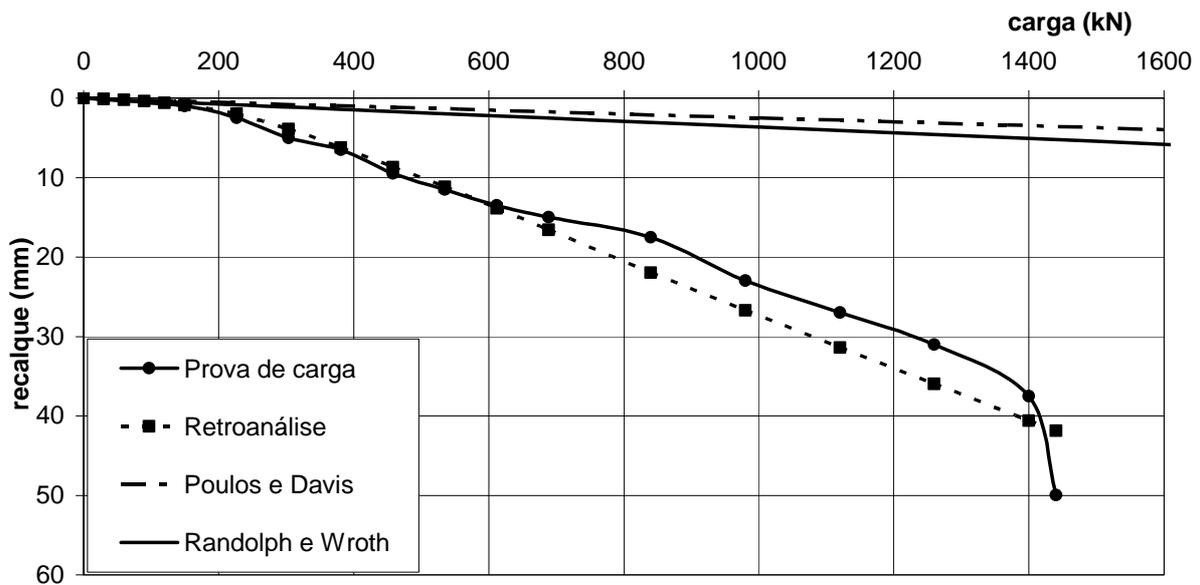


Figura 5.25 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise para a PC-01BR.

Verifica-se na Fig. 5.25 que a curva para a retroanálise encontrada teve uma boa concordância com a obtida na prova de carga, principalmente no trecho inicial elástico e até o 8º carregamento (689 kN). Após este carregamento, os valores de recalque encontrados pelo Geofine (Fine, 2001) foram um pouco maiores do que os verificados nas provas de carga. A Fig. 5.26 mostra o trecho inicial (até a carregamento de 400 kN) da prova de carga PC-01BR com o intuito de comparar as curvas da prova de carga e da retroanálise no início da plastificação do sistema estaca-solo.

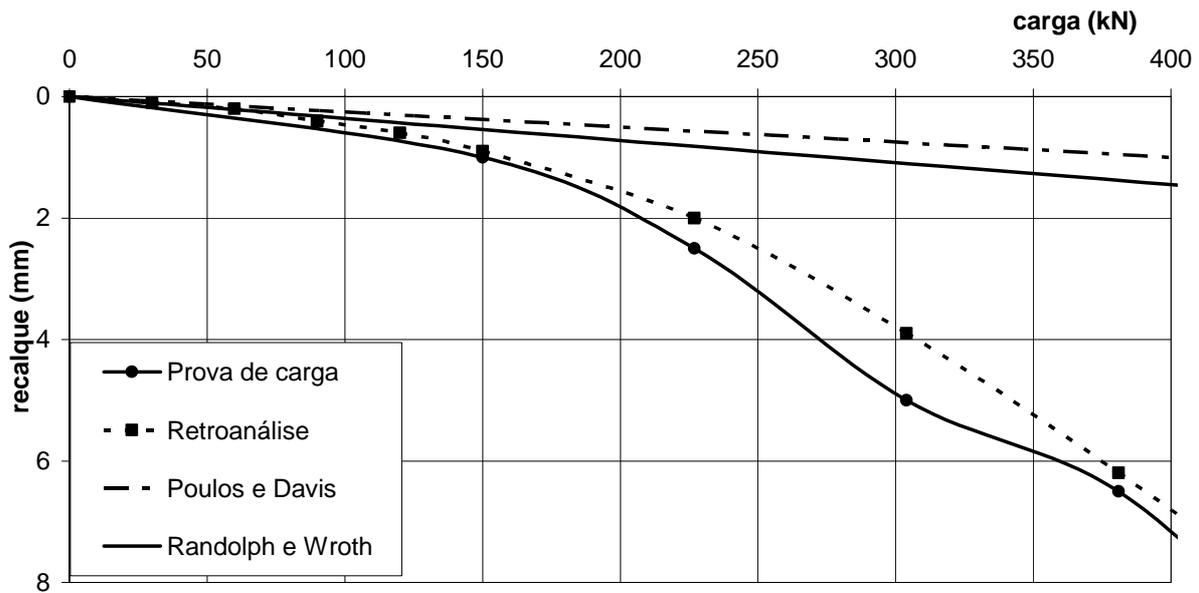


Figura 5.26 - Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise no trecho inicial (até 400 kN) para a PC-01BR.

Nota-se na Fig. 5.26 que o programa conseguiu, com base nos parâmetros adotados, determinar bem o final do trecho elástico e início da plastificação do sistema estaca-solo ocorrido para o carregamento próximo de 150 kN. Assim como no programa, nota-se ainda que o trecho linear também foi bem determinado pelos métodos de previsão de recalque, sendo que ambos utilizaram a mesma relação, ou seja,  $E_s = 3 \times N_{SPT}$ .

A partir dos valores dos parâmetros encontrados na Tab. 5.36, são mostradas a seguir novas tentativas variando-se estes parâmetros retroanalizados na prova de carga. Esta modificação dos parâmetros tem por objetivo mostrar quais os valores que possuem uma maior influência nos resultados de recalque encontrados pelo programa nesta prova de carga.

Foram analisados e modificados os seguintes parâmetros: ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), coesão efetiva ( $c'$ ), coeficiente de empuxo ( $k$ ) e módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ).

Realizou-se uma variação proporcional de  $\pm 20\%$  dos parâmetros citados em função dos valores encontrados na Tab. 5.36. As variações destes parâmetros foram realizadas separadamente, ou seja, ao se variar um parâmetro os outros eram mantidos constantes, conforme Tab. 5.36. Esta variação não foi realizada para a camada I de argila, que compreende apenas 1 m.

A Fig. 5.27 mostra a comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise, onde variou-se o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) encontrado na Tab. 5.36.

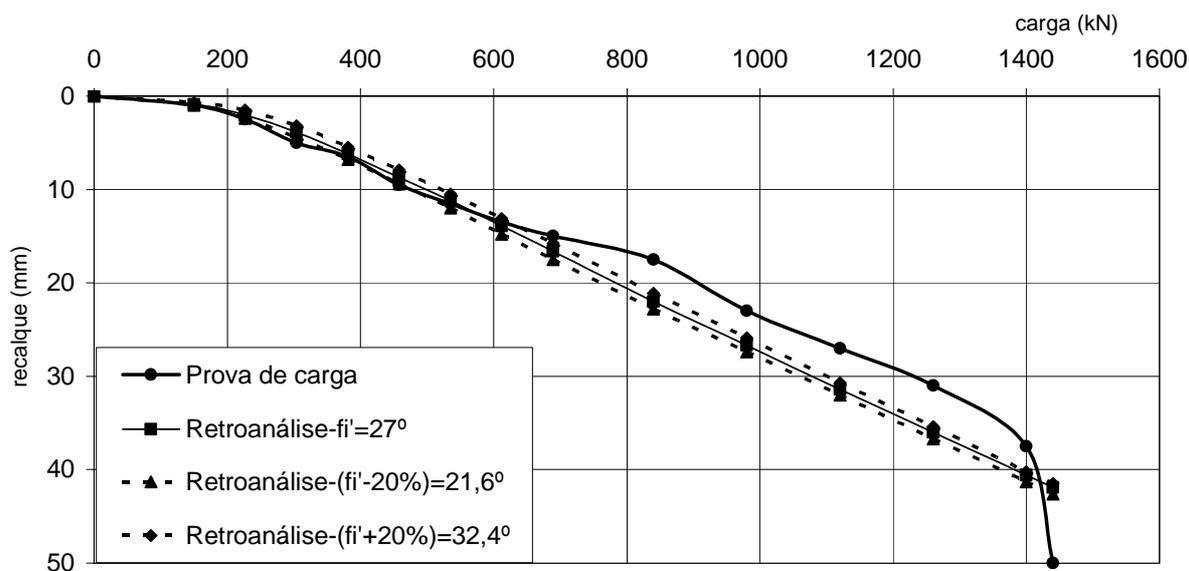


Figura 5.27 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pelo ângulo de atrito para a PC-01BR.

Mostra-se na Fig. 5.28 a comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise variando-se a coesão efetiva ( $c'$ ) encontrada na Tab. 5.36.

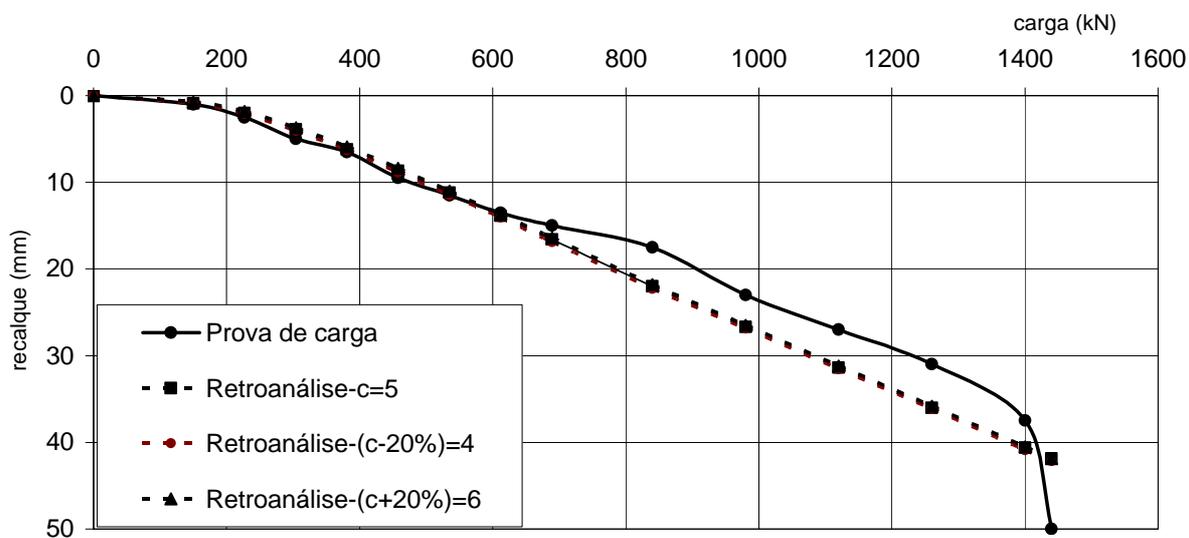


Figura 5.28 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises das curvas modificadas pela coesão para a PC-01BR.

Plota-se na Fig. 5.29 a comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise, com curvas modificadas variando-se o coeficiente de empuxo ( $k$ ) encontrado na Tab. 5.36.

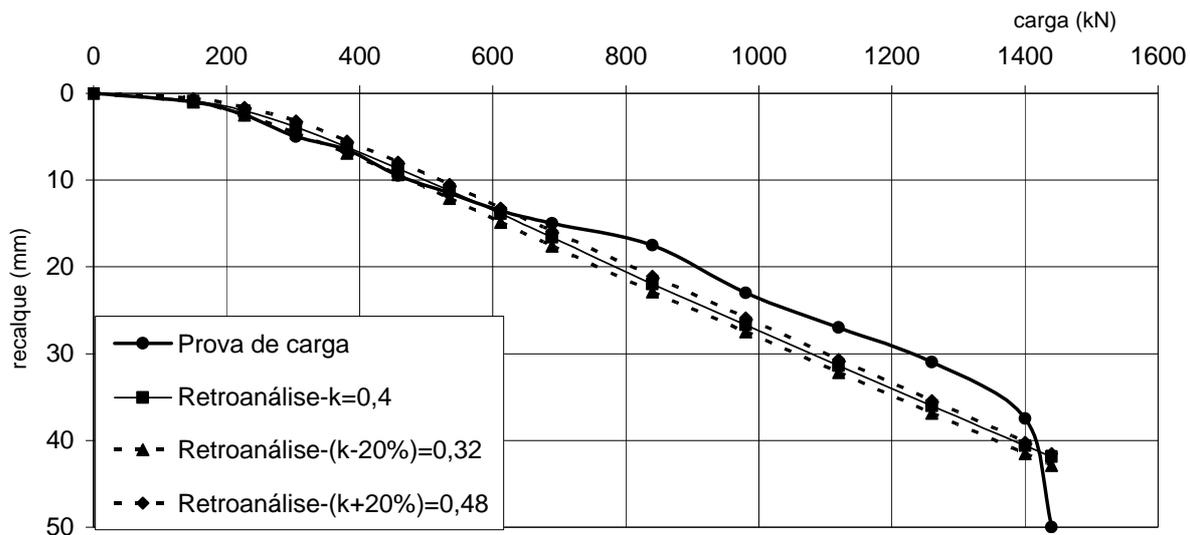


Figura 5.29 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pelo coeficiente de empuxo para a PC-01BR.

Na Fig. 5.30 foram traçadas, para efeito comparativo, as curvas da prova de carga e da retroanálise, variando-se o módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ) encontrado na Tab. 5.36. Para tal comparação não se limitou o valor do módulo de elasticidade do solo em 200 MPa, conforme Tab. 5.36, utilizando-se a relação em função dos valores de  $N_{SPT}'$  da referida tabela.

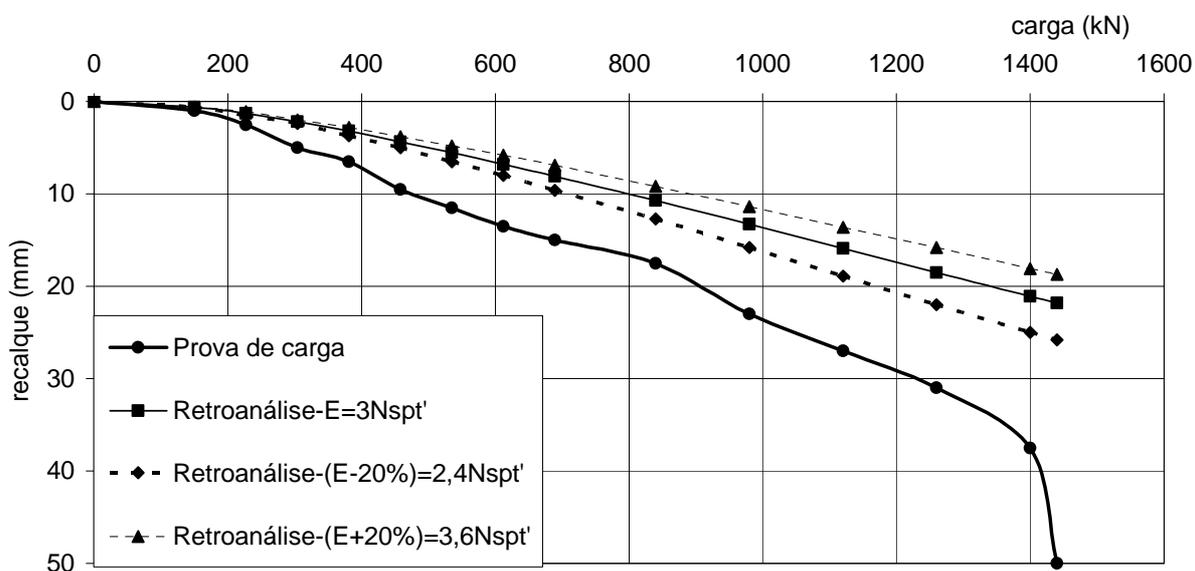


Figura 5.30 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pelo módulo de elasticidade do solo para a PC-01BR.

Verifica-se a partir das Fig. 5.27, 5.28, 5.29 e 5.30 que o fator de módulo de elasticidade do solo implicou numa maior variação dos valores de recalque em função das modificações propostas para a retroanálise. Nota-se ainda que as modificações propostas para o coeficiente de empuxo, ângulo de atrito e coesão resultaram numa pequena variação dos valores de recalque.

### 5.4.1.2 - PC-02BR

Esta prova de carga já havia sido analisada por Cunha et al. (2002), também empregando o programa Geofine (Fine, 2001). Os parâmetros encontrados pela retroanálise para esta prova de carga, segundo Cunha et al. (2002), estão indicados na Tab. 5.37.

Tabela 5.37 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-02BR (modificado – Cunha et al. (2002)).

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>(I) Aterro</b>	0 a 4	25	0	25	16,5	-
<b>(II) Argila</b>	4 a 8	27	15	20	16,5	-
<b>(III) Argila</b>	8 a 15	27	5	40	-	18,0
<b>(IV) Argila</b>	15 a 25	27	5	100	-	18,0
<b>(V) Rocha</b>	>25	50	50	10000	-	20,0

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = 8,0 m ; k = 0,4

A curva encontrada pela retroanálise numérica, segundo Cunha et al. (2002), e a encontrada na prova de carga são mostradas na Fig. 5.31.

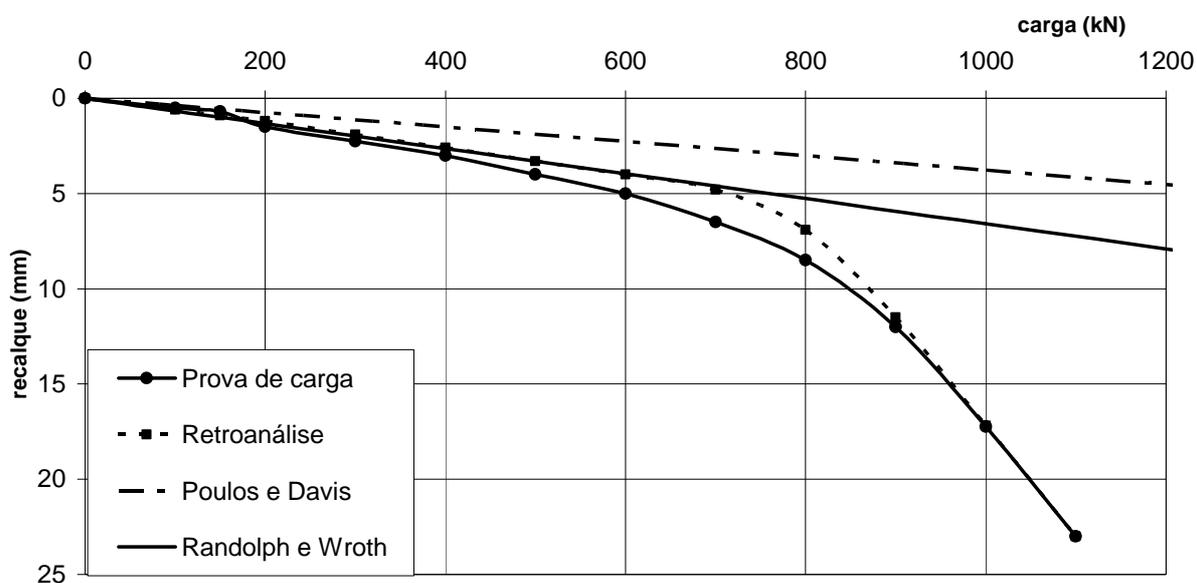


Figura 5.31 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-02BR, segundo Cunha et al. (2002).

A partir da Fig. 5.31 verifica-se que a retroanálise teve uma boa concordância com a curva experimental tanto no trecho elástico quanto no trecho plástico, apresentando valores de recalque com boa aproximação na maioria dos carregamentos. Da Fig. 5.31, nota-se ainda que a curva da retroanálise, em seu trecho elástico, foi bem similar às curvas dos métodos elásticos de previsão de recalque, principalmente ao método de Randolph & Wroth (1978).

### 5.4.1.3 - PC-03BR

Foram tentados para a retroanálise desta prova de carga vários parâmetros de solo, porém notou-se que, modificando estes parâmetros, não ocorria uma boa concordância entre as curvas da retroanálise e da prova de carga. São mostrados na Tab. 5.38 os parâmetros fixados para a avaliação da retroanálise e variando-se a relação do módulo de elasticidade com o  $N_{SPT}'$  com o intuito de se encontrar valores de recalque próximos dos encontrados no ensaio.

Tabela 5.38 – Parâmetros de entrada e modificações no módulo de elasticidade da PC-03BR.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
(I) Argila	0 a 5	25	15	4,75	Var	16,5	-
(II) Argila	5 a 11	25	15	10	Var	17,5	-
(III) Silte	11 a 12	27	10	42	Var	18,0	-
(IV) Silte	12 a 17	27	10	18,25	Var	18,0	-
(V) Silte	>17	27	10	50	Var	18,0	-

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = não constatado ; k = 0,4

Foram tentadas as seguintes relações do módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ) com o  $N_{SPT}'$  (valor do  $N_{SPT}$  médio para a correspondente camada):  $E_s=3xN_{SPT}'$ ;  $E_s=4xN_{SPT}'$ ;  $E_s=5xN_{SPT}'$ ;  $E_s=10xN_{SPT}'$ , sendo que a última corresponde a uma relação pouco provável. A Fig. 5.32 mostra a curva da prova de carga e as curvas das retroanálises, modificando a relação do módulo de elasticidade x  $N_{SPT}'$ .

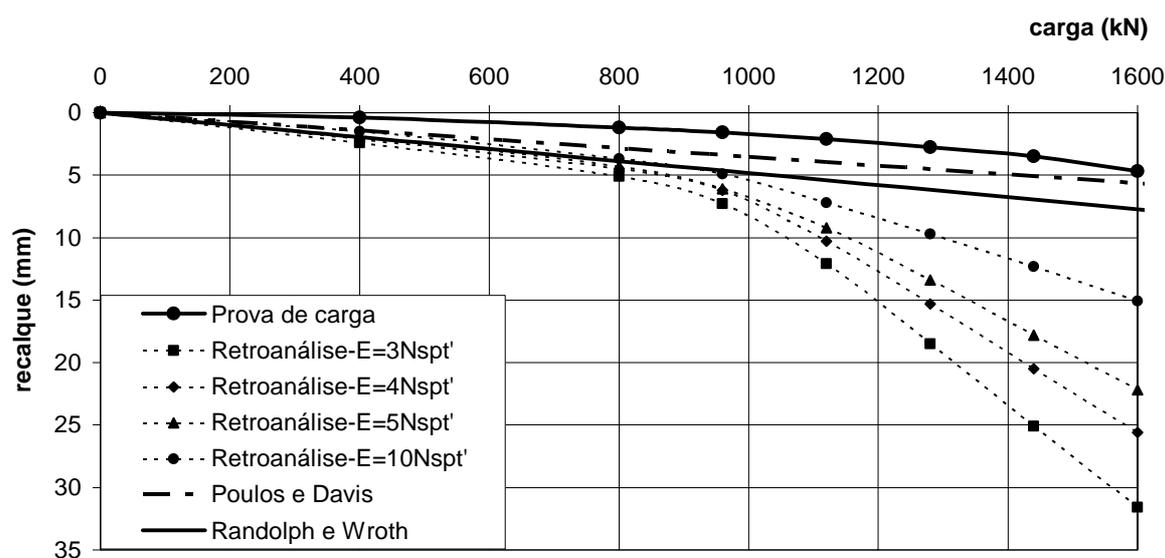


Figura 5.32 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pela relação do módulo de elasticidade do solo e o  $N_{SPT}'$  para a PC-03BR.

Verifica-se a partir da Fig. 5.32 que não se obteve uma boa concordância entre as curvas da prova de carga e das retroanálises para nenhuma das relações propostas entre o módulo de elasticidade do solo e o  $N_{SPT}'$ . Nota-se que até para a relação de  $E_s=10xN_{SPT}'$  os valores de recalque foram bem dispersos. Pode-se observar que as curvas das retroanálises estão bem próximas das curvas dos métodos de previsão de recalque, que também não tiveram uma boa previsão. Em função das verificações da análise numérica e dos métodos de previsão, imagina-se que ou os dados de sondagem, ou do recalque ou as características geométricas das provas de carga podem estar equivocados, isto é, não estão corretos no texto original.

#### 5.4.1.4 - PC-04BR

Para a retroanálise desta prova de carga foram tentadas várias combinações de parâmetros de solo, entretanto notou-se que tais parâmetros não resultaram uma boa concordância entre as curvas da retroanálise e da prova de carga, de forma semelhante ao verificado na PC-03BR. Com o intuito de se encontrar valores de recalque próximos dos encontrados no ensaio, são mostrados na Tab. 5.39 os parâmetros fixados para a realização da retroanálise, variando-se a relação do módulo de elasticidade com o  $N_{SPT}'$ .

Tabela 5.39 – Parâmetros de entrada e modificações no módulo de elasticidade da PC-04BR.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>(I) Argila</b>	0 a 8	25	15	2,71	Var	16,5	-
<b>(II) Argila</b>	8 a 17	25	15	9,22	Var	17,5	-
<b>(III) Silte</b>	17 a 19	27	10	34	Var	18,0	-
<b>(IV) Silte</b>	19 a 23	27	10	24	Var	18,0	-
<b>(V) Silte</b>	>23	27	10	45	Var	18,0	-

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = não constatado ;  $k = 0,4$

Foram tentadas as seguintes relações do módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ) com o  $N_{SPT}'$  (valor do  $N_{SPT}$  médio para a correspondente camada):  $E_s=3xN_{SPT}'$ ;  $E_s=4xN_{SPT}'$ ;  $E_s=5xN_{SPT}'$ ;  $E_s=10xN_{SPT}'$ . A Fig. 5.33 mostra a curva da prova de carga e as curvas das retroanálises obtidas para as diversas relações de  $E_s \times N_{SPT}'$ .

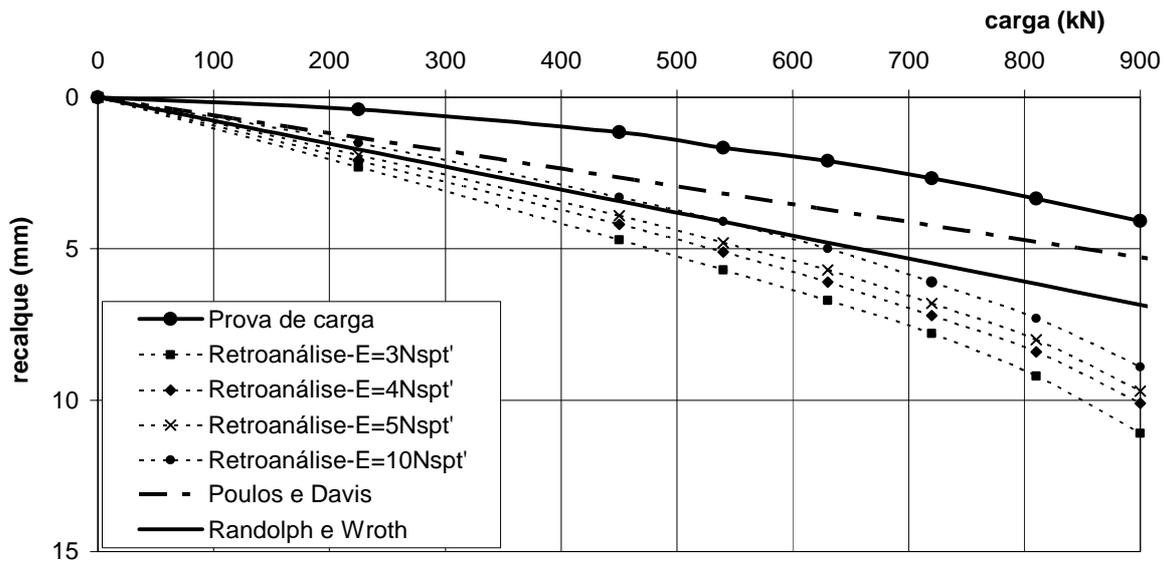


Figura 5.33 – Comparação da curva da prova de carga com as retroanálises modificadas pela relação do módulo de elasticidade do solo e o  $N_{SPT}'$  para a PC-04BR.

Com base na Fig. 5.33 pode-se verificar que não se obteve uma boa concordância entre as curvas da prova de carga e da retroanálise para nenhuma das relações propostas entre o módulo de elasticidade do solo e o  $N_{SPT}'$ . Observa-se que as curvas das retroanálises estão bem próximas das curvas dos métodos elásticos de previsão de recalque, que também não conseguiram uma boa previsão. Analisando comparativamente a PC-04BR e a PC-03BR tem-se que, apesar de possuírem diferentes diâmetros, comprimentos e valores de  $N_{SPT}'$  (módulo de elasticidade do solo), as duas provas de carga estão localizadas na mesma obra e coincidentemente não obtiveram uma boa retroanálise. Isto pode reforçar a tese de que ou os dados de sondagem, ou do recalque ou da geometria mencionada das provas de carga podem estar equivocados a partir do texto original .

#### 5.4.1.5 - PC-05BR

Para a realização da retroanálise desta prova de carga partiu-se dos parâmetros de solo citados por Guimarães (2002) e Mota (2003). Ao se adotar o coeficiente de empuxo ( $k$ ) de 0,4, conforme realizado para as outras provas de carga de Brasília, verificou-se que as curvas da prova de carga e da retroanálise não obtiveram uma boa concordância. Com isso decidiu-se em elevar o valor de  $k$  para 0,5 para verificar o resultado, e ao se utilizar este valor verificou-se uma melhor concordância entre as curvas. Logo, para a PC-05BR a retroanálise teve um bom resultado utilizando-se o valor de  $k=0,5$  e os outros parâmetros mostrados na Tab. 5.40.

Tabela 5.40 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-05BR.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
(I) Argila	0 a 5	35	20	3,2	12,8	16,5	-
(II) Argila	5 a 9	35	20	13,25	53	16,5	-
(III) Silte	9 a 11	32	10	20,5	82	18,0	-
(IV) Silte	>11	32	10	34	136	18,0	-

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = não constatado ; k = 0,5

Nota-se da Tab. 5.40 que a boa retroanálise foi conseguida usando a relação  $E_s=4xN_{SPT}'$ . As curvas da prova de carga e a obtida pela retroanálise são mostradas na Fig. 5.34. Com o intuito de melhor analisar a comparação entre as curvas supracitadas para o trecho elástico, reduziu-se o máximo valor de recalque da Fig. 5.34 para 15 mm, obtendo a Fig. 5.35.

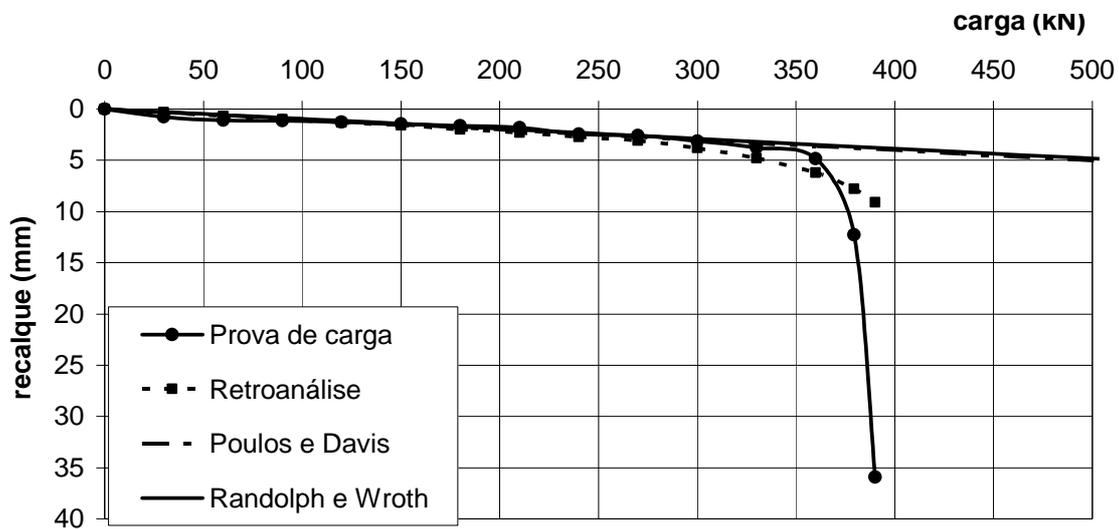


Figura 5.34 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-05BR.

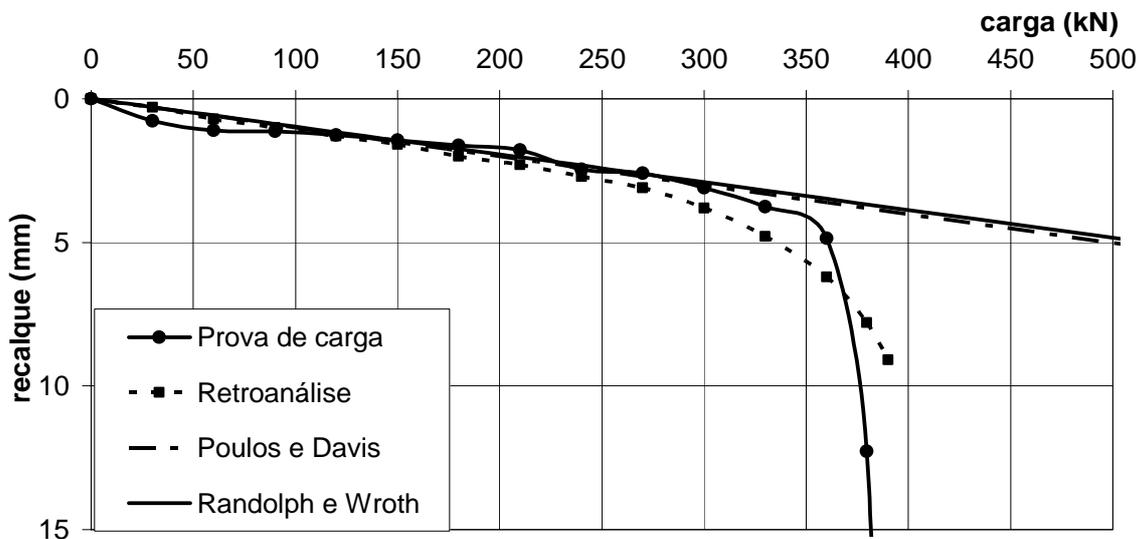


Figura 5.35 - Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-05BR para valor máximo de recalque de 15 mm.

A partir da análise das Fig. 5.34 e 5.35, observa-se que a curva da retroanálise encontrada teve uma boa concordância com a da prova de carga, principalmente no trecho inicial elástico e até o 12º carregamento (360 kN). Após este carregamento verifica-se nitidamente o início da plastificação seguido de ruptura brusca do sistema estaca-solo, não sendo verificado pelo programa Geofine (Fine, 2001). Nota-se ainda uma boa concordância no trecho linear entre os valores de recalque verificados pelo Geofine (Fine, 2001) e pelos métodos elásticos de previsão de recalque. Nota-se, porém, que esta boa concordância entre as curvas ocorreu para diferentes relações de módulo de elasticidade do solo e  $N_{SPT}'$  do ensaio SPT, ou seja, trata-se de uma coincidência. Para o programa foi utilizada a relação  $E_s = 4xN_{SPT}'$  e para os métodos de previsão de recalque,  $E_s = 3xN_{SPT}$ . Com o objetivo de melhor elucidar esta comparação, traçou-se na Fig. 5.36 as curvas da retroanálise e dos métodos elásticos de previsão de recalque para as relações de  $E_s = 3xN_{SPT}$  e  $E_s = 4xN_{SPT}$ .

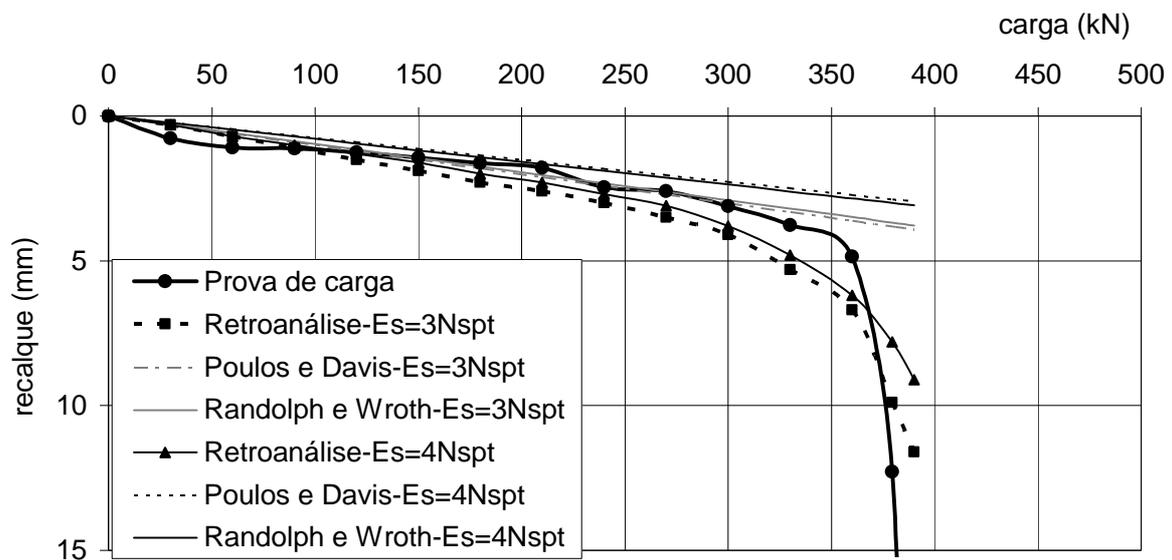


Figura 5.36 - Comparação das curvas da retroanálise e dos métodos de previsão de recalque para as relações de  $E_s = 3xN_{SPT}$  e  $E_s = 4xN_{SPT}$  para a PC-05BR.

Verifica-se na Fig. 5.36 que as curvas de retroanálise para as relações  $E_s = 3xN_{SPT}$  e  $E_s = 4xN_{SPT}$  foram bem semelhantes, ou seja, pode-se dizer que a relação  $E_s = 3xN_{SPT}$  também apresentou uma boa concordância com a curva da prova de carga, assim como uma boa aproximação com os métodos de previsão de recalque utilizando também  $E_s = 3xN_{SPT}$ . Verifica-se, porém, que a relação  $E_s = 4xN_{SPT}$  apresentou melhores resultados na comparação com a prova de carga, tanto para a curva da retroanálise quanto para os métodos de previsão de recalque.

A partir da retroanálise das provas de carga de Brasília, tem-se que o programa Geofine (Fine, 2001) apresentou um comportamento muito bom para a maioria destas provas de carga. Com isso deve ser ressaltada a continuidade na aplicação deste programa objetivando sua aplicação em projetos, fato este que já ocorre com Anjos (2005). Para estas provas de carga com boa retroanálise, verificou-se que as relações entre o módulo de elasticidade do solo e os valores de  $N_{SPT}$  foram de 3 e 4 e valores de coeficiente de empuxo ( $k$ ) de 0,4 e 0,5.

As duas provas de carga que não obtiveram uma boa retroanálise apresentaram um comportamento diferenciado das demais. Isto foi verificado ao se utilizar parâmetros bastante variados de solo para estas provas de carga, principalmente o módulo de elasticidade, não se obtiveram bons resultados. Por este fato e por estarem localizadas numa mesma obra, pode-se acreditar que os dados de sondagem ou da geometria da estaca ou dos recalques das provas de carga podem estar incorretos.

#### **5.4.2 - Goiânia**

Deve ser lembrado que para as provas de carga de Goiânia, por estarem localizadas próximas umas das outras, utilizaram-se os mesmos parâmetros de resistência do solo. Os valores iniciais destes parâmetros foram baseados no trabalho de Palocci et al. (2000) que obtiveram, a partir de ensaios triaxiais, os valores de coesão efetiva ( $c'$ ) entre 0 e 20 kPa, ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) entre 31° e 34° e coeficiente de empuxo lateral no repouso ( $K_0$ ) entre 0,43 e 0,45 para um solo residual maduro de micaxisto localizado próximo às três provas de carga analisadas.

Com isso para as provas de carga foram consideradas as mesmas faixas propostas no trabalho citado para  $c'$  e  $\phi'$  e partiu do valor do coeficiente de empuxo ( $k$ ) igual a 0,5. O valor do módulo de elasticidade do solo foi limitado em 200 MPa, em função de se entender que a relação com o  $N_{SPT}$ , não se aplica bem para valores de  $N_{SPT}$  elevados que indica “impenetrável”.

##### **5.4.2.1 - PC-01GO**

A combinação dos parâmetros do solo utilizados na retroanálise que apresentou um bom resultado, ou seja, boa concordância entre as curvas das retroanálise e da prova de carga, está apresentada na Tab. 5.41.

Tabela 5.41 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-01GO.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
(I) Argila	0 a 2	34	15	5,5	22	16,5	-
(II) Silte	2 a 14	34	10	16,08	64,32	18,0	20,0
(III) Silte	> 14	34	10	>50	200	-	20,0

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = 3,0 m ; k = 0,5

O nível d' água fornecido ao programa foi o mesmo verificado na sondagem, conforme Sales et al. (2002).

A Fig. 5.37 mostra a comparação entre as curvas encontradas pela retroanálise e a encontrada na prova de carga.

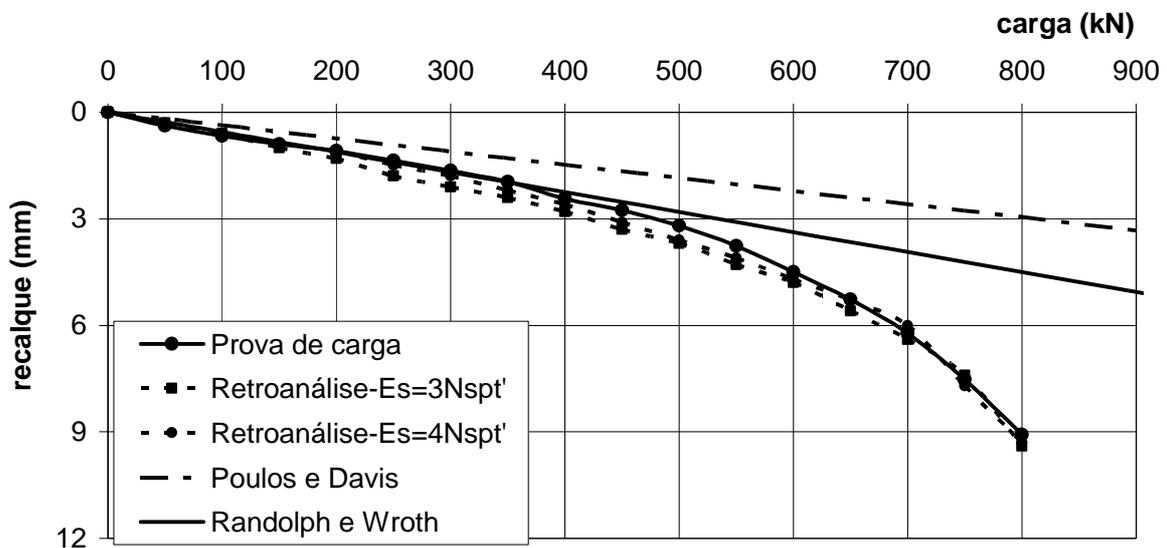


Figura 5.37 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-01GO.

Com base na Fig. 5.37 verifica-se que a curva da retroanálise encontrada teve uma boa concordância com a experimental em praticamente todos os carregamentos mesmo depois de acentuada a plastificação do solo. Tira-se também na comparação entre as curvas das retroanálises utilizando  $E_s = 3xN_{SPT}'$  e  $E_s = 4xN_{SPT}'$  que seus resultados são bem parecidos, porém a curva com relação  $E_s = 4xN_{SPT}'$  obteve resultados um pouco mais próximos dos verificados na prova de carga.

#### 5.4.2.2 - PC-02GO

A Tab. 5.42 mostra os parâmetros do solo implementados na retroanálise que apresentaram um bom resultado, ou seja, boa concordância entre as curvas da retroanálise e da prova de carga.

Tabela 5.42 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-02GO.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
(I) Silte	0 a 7	34	10	12	48	18,0	-
(II) Silte	7 a 14	34	10	18	72	18,0	-
(III) Silte	14 a 16	34	10	28	112	18,0	-
(IV) Silte	> 16	34	10	>50	200	18,0	-

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = não constatado m ; k = 0,5

Verifica-se na Fig. 5.38 a comparação entre as curvas encontradas pela retroanálise e a encontrada na prova de carga.

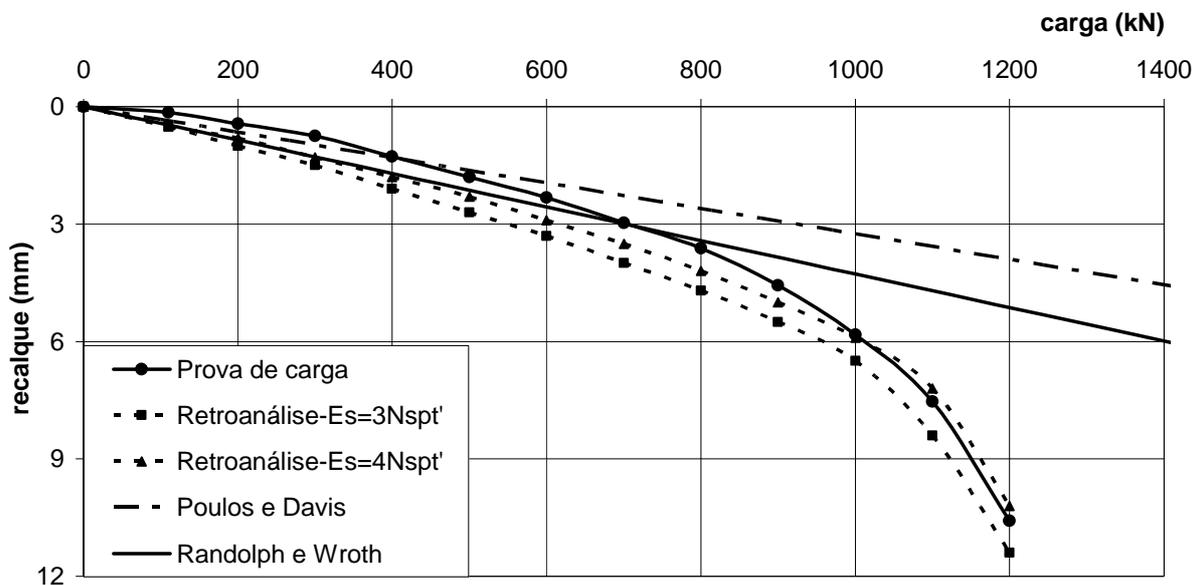


Figura 5.38 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-02GO.

A partir da Fig. 5.38 pode-se tirar que a curva da retroanálise encontrada teve uma boa concordância com a da prova de carga com pequenas diferenças de recalques encontrados no trecho elástico, mas com bom acerto do nível de carga onde se acentuaria a plastificação do solo. Analisando comparativamente as curvas das retroanálises utilizando  $E_s = 3xN_{SPT}'$  e  $E_s = 4xN_{SPT}'$  verifica-se que seus resultados são bem parecidos, entretanto a curva com relação  $E_s = 4xN_{SPT}'$  obteve resultados um pouco mais próximos dos medidos na prova de carga.

### 5.4.2.3 - PC-03GO

Obteve-se uma boa concordância entre curvas da retroanálise e da prova de carga através dos parâmetros de solo apresentados na Tab. 5.43.

Tabela 5.43 – Parâmetros de entrada encontrados pela retroanálise para a PC-03GO.

Camadas	Prof. (m)	$\phi'$ (deg)	$c'$ (kPa)	$N_{SPT}'$	$E_s$ (MPa)	$\gamma_{seco}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
(I) Argila	0 a 7	30	15	4,5	13,5	16,5	-
(II) Silte	7 a 13	30	10	13,6	40,8	18,0	-
(III) Silte	13 a 15	30	10	22,83	68,5	18,0	-
(IV) Silte	> 16	30	10	> 50	200	18,0	-

Obs: Poisson ( $\nu_s$ ) = 0,3 ; Nível d'água = não constatado m ; k = 0,5

A Fig. 5.39 mostra a comparação entre as curvas encontradas pela retroanálise e a encontrada na prova de carga.

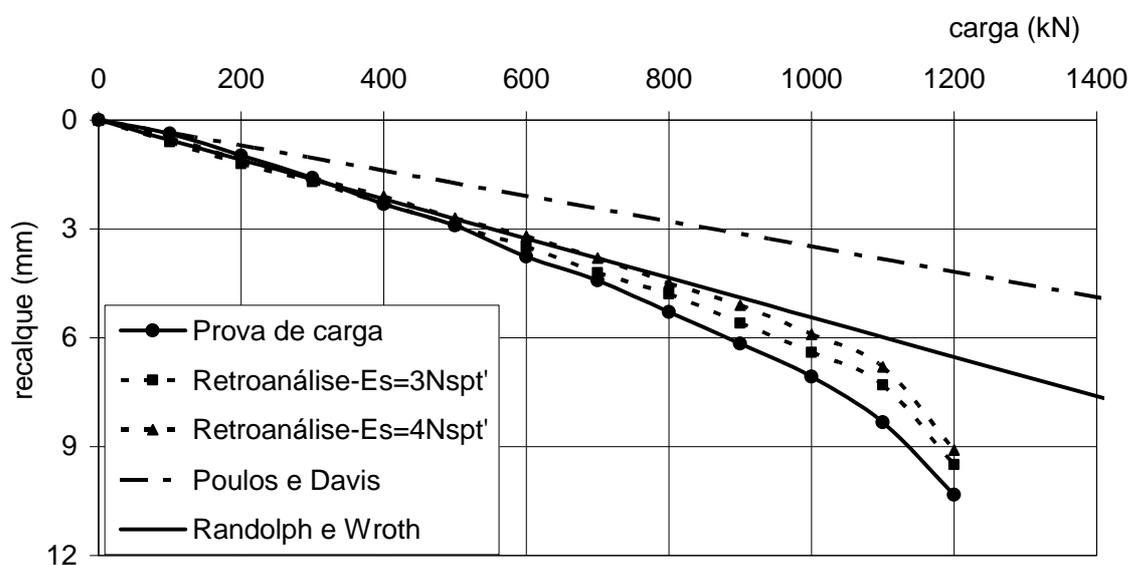


Figura 5.39 – Comparação das curvas da prova de carga e da retroanálise da PC-03GO.

Analisando a Fig. 5.39 nota-se que a curva da retroanálise com relação  $E_s = 3 \times N_{SPT}'$  teve uma boa concordância com a da prova de carga apresentando valores de recalques bem próximos, para os trechos elástico e plástico da curva carga-recalque. A partir da comparação entre as curvas das retroanálises utilizando  $E_s = 3 \times N_{SPT}'$  e  $E_s = 4 \times N_{SPT}'$  tem-se que seus resultados são bem parecidos, porém a curva com relação  $E_s = 3 \times N_{SPT}'$  obteve um melhor resultado se comparado com a curva da prova de carga. Realizando uma comparação através da relação  $E_s = 3 \times N_{SPT}'$ , sendo esta utilizada tanto para a retroanálise quanto para os métodos elásticos de previsão de recalque, verifica-se que o melhor resultado foi encontrado para o método de Randolph & Wroth (1978).

Diferentemente das demais provas de carga verifica-se que o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) encontrado como melhor ajuste para a retroanálise foi de 30°. A Fig. 5.40 mostra a comparação dos resultados encontrados para as retroanálises com  $E_s = 3 \times N_{SPT}'$  utilizando  $\phi'$  de 30° e 34°.

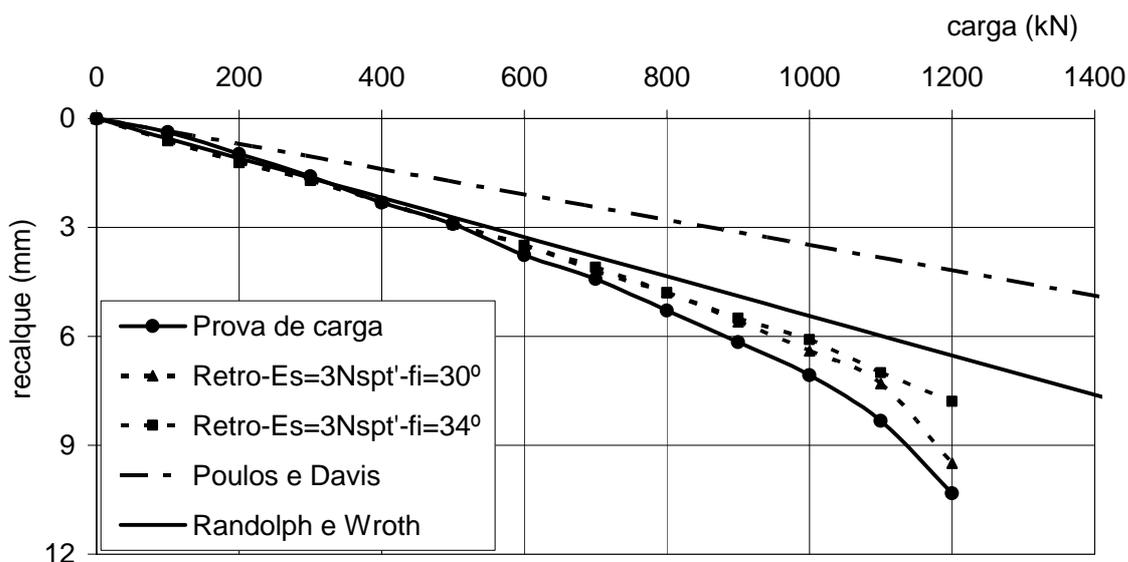


Figura 5.40 – Comparação das curvas da retroanálise com  $E_s=3xN_{SPT}'$  utilizando  $\phi'$  de  $30^\circ$  e  $34^\circ$  para a PC-03GO.

Nota-se na figura citada que os valores utilizando  $\phi'$  de  $30^\circ$  e  $34^\circ$  são praticamente idênticos até a penúltima carga do ensaio (1100 kN), onde a partir de então utilizando  $\phi'$  de  $30^\circ$  encontrou-se uma melhor representação do comportamento da curva da prova de carga, explicando a sua escolha como melhor parâmetro, diferentemente dos demais.

A partir da retroanálise das três provas de carga de Goiânia utilizando o programa Geofine (Fine, 2001), tem-se que todas apresentaram excelentes resultados na determinação dos recalques do trecho elástico, assim como um bom acerto para o carregamento onde se acentuaria a plastificação do solo. Além disso, deve-se dar continuidade na pesquisa deste programa a partir da retroanálise de novas provas de carga em locais diferentes de Goiânia, podendo se utilizar esta ferramenta numérica numa futura aplicação em projetos de fundação.

Verificou-se que os parâmetros de resistência do solo encontrados na retroanálise foram bem semelhantes para as três provas de carga. Os valores encontrados na retroanálise foram: ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) encontrados de  $30^\circ$  a  $34^\circ$ , coesão efetiva ( $c'$ ) de 15 kPa para argilas e 10 kPa para siltes e, coeficiente de empuxo ( $k$ ) de 0,5. Observa-se ainda que a relação encontrada entre o módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ) e os valores de  $N_{SPT}'$  variou entre 3 a 4.

# **CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

## **6 – CONCLUSÕES**

São mostradas a seguir as principais conclusões desta dissertação referentes a capacidade de carga e recalque em estacas hélice contínua. Para isso realizou-se a seguinte subdivisão das conclusões:

- nos subitens 6.1 e 6.2 as conclusões referentes a análise do banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) em termos da capacidade de carga e recalque;
- nos subitens 6.3 e 6.4 as conclusões oriundas da análise do conjunto de provas de carga de Brasília-DF e Goiânia-GO (análise regional) em termos de capacidade de carga e recalque;
- no subitem 6.5 as conclusões retiradas da retroanálise de provas de carga de Brasília-DF e Goiânia-GO (análise numérica regional) utilizando o programa Geofine (Fine, 2001).

No subitem 6.6 são relatadas as sugestões para futuras pesquisas.

### **6.1 – CAPACIDADE DE CARGA (ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE ALONSO)**

- o método de extrapolação de Van der Veen (1953) apresentou um bom resultado na previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua, para os testes apresentados no banco de dados de Alonso (2000a, 2002, 2004) que tiveram curva carga-recalque bem definida;
- para as estacas com maiores diâmetros é maior a possibilidade da curva carga-recalque ser bem definida (carga última bem definida). Esta tendência verificada, dentro de uma análise teórica de ruptura, foi contrária ao comportamento esperado, onde seria mais provável que para as estacas com maiores diâmetros ocorresse uma ruptura localizada resultando numa curva carga-recalque mal definida;
- as estacas das provas de carga com relação  $L/D \leq 30$  (estacas curtas) apresentaram uma tendência de possuir uma curva carga-recalque bem definida e as estacas com relação  $L/D > 30$  (estacas intermediárias e longas) maior tendência de apresentar uma curva carga-recalque mal definida;

- os métodos semi-empíricos, em sua formulação original, que apresentaram um melhor resultado foram os métodos de Antunes & Cabral (1996) com  $\beta_1$  e  $\beta_2$  médios, Gotlieb et al. (2000) e o de Décourt & Quaresma (1996), sendo sua utilização recomendada em projetos;
- os métodos semi-empíricos, em sua formulação original, de Vorcaro & Velloso (2000) utilizando LI de -0,29, e Aoki & Velloso (1975), tiveram um resultado regular. Os métodos de Vorcaro & Velloso (2000), utilizando LI de +0,29 e com o “ajuste simples”, e Kárez & Rocha (2000), tiveram uma previsão considerada fraca. Com isso a utilização destes últimos métodos em projetos deve ser melhor analisada;
- a partir do melhor ajuste encontrado para cada método verificou-se uma melhora significativa das previsões por todos os métodos semi-empíricos analisados. Os métodos que possuíram um resultado mais satisfatório foram os de Gotlieb et al. (2000), Antunes & Cabral (1996), Kárez & Rocha (2000) e Décourt & Quaresma (1996) seguido pelo método de Aoki & Velloso (1975) com um comportamento apenas razoável, em comparação aos demais;
- o método de Alonso (1996), por possuir um conjunto de dados bem menor que os demais métodos, teve sua análise comparativa limitada. Apesar disso, com base no pequeno conjunto analisado, observou-se que o método original não apresentou um bom resultado. Seria necessária, para uma análise mais embasada deste método, a ampliação do banco de provas de carga com sondagens SPT-T. Sugere-se não tentar estabelecer uma correlação entre o  $N_{SPT}$  com medidas de torque, o que embutiria um erro desconhecido, anulando os méritos do trabalho original.

## **6.2 – RECALQUE (ANÁLISE DO BANCO DE DADOS DE ALONSO)**

- verificou-se que em quase metade das provas de carga os métodos de previsão de recalque de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) previam bem o recalque (2º Grupo) e na outra metade não tiveram uma boa previsão (1º Grupo);
- os métodos de previsão analisados apresentaram, para a grande maioria das provas de carga, 192 (97,4%), uma boa previsão dos recalques (2º Grupo) ou foram a favor da segurança, ou seja, previam recalques maiores que os verificados nas provas de carga (1º Grupo). Com disso, pode-se dizer que estes métodos obtiveram um bom resultado. Deve ser lembrado que os bons resultados encontrados para os métodos estão referenciados aos critérios adotados nesta dissertação;

- para maiores valores de  $SPT_{(m)}$  (entre 10 e 30), os métodos de previsão de recalque tiveram um melhor resultado e para baixos valores de  $SPT_{(m)}$  ( $<10$ ), os métodos de previsão de recalque não se comportaram bem;
- o diâmetro, a relação  $L/D$  e os valores de  $SPT_{(l)}$  e  $SPT_{(b)}$  das provas de carga não possuíram indicativos quanto da verificação da capacidade dos métodos em prever o recalque;
- as provas de carga em que os métodos de previsão de recalque não possuíram um bom resultado (1º Grupo) apresentaram, em sua maioria (75,3%), uma curva carga-recalque não definida;
- as provas de carga em que os métodos de previsão de recalque não possuíram um bom resultado (1º Grupo) com relações  $L/D > 30$  (estacas intermediárias e longas) apresentaram uma tendência de curva carga-recalque não definida, enquanto para relações  $L/D \leq 30$  (estacas curtas) uma tendência de curva carga-recalque bem definida;
- os métodos de previsão de recalque tiveram um bom resultado (2º Grupo) tanto para provas de carga com curva carga-recalque bem definida quanto com curva carga-recalque não definida, ou seja, o tipo de curva carga-recalque não foi um indicativo para os métodos apresentarem um bom resultado na previsão de recalque;
- as provas de carga onde os métodos de previsão de recalque tiveram um bom resultado (2º Grupo) com maiores diâmetros ( $D \geq 60$ ) e relação  $L/D \leq 30$  (estacas curtas), apresentaram uma tendência de uma curva carga-recalque bem definida. Assim como as provas de carga com relação  $L/D \geq 50$  (estacas longas) e com a ponta apoiada em camadas muito resistentes ( $SPT_{(b)} > 40$ ) possuíram uma tendência de curva carga-recalque não definida;
- as provas de carga do 3º Grupo, ou seja, os métodos de previsão de recalque subestimaram os valores de recalque medidos das provas de carga, não apresentaram nenhuma tendência que justificasse este comportamento.

### **6.3 – CAPACIDADE DE CARGA (ANÁLISE REGIONAL)**

#### **6.3.1 – Provas de Carga de Brasília**

- as provas de carga que apresentaram uma curva carga-recalque bem definida não tiveram nenhuma tendência relativa ao diâmetro, relação  $L/D$  e nem aos valores de

SPT em cada caso. Porém, verificou-se que para relações de  $L/D \geq 50$  (estacas longas), as provas de carga possuíram uma curva carga-recalque mal definida, previsão semelhante à tendência verificada no banco de dados de Alonso;

- os métodos semi-empíricos originais e utilizando o melhor ajuste tiveram um resultado semelhante na determinação da carga última;
- os melhores métodos originais e com melhores ajustes verificados foram os de Antunes & Cabral (1996), Décourt & Quaresma (1996) e Gotlieb et al. (2000). Com isso verifica-se que os melhores métodos encontrados para Brasília são semelhantes aos melhores verificados para o banco de dados de Alonso;
- o método de Aoki & Velloso (1975), utilizando a formulação original e com o ajuste proposto, foi muito conservador, ou seja, subestimou os valores de carga última. O método de Kárez & Rocha (2000) apresentou um bom resultado apenas utilizando o melhor ajuste e o método de Vorcaro & Velloso (2000) não apresentou bom resultado, conforme verificado no banco de dados de Alonso.

### **6.3.2 – Provas de Carga de Goiânia**

- as provas de carga que possuíram uma curva carga-recalque bem definida e não definida não apresentaram nenhuma tendência específica para validar estas tendências;
- o melhor ajuste encontrado para cada método semi-empírico analisado, apresentou resultados bem melhores em comparação com a formulação original;
- os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1996), Gotlieb et al. (2000) e Antunes & Cabral (1996) apresentaram bom resultado tanto no método original quanto com o melhor ajuste;
- o resultado dos métodos semi-empíricos observado para Goiânia, baseado no conjunto analisado, apresentou a mesma tendência verificada para o banco de dados de Alonso, ou seja, os métodos de Antunes & Cabral (1996), Décourt & Quaresma (1996) e Gotlieb et al. (2000) apresentaram os melhores resultados. Deve ser ressaltado que o método de Aoki & Velloso (1975) também obteve um bom resultado;
- o método de Kárez & Rocha (2000) apresentou bom resultado apenas utilizando o melhor ajuste e o método de Vorcaro & Velloso (2000) não apresentou bom resultado, semelhante ao verificado no banco de dados de Alonso.

## **6.4– RECALQUE (ANÁLISE REGIONAL)**

### **6.4.1 – Provas de Carga de Brasília**

- os métodos elásticos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) tiveram um resultado bem semelhante e previram recalques bem próximo aos medidos nas provas de carga. Com isso, tem-se que os dois métodos apresentaram uma boa previsão de recalque;
- as provas de carga em que os métodos de previsão não tiveram um bom resultado (1º Grupo) possuíam relações de  $L/D > 30$  (estacas intermediárias e longas) e baixos valores de  $SPT_{(m)}$ , sendo que esta última tendência foi semelhante ao resultado verificado para as provas de carga do 1º Grupo do banco de dados de Alonso. Para as provas de carga em que os métodos de previsão apresentaram um bom resultado (2º Grupo) não se verificou nenhuma tendência.

### **6.4.2 – Provas de Carga de Goiânia**

- todas as provas de carga avaliadas em Goiânia tiveram uma boa previsão de recalque pelos métodos estudados. Verifica-se que tanto o método de Randolph & Wroth (1978) quanto o de Poulos & Davis (1980) previram recalques bem semelhantes aos medidos nas provas de carga;
- não se verificou para Goiânia nenhuma tendência no resultado observado no banco de dados de Alonso, face talvez ao pequeno conjunto de provas de carga.

## **6.5 – ANÁLISE NUMÉRICA (REGIONAL)**

- verificou-se, a partir da comparação com diversas metodologias, que o programa Geofine (Fine, 2001) apresentou, em geral, uma boa validação referente a um meio elástico-linear e semi-infinito de solo. Apresentando melhores resultados na comparação com Lee (1973), Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1978) e resultados razoáveis para Ottaviani (1975);
- a utilização do Geofine (Fine, 2001) levou, na maioria das provas de carga de Brasília, a uma boa retroanálise numérica. Para Goiânia, verificou-se que todas as provas de carga analisadas apresentaram uma boa retroanálise numérica;

- tem-se, para as provas de carga com boa retroanálise, que o programa Geofine (Fine, 2001) apresentou bons resultados na determinação dos recalques do trecho elástico, assim como um bom acerto para o carregamento onde se acentuaria a plastificação do solo. Com isso, pode-se dizer que o programa representou bem a não linearidade da curva carga-recalque. A partir desta conclusão cabe-se ressaltar a importância do crescente estudo deste programa para futuras aplicações em projetos de fundação;
- as duas provas de carga em Brasília que não apresentaram uma boa retroanálise tiveram um comportamento inesperado, pelo fato de ao se utilizar quaisquer parâmetros de solo, principalmente o módulo de elasticidade do solo, os resultados continuavam ruins;
- as provas de carga com boa retroanálise em Brasília tiveram relações entre o módulo de elasticidade do solo e os valores de  $N_{SPT}'$  entre 3 e 4 e possuíram valores de coeficiente de empuxo (k) de 0,4 e 0,5;
- a boa retroanálise das provas de carga de Goiânia foi conseguida utilizando-se valores de ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) entre 30° e 34°, coesão efetiva ( $c'$ ) de 15 kPa para argilas e 10 kPa para siltes. Além disso, acharam-se relações entre o módulo de elasticidade do solo e os valores de  $N_{SPT}'$  entre 3 e 4, assim como um valor de coeficiente de empuxo (k) de 0,5.

## 6.6 – SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com base na pesquisa realizada, propõe-se:

- ampliação do banco de dados de provas de carga em diversas cidades do Brasil a fim de se verificar aplicação dos métodos semi-empíricos originais e com os melhores ajustes encontrados nesta dissertação para a previsão de carga última de estacas hélice contínua. Este aspecto é muito importante para as cidades de Brasília e Goiânia com o intuito de melhor se verificar a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos originais e com os ajustes encontrados;
- a realização de provas de carga em locais com características de solo semelhantes em estacas curtas e longas com relatório de execução. Com isso poderá ser feito um estudo dos fatores intervenientes em cada tipo de estaca como, por exemplo, o alargamento do fuste, podendo este ser verificado através da exumação da estaca;

- a realização de novas provas de carga juntamente com sondagens com medida de torque, ensaio SPT-T, para uma melhor validação do método de Alonso (1996) em solos brasileiros, principalmente para os solos de Brasília e Goiânia;
- a realização de novas provas de carga atingindo valores de carga mais próximos da carga última da estaca. Para isso sugere-se a aplicação de cargas ultrapassando a duas vezes a carga estrutural de projeto da estaca;
- novos estudos com outras provas de carga para avaliar os métodos semi-empíricos de Kárez & Rocha (2000) e Vorcaro & Velloso (2000), que na presente dissertação não obtiveram bons resultados;
- novos estudos para se melhor verificar a relação entre o módulo de elasticidade do solo e os valores de  $N_{SPT}$ . Assim como a utilização de ferramentas numéricas na retroanálise de novas provas de carga, principalmente em Brasília e Goiânia, para, a partir dos resultados encontrados, ampliar um banco de dados com o intuito de sua aplicação em projetos de fundação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1991). Estacas – Prova de carga estática: NBR 12131. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12p.
- ABNT (1994). Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico: NBR 13208. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 4p.
- ABNT (1996). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- ABNT (2003). Projeto de estruturas em concreto armado – Procedimento: NBR 6118. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ALMEIDA NETO, J. A. de. (2002). Análise do Desempenho de Estacas Hélice Contínua e Ômega: Aspectos executivos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 174 p.
- ALONSO, U.R. (1996). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 141 - 151.
- ALONSO, U.R. (1997). Prova de carga estática em estacas (uma proposta para a revisão da Norma NBR 12.131). Solos e Rochas, 20(1): 47 – 59.
- ALONSO, U.R. (2000a). Contribuição para a formação de um banco de dados de provas de carga estáticas em estacas Hélice Contínua. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 430 - 450.
- ALONSO, U.R. (2000b). Reavaliação do método de capacidade de carga de estaca hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 425 - 429.
- ALONSO, U.R. (2002). Complementação do banco de dados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 1557 - 1568.
- ALONSO, U.R. (2004). Complementação do banco de dados de provas de carga estáticas em estacas hélice contínua. 5º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 517 - 526.
- ANJOS, G.J.M. (2005) – tese em andamento pela Universidade de Brasília.
- ANTUNES, W.R. & CABRAL, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 105 - 109.
- AOKI, N. (1989). A new dynamic load test concept. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, RJ, 1: 1 – 4.

- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bueno Aires, Argentina, 1: 367 – 376.
- ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.
- BITTAR, Z. & SEJNOHA, J. (1996). Numerical methods in structural mechanics. ASCE Press, Thomas Telford, New York, 422p.
- BRANCO, C.J.M.C, MIGUEL, M.G. & TEIXEIRA, R.S. (2000). Estudo do comportamento de estacas hélice contínua monitoradas em solo argiloso mediante provas de carga e métodos semi empíricos. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 116 - 126.
- BRINKGREVE, R.B.J. & VERMEER, P.A. (2001). “Plaxis 3D: Geotechnical Finite Element Code for Soil and Rock Analyses”. Balkema, Netherlands, 401p.
- CHIN, F.K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. Proc. of the 2<sup>nd</sup> South-East Asia Conference on Soil Engineering, p. 81-90.
- COYLE, H.M. & REESE, L.C. (1966). Load transfer axially loaded piles in clay. ASCE, 92: 1 – 26.
- CUNHA, R.P., SOARES, J.M., PEREIRA, J.H.F. & SILVA, C.M. (2002). Análises numéricas de uma prova de carga em fundação profunda assente em solo tropical do Distrito Federal do Brasil, XVI Congresso Argentino de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Trelew. Sessão VII, CD-ROM, v.7, p. 1- 7.
- DÉCOURT, L. (1989). Ultima bearing capacity of large bored piles in a hard São Paulo clay. De Mello Volume, Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, SP, pp. 89-120.
- DÉCOURT, L. (1991). Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2: 340 - 362.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, 1: p. 45-53.
- DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. (1994). Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. ICSMFE, 13, Nova Delhi, Índia, 2: 477 – 486.
- DÉCOURT, L., ALBIERO, J.H. & CINTRA, J.C.A. (1996). Análise e Projeto de Fundações Profundas. Fundações: Teoria e Prática, Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 265-327.
- FARIAS, M.M. (1993). Numerical Analysis of Clay Core Dams. PhD Thesis, University College of Swansea, Swansea, UK, 159p.

- FELLENIUS, B.T. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. Ground Engineering. p. 19-31.
- FINE (2001). Geofine 4: Analysis of geotechnical structures.[CD-ROM]. Fine Ltda, Czech Republic.
- FOÁ, S.B., CUNHA, R.P., PEREIRA, J.H.F., PARAÍSO, S.C. & COSTA, C.M.C. (2002a). Análise do ensaio de carregamento dinâmico em estaca pré-moldada assente no solo poroso de Brasília. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 1503 - 1514.
- FOÁ, S.B., CUNHA, R.P., PEREIRA, J.H.F., PARAÍSO, S.C. & COSTA, C.M.C. (2002b). Análise do ensaio de carregamento dinâmico em estacas franki. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 1515 - 1523.
- FOÁ, S.B., CUNHA, R.P., PEREIRA, J.H.F., PARAÍSO, S.C. & COSTA, C.M.C. (2002c). Análise do ensaio de carregamento dinâmico em estacas metálicas Salvador (BA). 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 1525-1536.
- FOTI, A. (2001). Confiabilidade de Estacas Tipo Strauss e sua Viabilidade Técnica em Pequenas e Médias Obras. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 123 p.
- GEOSLOPE (2002). Sigma-W: Análise tensão-deformação, versão 5, GEO-SLOPE International Ltda, Calgary, Canadá.
- GOTLIEB, M.; PENNA, A.S.D; ROMANO JR, R. & RODRIGUES, L.H.B (2000). Um método simples para a avaliação da tensão admissível no topo de estacas tipo hélice contínua. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 312 - 319.
- GOTLIEB, M.; PENNA, A.S.D; ROMANO JR, R. & RODRIGUES, L.H.B (2002). Comprimentos adequados para as estacas tipo hélice contínua. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 1375 - 1381.
- GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- GUIMARÃES, R.C., MOTA, N.M.B., ABREU, P.S.B., PEREIRA, J.H.F. & CARVALHO, J.C. (2002). Prova de Carga Estática em Estaca Hélice Contínua no DF: Comparação com os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo, 1657 - 1665.
- HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S. & NIYAMA, S. (1996). Fundações Teoria e Prática. 1º edição, Ed. PINI, São Paulo, SP, 751p.

- KÁREZ, M.B. & ROCHA, E.A.C. (2000). Estacas tipo hélice contínua previsão da capacidade de carga. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 274 - 278.
- KORMANN, A.C.M., CHAMECKI, P.R., RUSSO NETO, L., ANTONIUTTI NETO, L. & BERNARDES, G.P.(2000). Estacas hélice contínua em argila sobreadensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 58 - 70.
- LEE, I.K. (1973). Application of Finite Element Method in Geot. Eng. – Part I – Linear Analysis. Chapter 17 in Finite Element Techniques – A Short Course of Fundamentals and Application, Univ. of New South Wales, Australia.
- MAZURKIEWICZ, B.K. (1972). Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Comm. On Pile Research Report, nº 35, 20p.
- MINDLIN, R.D. (1936). Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid. Physics 7, p. 195-202.
- MOTA, N.M.B. (2003). Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília. Tese de Doutorado, Publicação G.DM – 013A/03, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 336p.
- OTTAVIANI, M. (1975). Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. Geotechnique, 25(2) : 159-174.
- PALLOCCI, A., FLEURY, S.V. & OLIVEIRA, D.M. (2000). Ensaios dilatométricos em um solo residual de micaxisto. 4º Seminário de Engenharia de Fundações - SEFE IV, ABMS, São Paulo, SP, 3: 238-244.
- PENNA, A.S.D., CAPUTO, A.N., MAIA, C.M., PALERMO, G., GOTLIEB, M., PARAÍSO, S.C. & ALONSO, U.R. (1999). Estaca Hélice-Contínua: Experiência Atual, ABMS/ABEF Editores, São Paulo.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1980). Pile foundation analysis and design. New York, John Willey and sons, 397.p.
- POULOS, H.G. (1980). DEFFIG – Users’ Guide. Centre for Geotechnical Researches. Univ. of Sydney, Australia.
- POULOS, H.G. (1989). Pile behaviour – theory and application. Geotechnique, 39(3): 365-415.
- POWERFULFUNDACOES (2005). Coordenação de Ronaldo da Silva Ferreira. Desenvolvido pela Universidade Federal de Santa Catarina, 2005. Avaliação de trabalho de acompanhamento de obra, Departamento de Engenharia Civil. Disponível em: <http://www.powerfulfundacoes.hpg.ig.com.br/hélice.html>. Acesso em: 25 março. 2005.
- RANDOLPH, M.F. & WROTH, C.P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E.,104, n. GT12, 1465-1488.

- RANZINI, S.M.T. (1988). SPTF. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, 11 (1): 29-30.
- RANZINI, S.M.T. (1994). SPTF: 2º Parte. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, 17 (3): 189-190.
- ROCHA FILHO, P., ROMANEL, C., & ALCANTARA, I.M. (1998). Estimativa de módulos de elasticidade de solos através da retroanálise de provas de carga em estaca. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, DF, 1: 1567-1574.
- SALES, M.M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.
- SALES, M.M., CUNHA, F.R.L., PACHECO, R.T., FONSECA, A.L.E. & FLEURY, S.V. (2002). Prova de carga em uma estaca hélice contínua em solo residual de micaxisto. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo, 1647 - 1655.
- SILVA, C.M., SOARES, J.M., CUNHA, R.P. & MOTA, N.M.B. (2002). Transferência de carga em estaca tipo hélice contínua instrumentada e executada no distrito federal. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo, 1667 - 1677.
- SOUZA, R. N. & COUSO JR, E. (1997). Considerações sobre o comportamento de estacas tipo hélice contínua. Solos e Rochas, São Paulo, 20, (2): 99 – 105.
- VAN DER VEEN, C. (1953). The bearing capacity of a pile. 3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.
- VARGAS, M. (1977). Uma experiência brasileira em fundações por estacas. Geotecnia, n.º 23, 31 e 32, Lisboa.
- VELLOSO, P.P.C. (1981). Estacas em solo – dados para a estimativa do comprimento. Anais, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.
- VELLOSO, D.A. & ALONSO, U.R. (2000). Previsão, controle e desempenho de fundações. In: NEGRO Jr. et al. Previsão de desempenho x comportamento real. NRSP/ABMS, São Paulo, 95 – 139.
- VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2002). Fundações. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.
- VIANNA, A.P.F. & CINTRA, J.C.A. (2000). Aplicabilidade do método de Van der Veen para extrapolação de curvas carga x recalque. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 85 - 92.
- VORCARO, M. C. & VELLOSO, D.A. (2000). Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão Linear. 4º SEFE, São Paulo, SP, 2: 331 – 344.

## **APÊNDICE A**

### **CURVAS CARGA-RECALQUE DAS PROVAS DE CARGA DO BANCO DE DADOS DE ALONSO (2000a, 2002, 2004)**

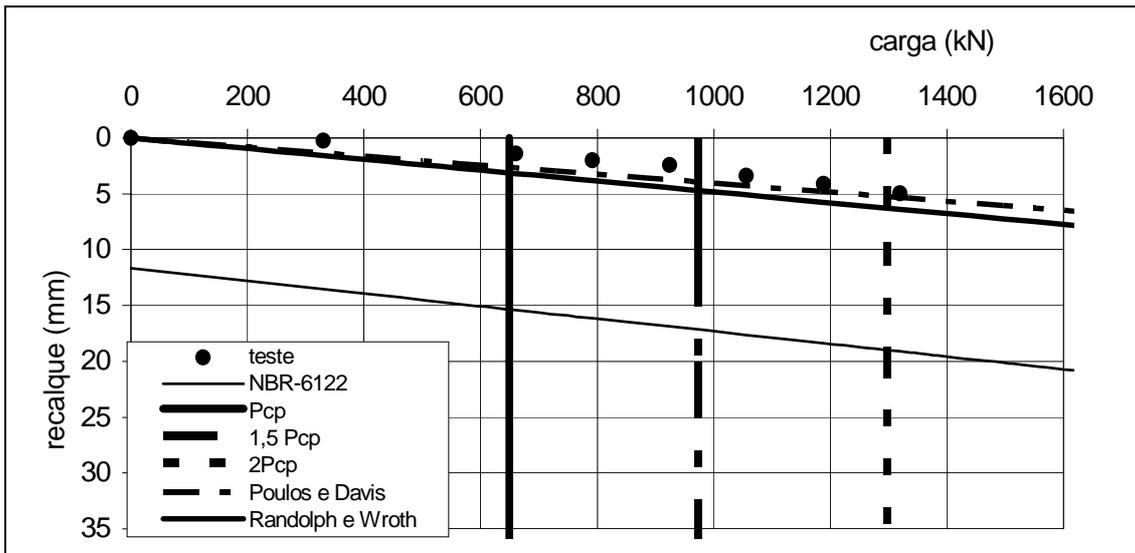


Figura A.1 – Estimativa carga x recalque - PC-01

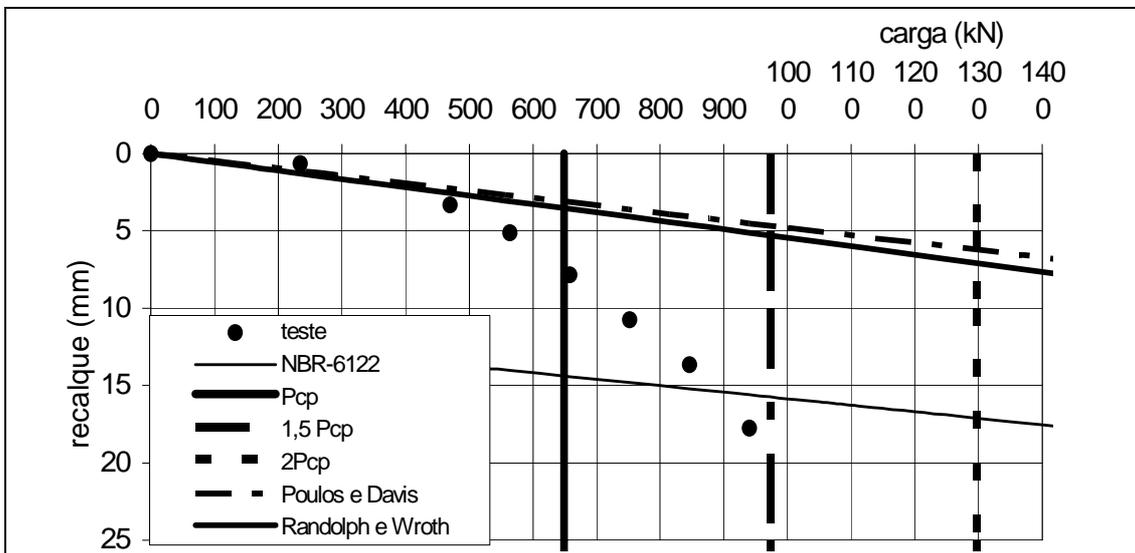


Figura A.2 – Estimativa carga x recalque - PC-02

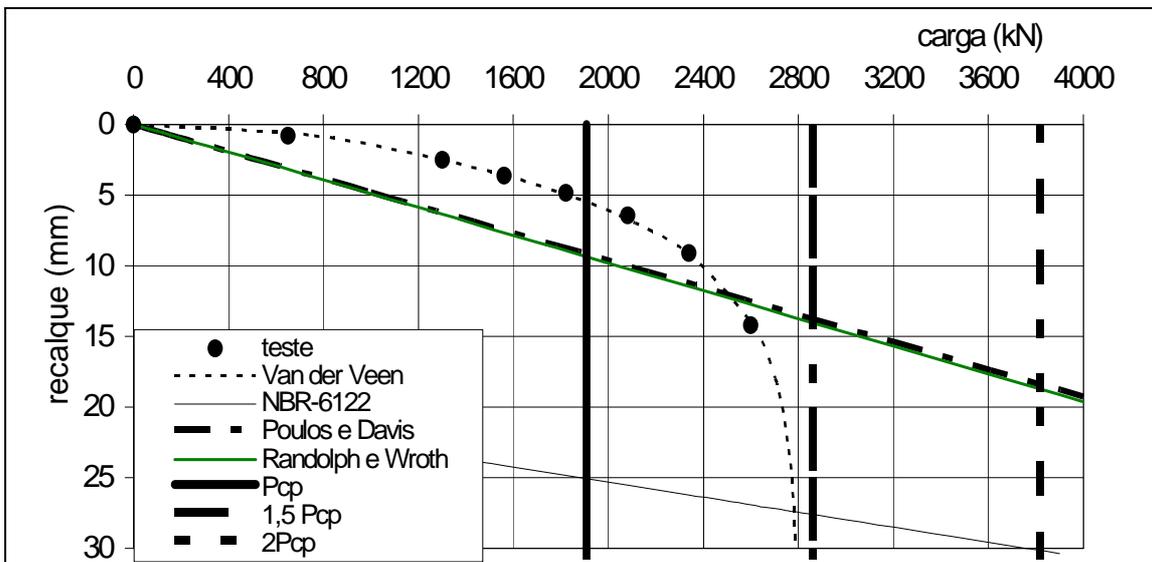


Figura A.3 – Estimativa carga x recalque - PC-03

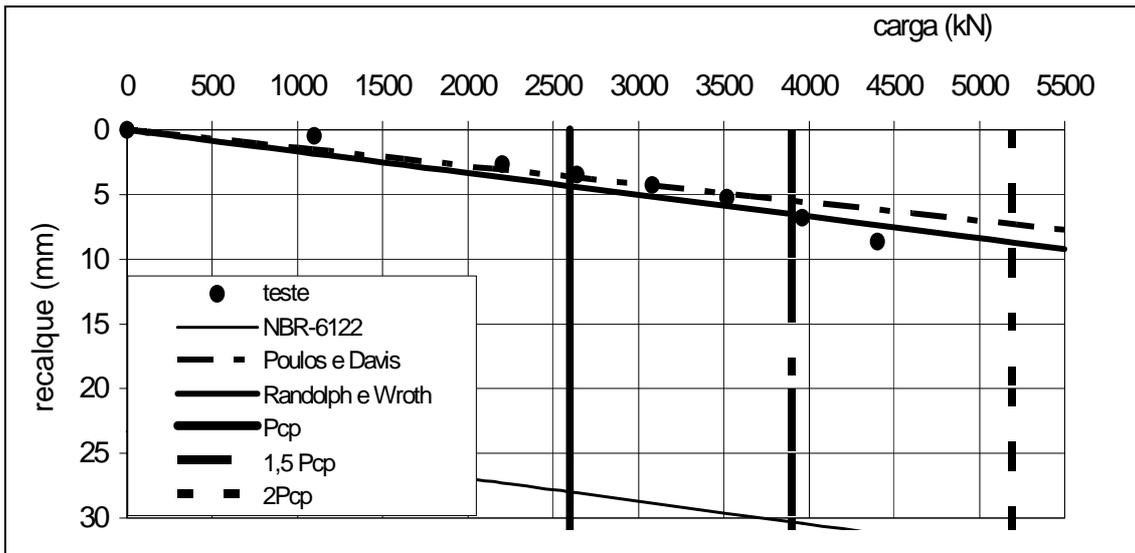


Figura A.4 – Estimativa carga x recalque - PC-04

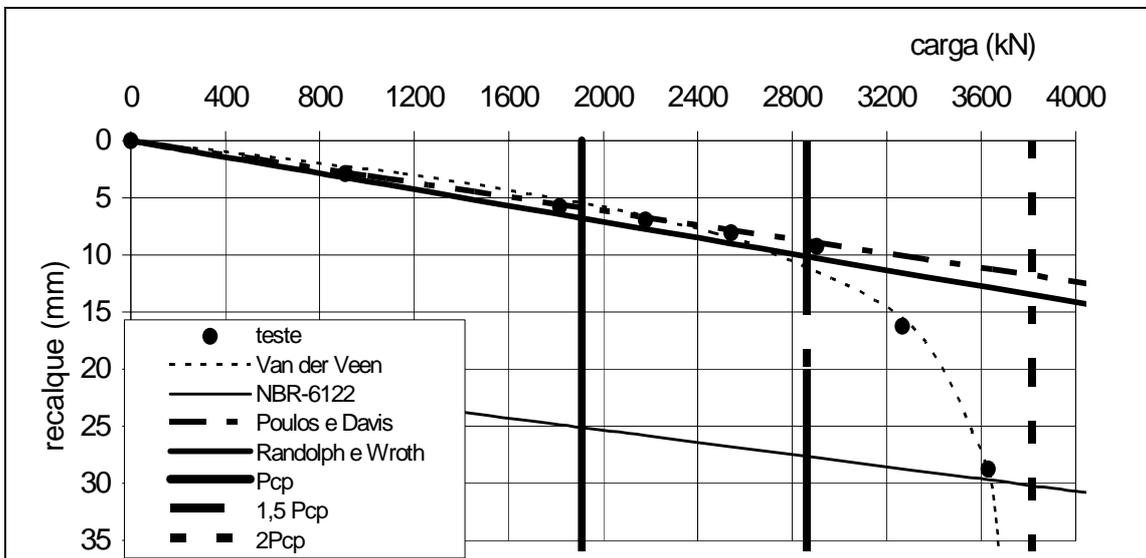


Figura A.5 – Estimativa carga x recalque – PC-05

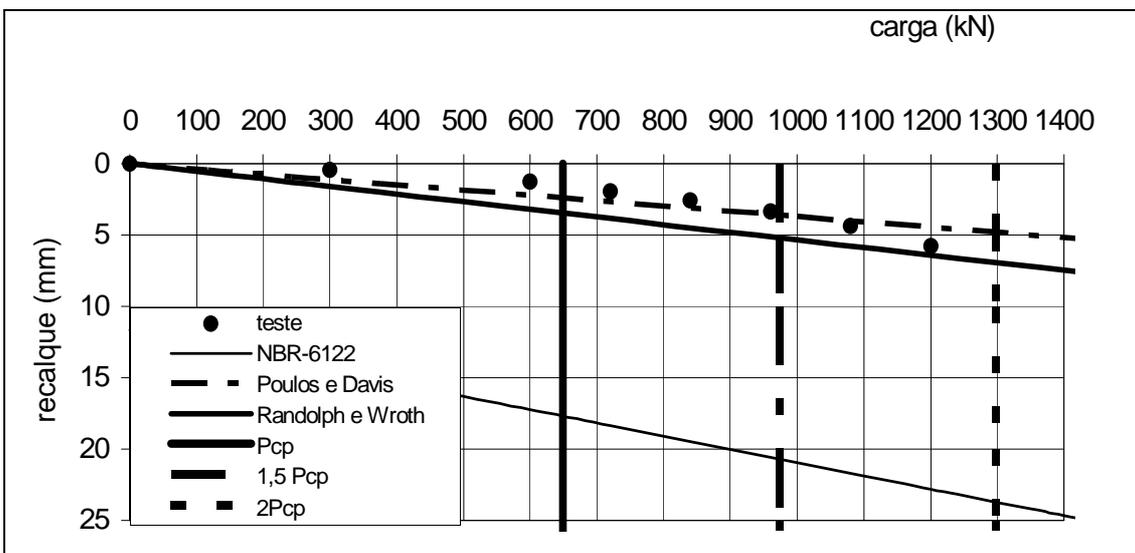


Figura A.6 – Estimativa carga x recalque – PC-06

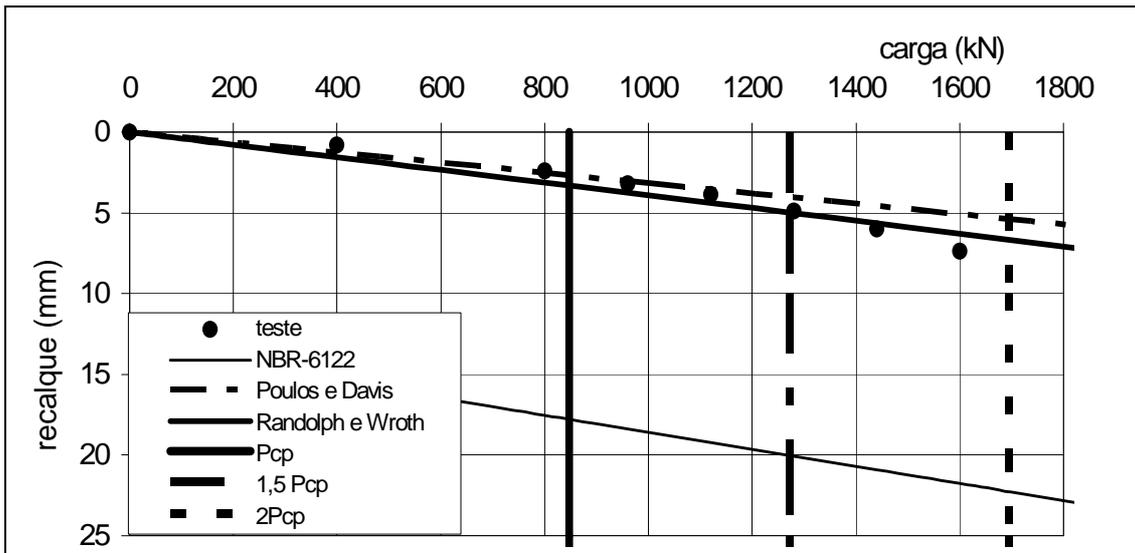


Figura A.7 – Estimativa carga x recalque – PC-07

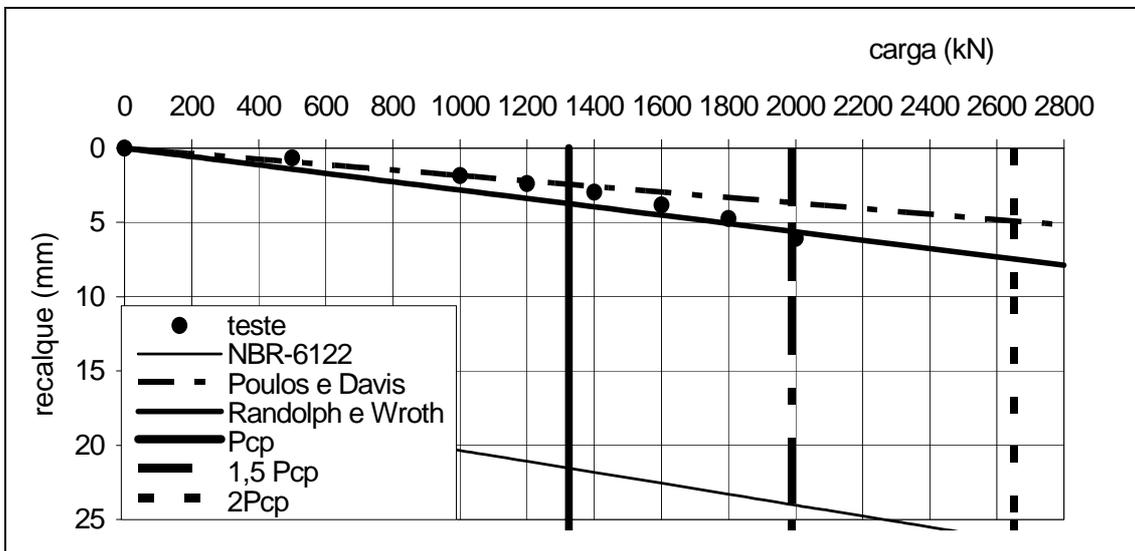


Figura A.8 – Estimativa carga x recalque – PC-08

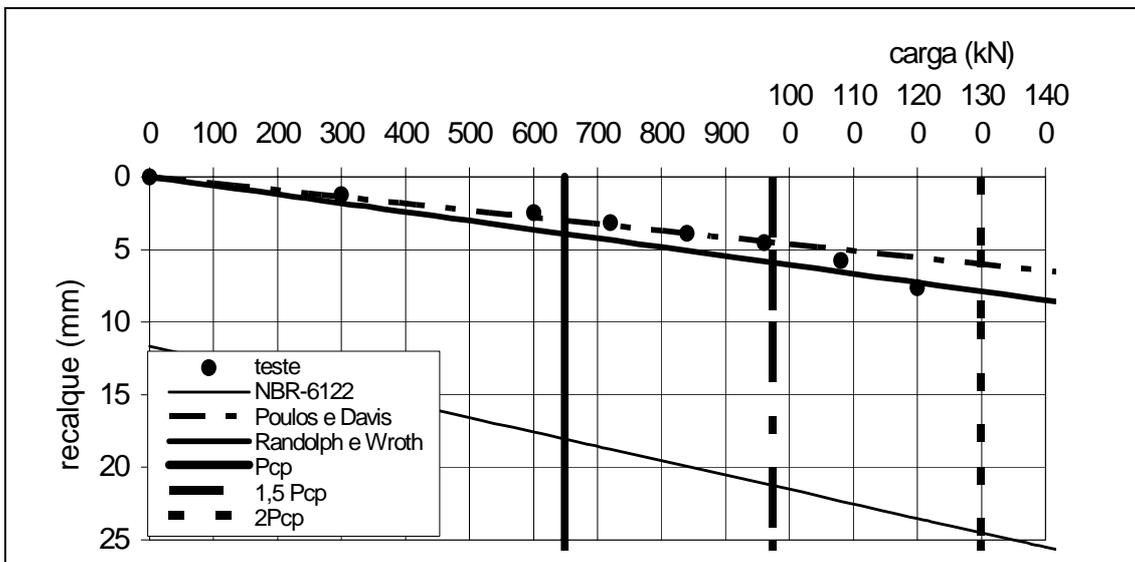


Figura A.9 – Estimativa carga x recalque – PC-09

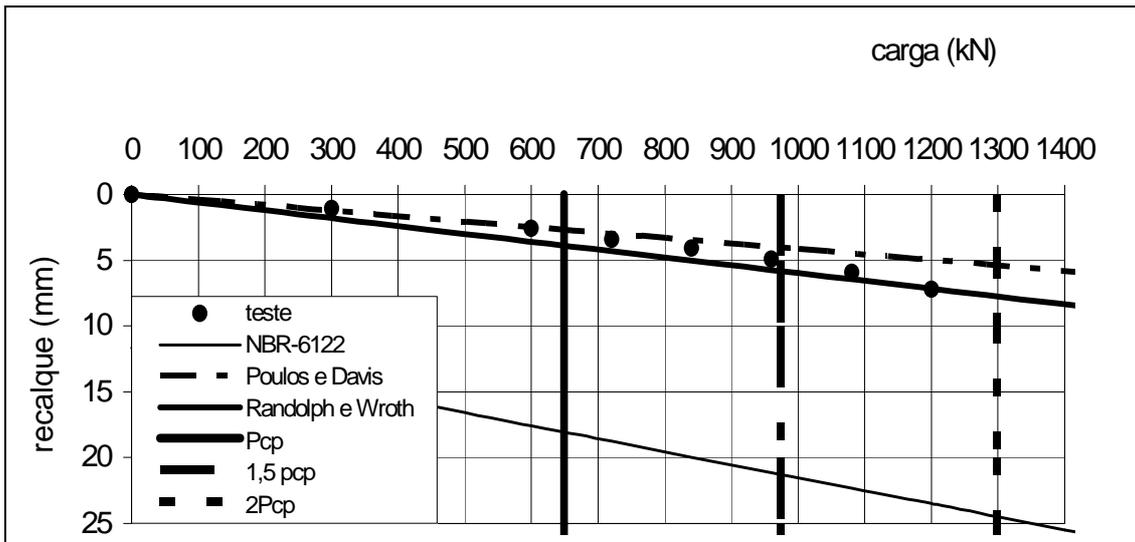


Figura A.10 – Estimativa carga x recalque – PC-10

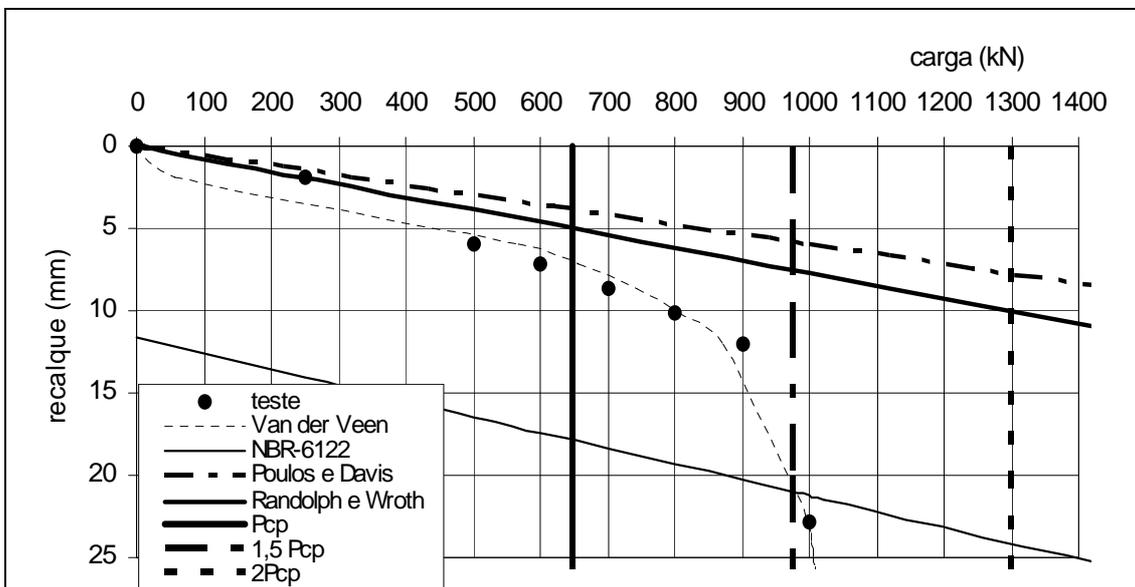


Figura A.11 – Estimativa carga x recalque – PC-11

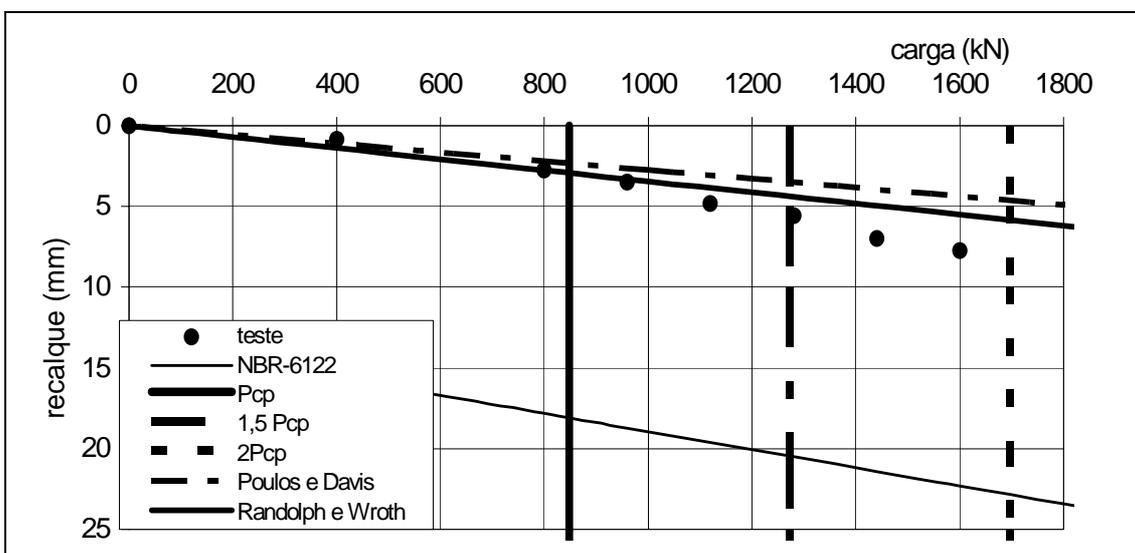


Figura A.12 – Estimativa carga x recalque – PC-12

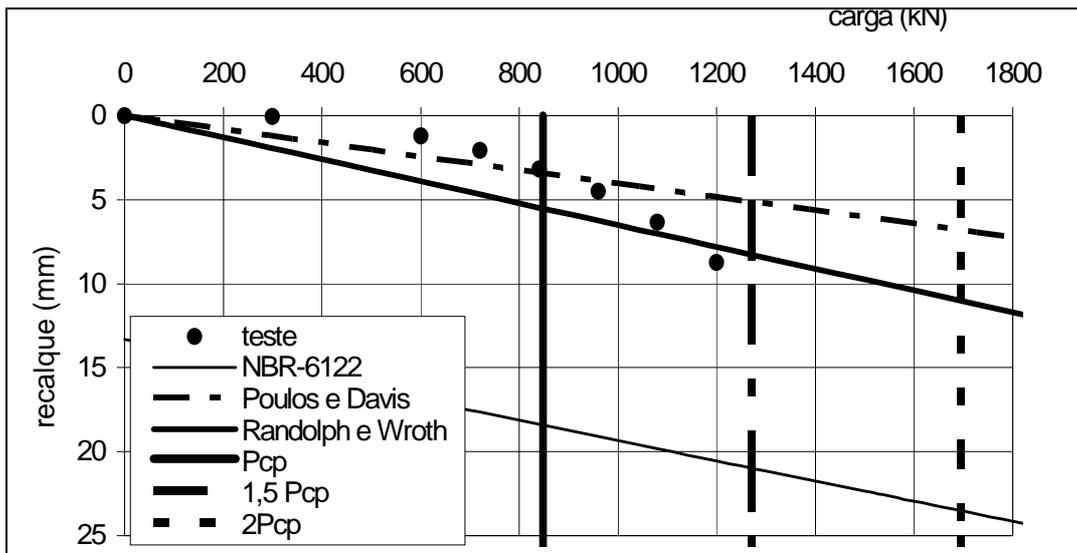


Figura A.13 – Estimativa carga x recalque – PC-13

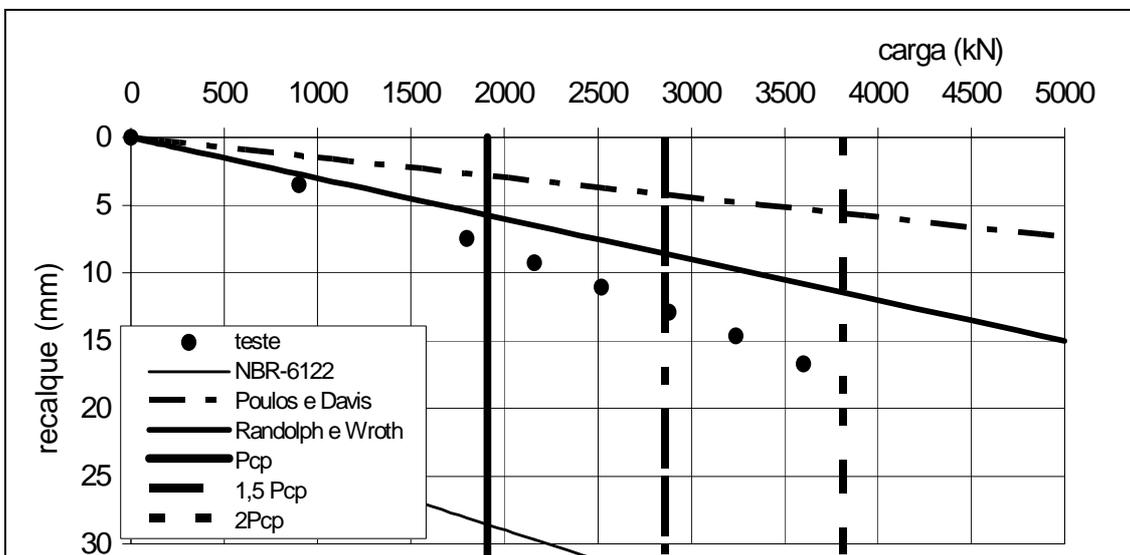


Figura A.14 – Estimativa carga x recalque – PC-14

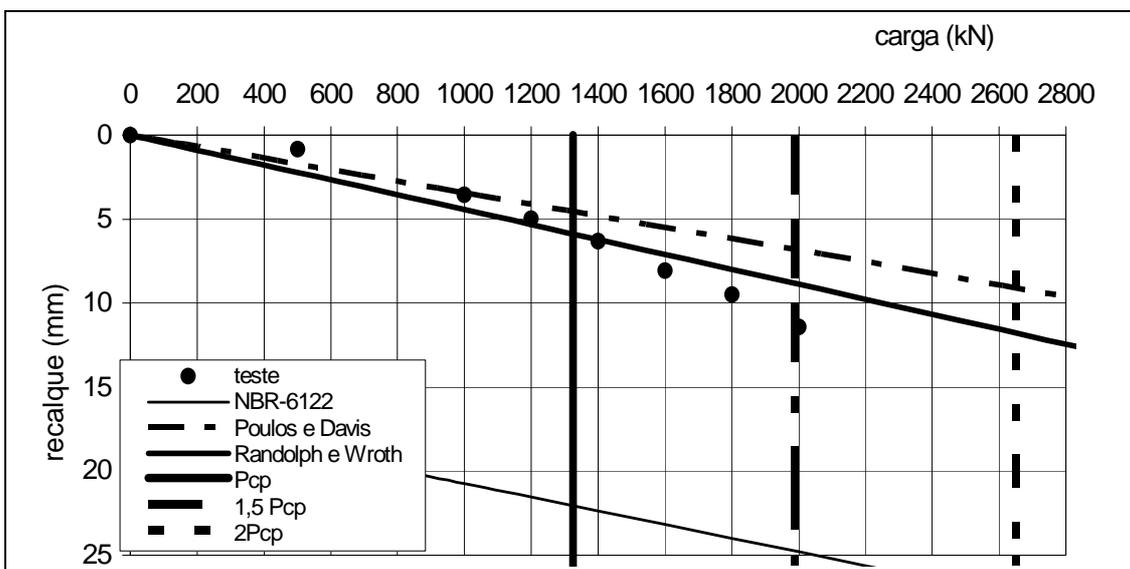


Figura A.15 – Estimativa carga x recalque – PC-15

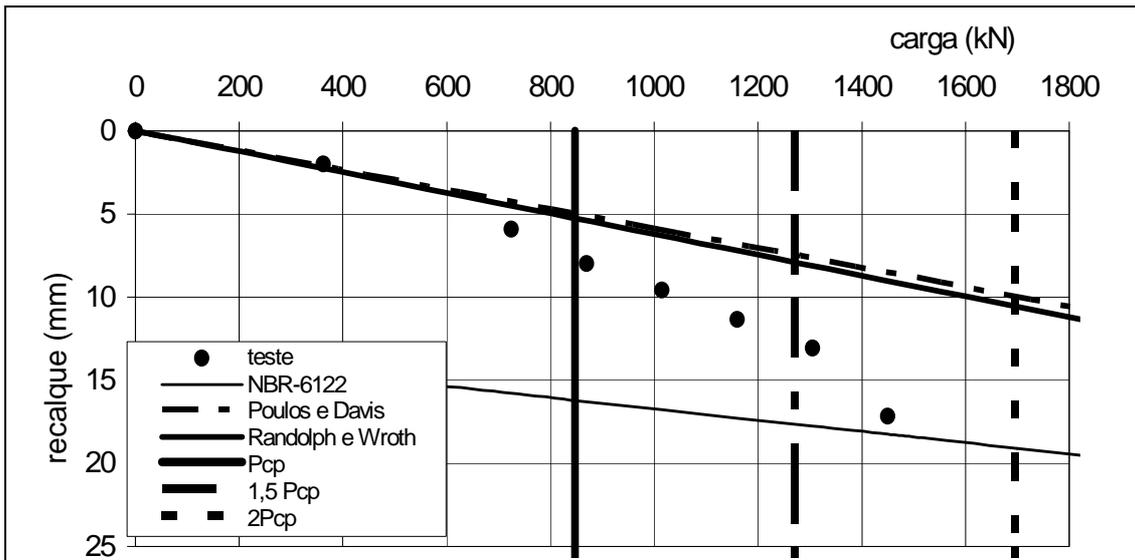


Figura A.16 – Estimativa carga x recalque – PC-16

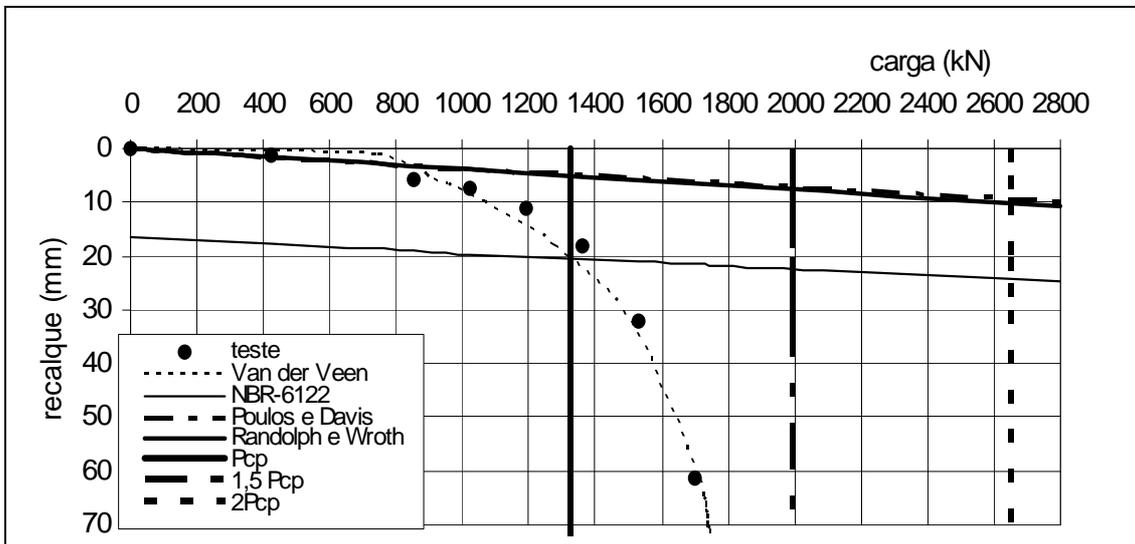


Figura A.17 – Estimativa carga x recalque – PC-17

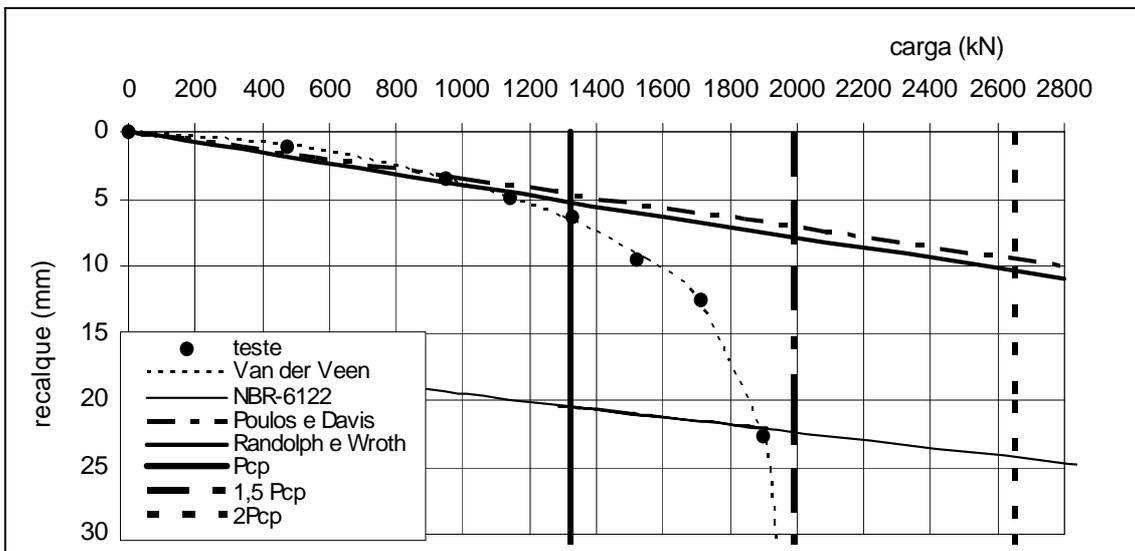


Figura A.18 – Estimativa carga x recalque – PC-18

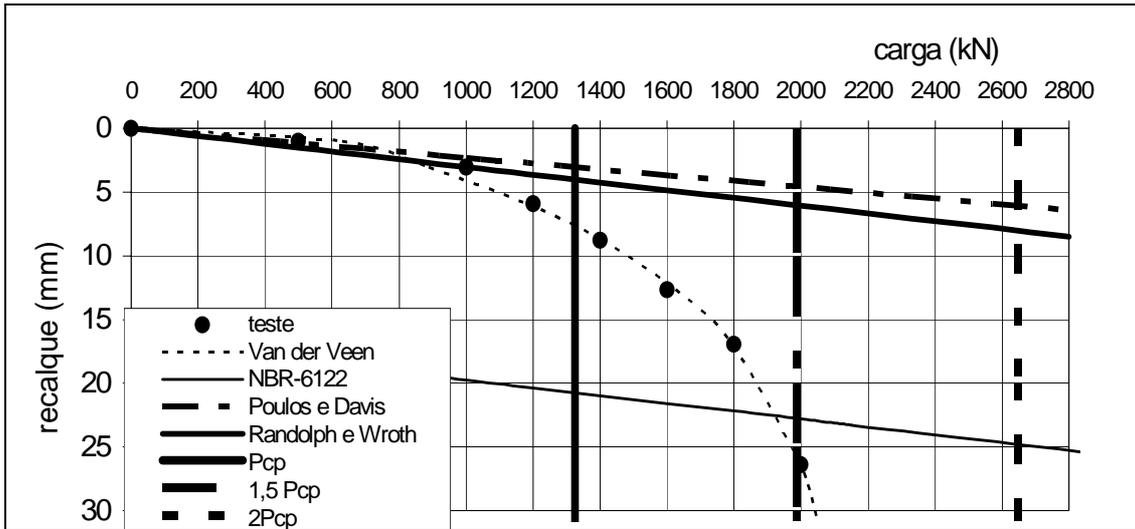


Figura A.19 – Estimativa carga x recalque – PC-19

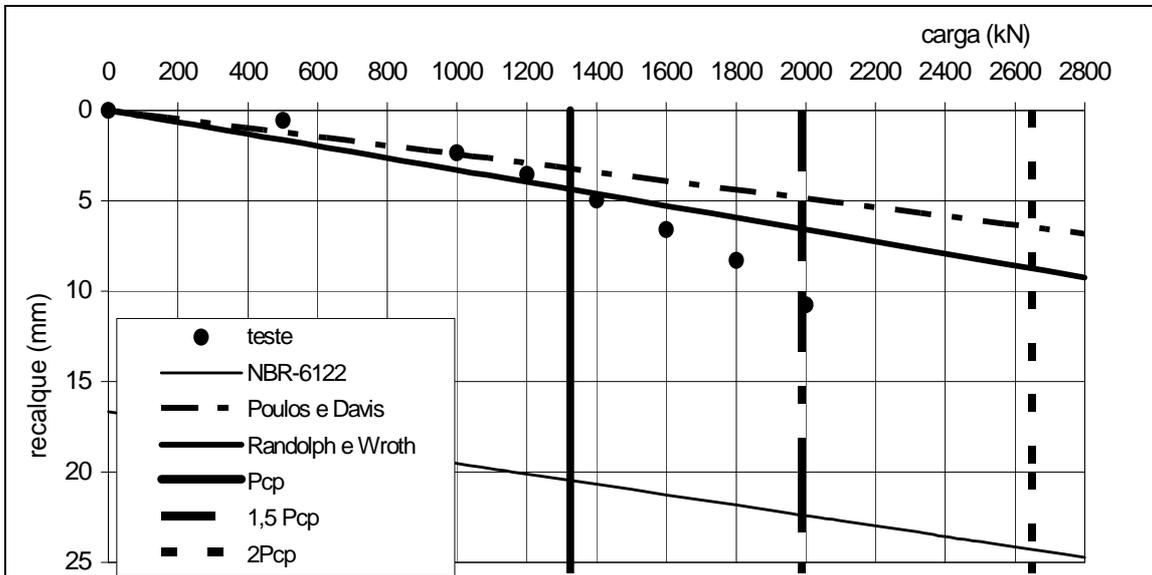


Figura A.20 – Estimativa carga x recalque – PC-20

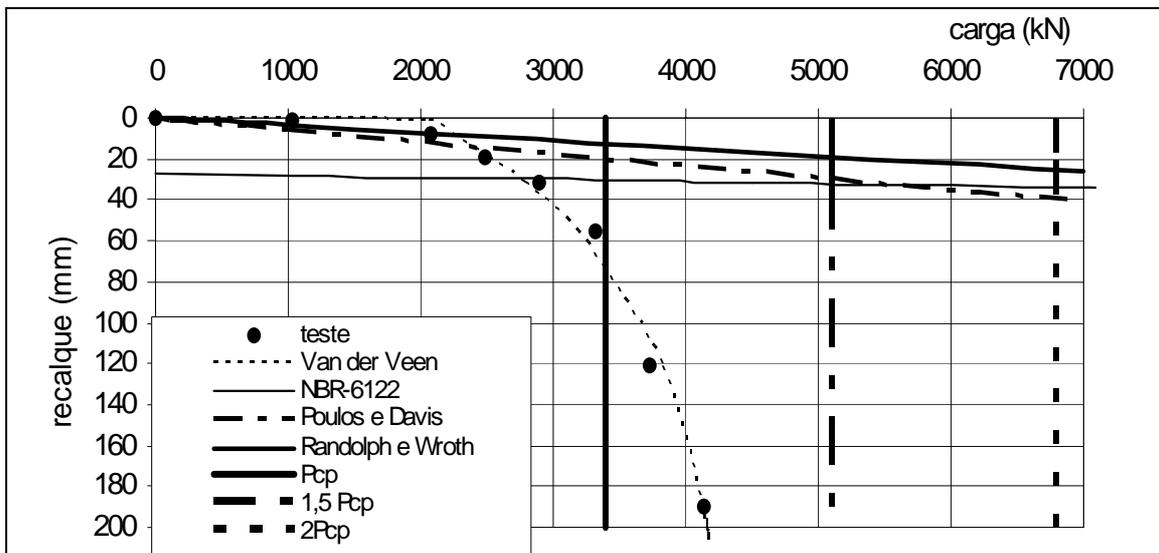


Figura A.21 – Estimativa carga x recalque – PC-21

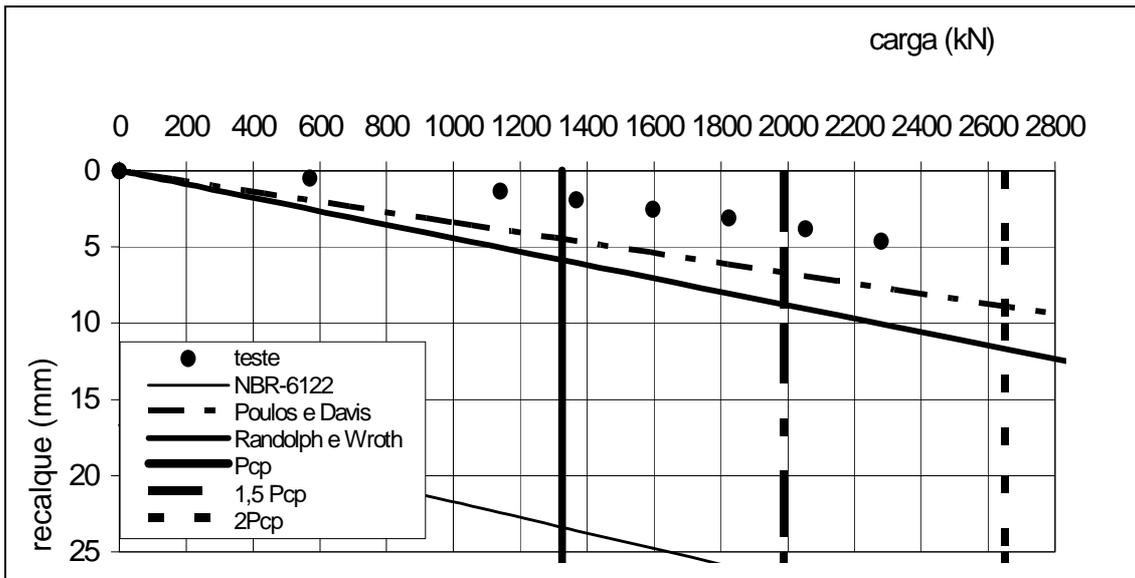


Figura A.22 – Estimativa carga x recalque – PC-22

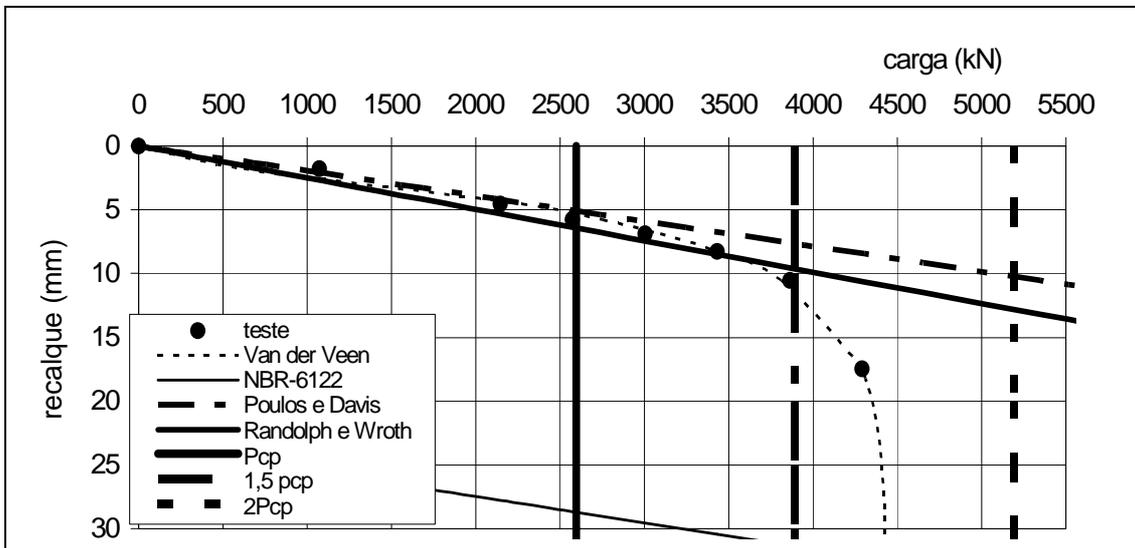


Figura A.23 – Estimativa carga x recalque – PC-23

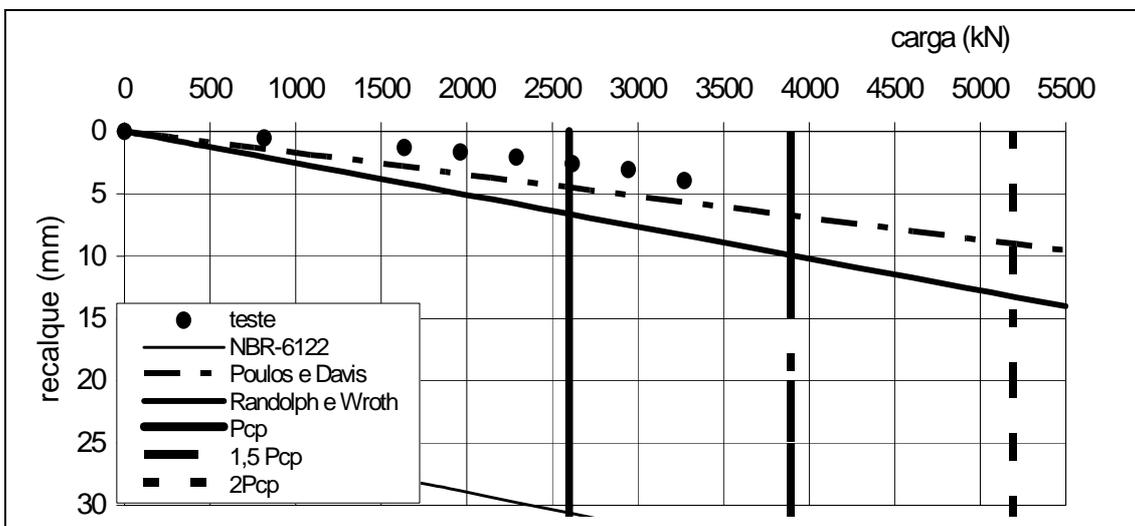


Figura A.24 – Estimativa carga x recalque – PC-24

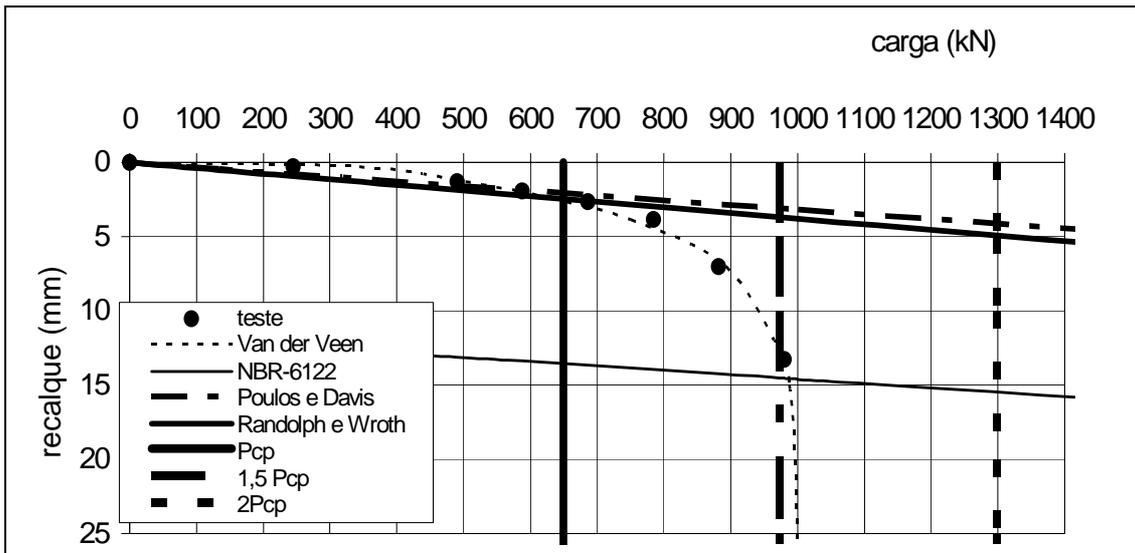


Figura A.25 – Estimativa carga x recalque – PC-25

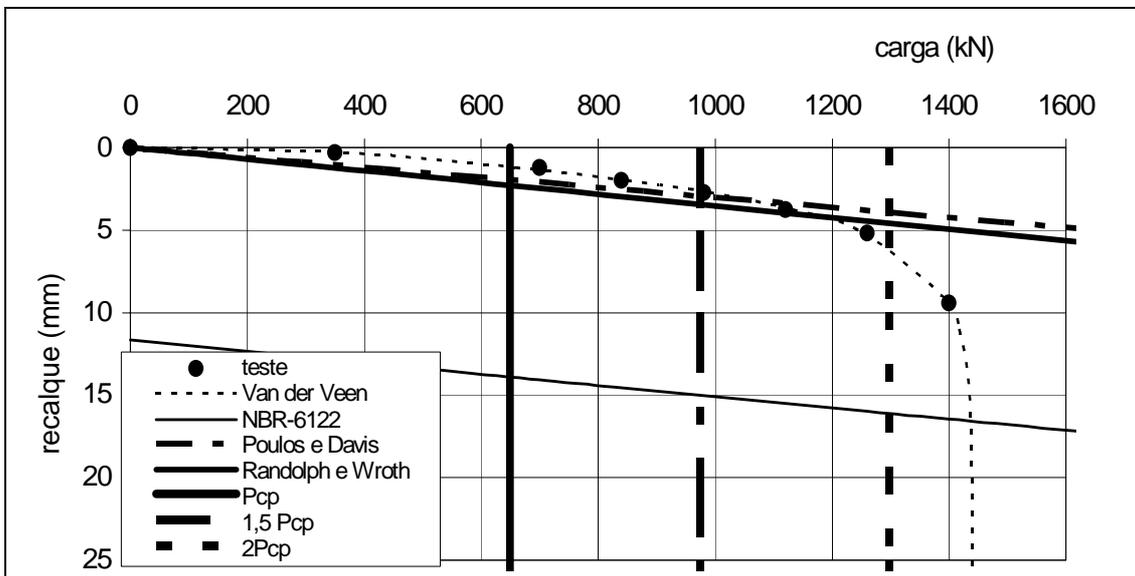


Figura A.26 – Estimativa carga x recalque – PC-26

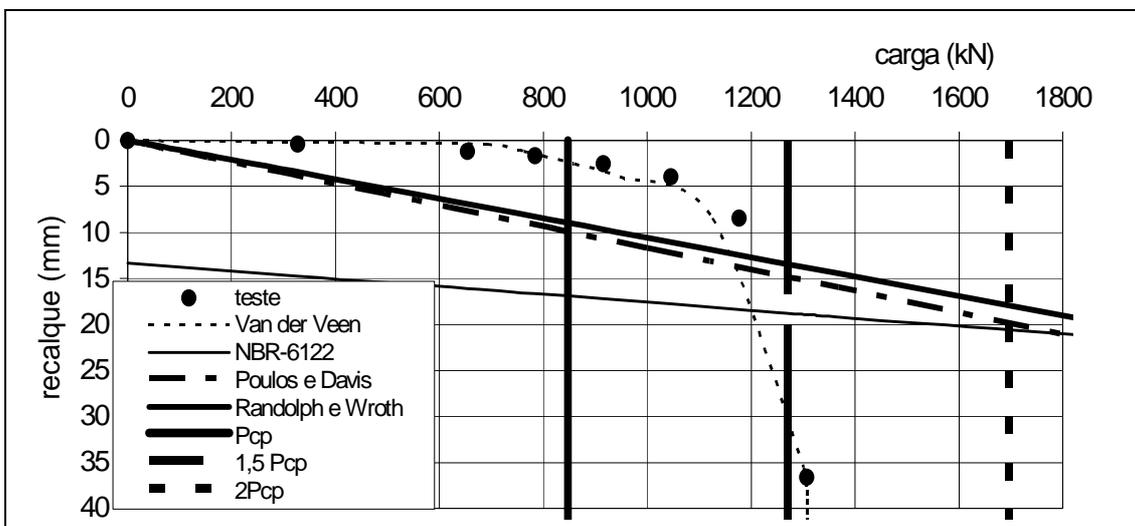


Figura A.27 – Estimativa carga x recalque – PC-27

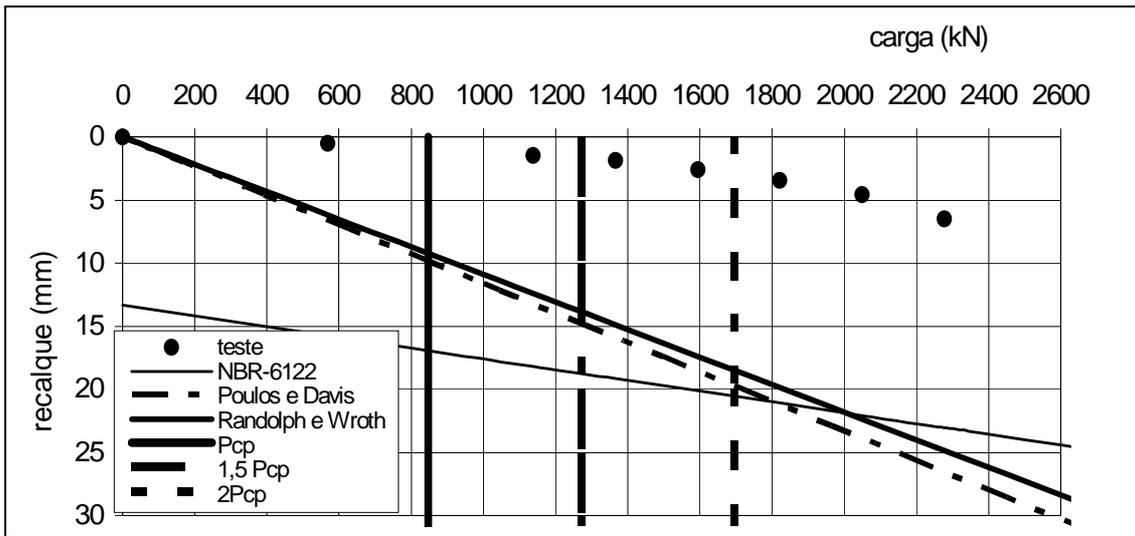


Figura A.28 – Estimativa carga x recalque – PC-28

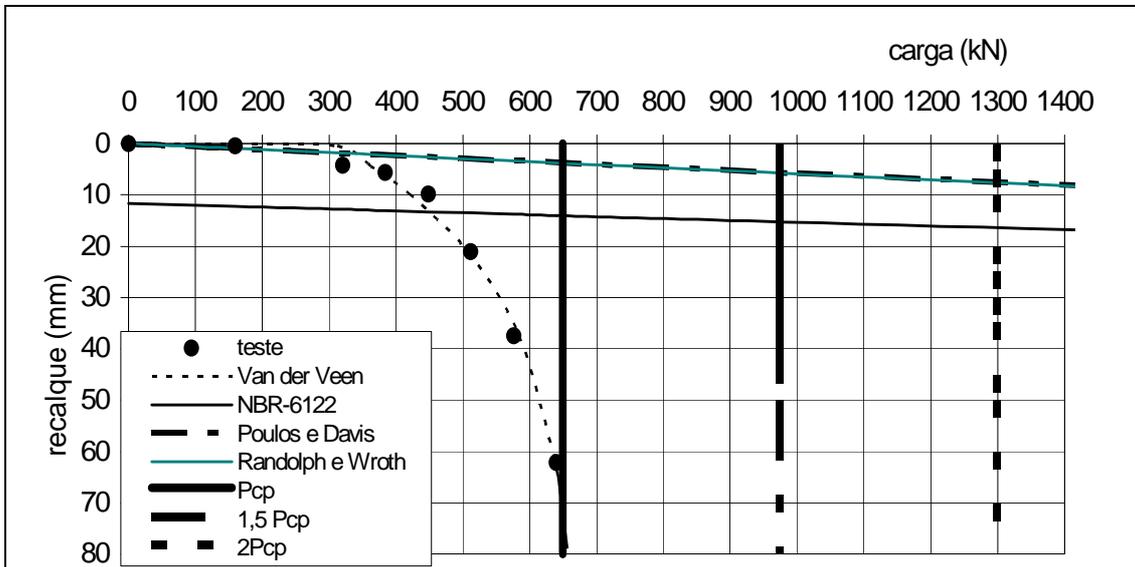


Figura A.29 – Estimativa carga x recalque – PC-29

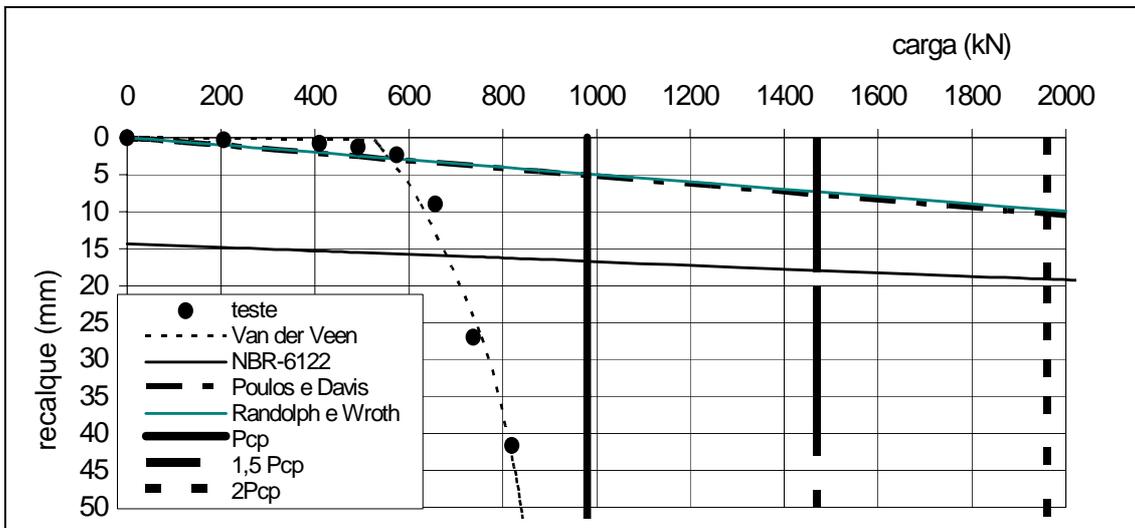


Figura A.30 – Estimativa carga x recalque – PC-30

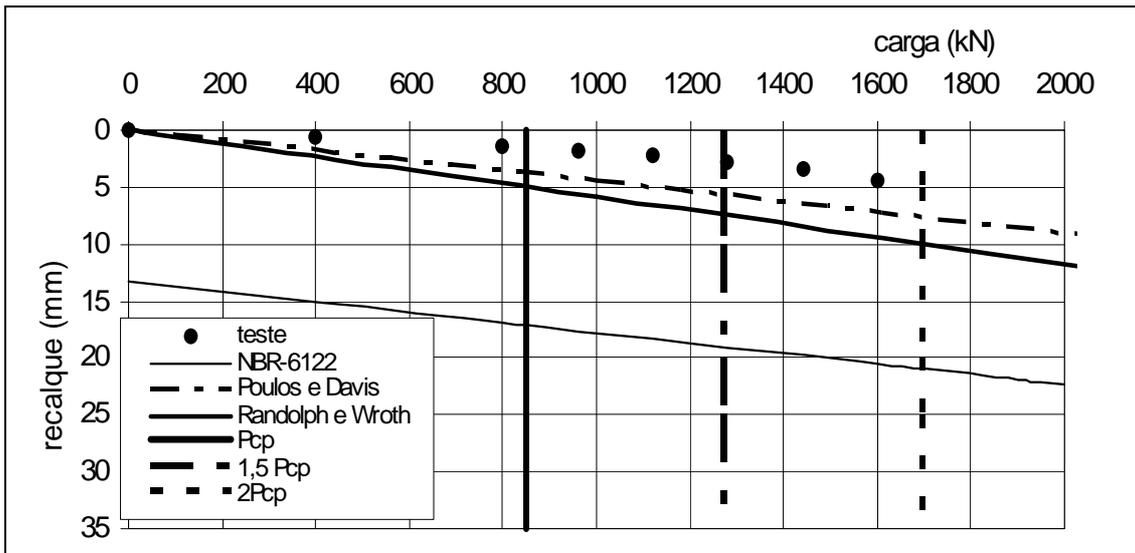


Figura A.31 – Estimativa carga x recalque – PC-31

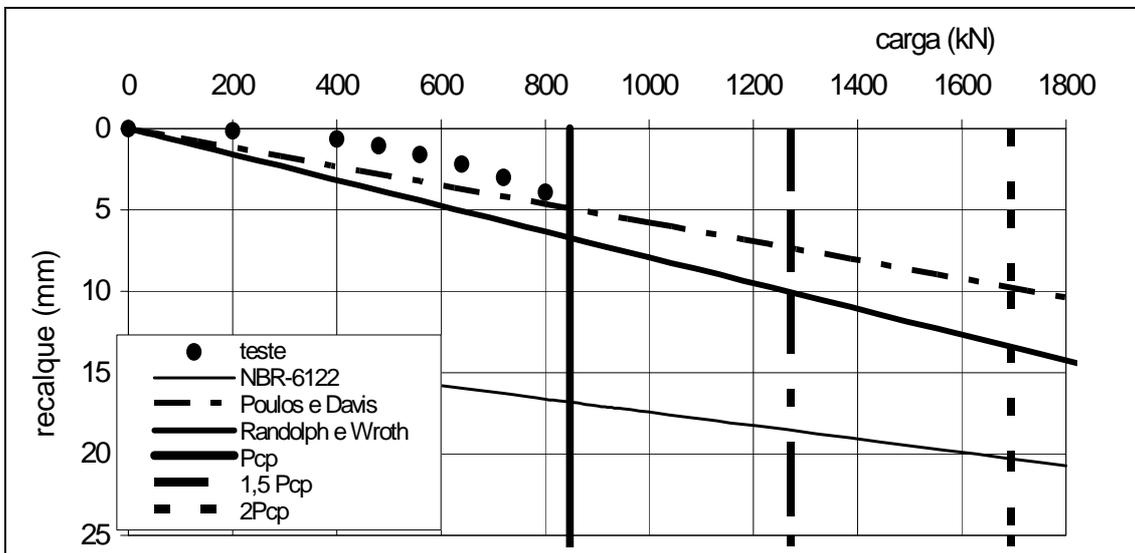


Figura A.32 – Estimativa carga x recalque – PC-32

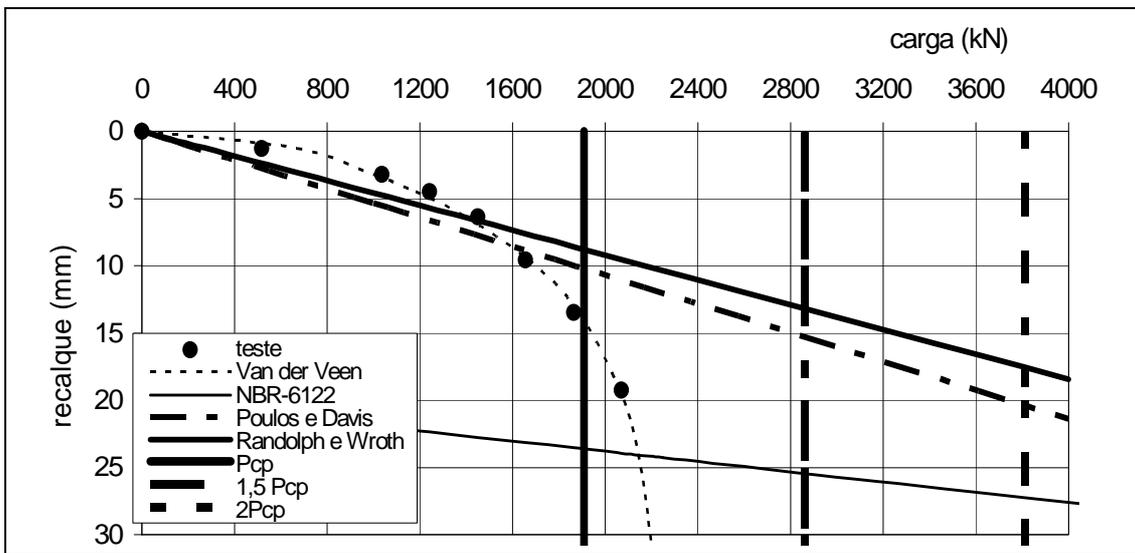


Figura A.33 – Estimativa carga x recalque – PC-33

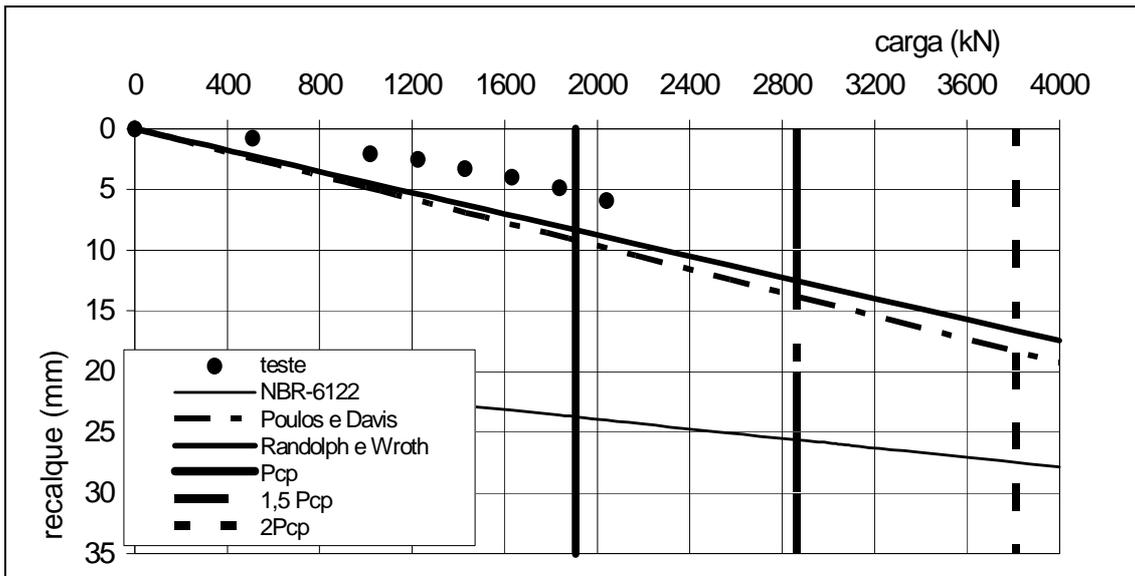


Figura A.34 – Estimativa carga x recalque – PC-34

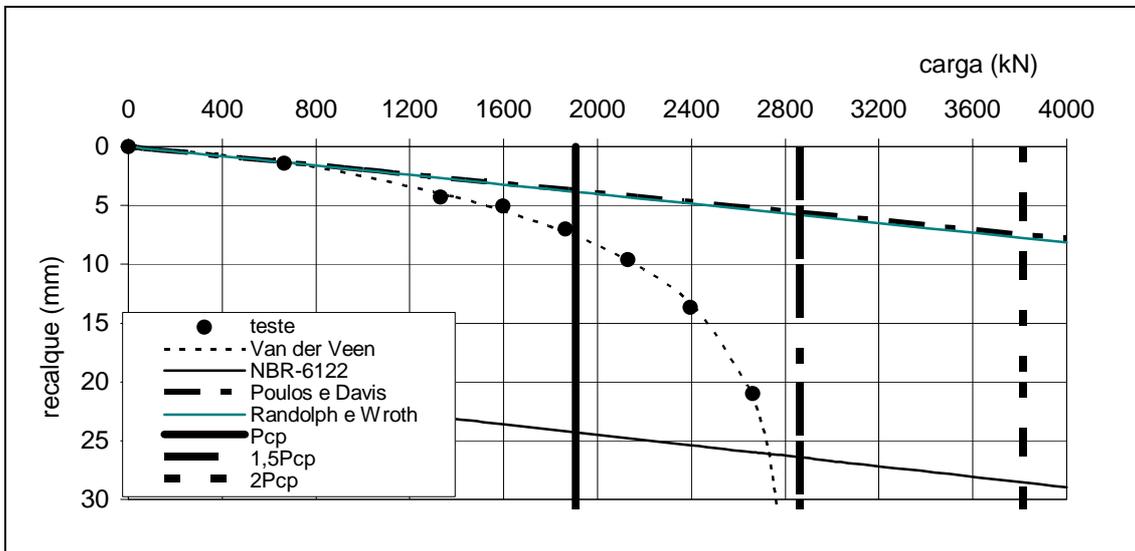


Figura A.35 – Estimativa carga x recalque – PC 35

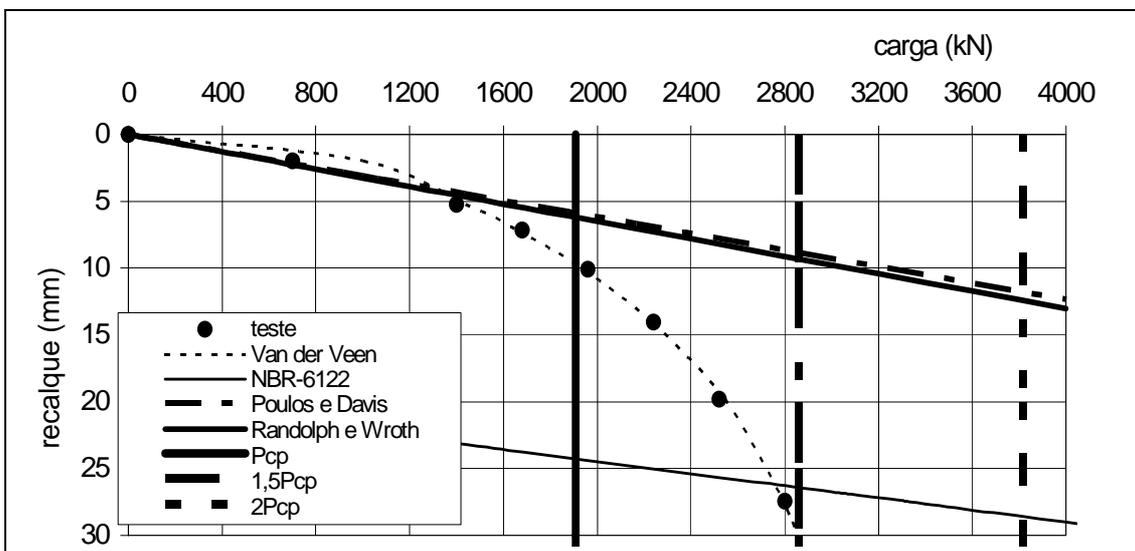


Figura A.36 – Estimativa carga x recalque – PC-36

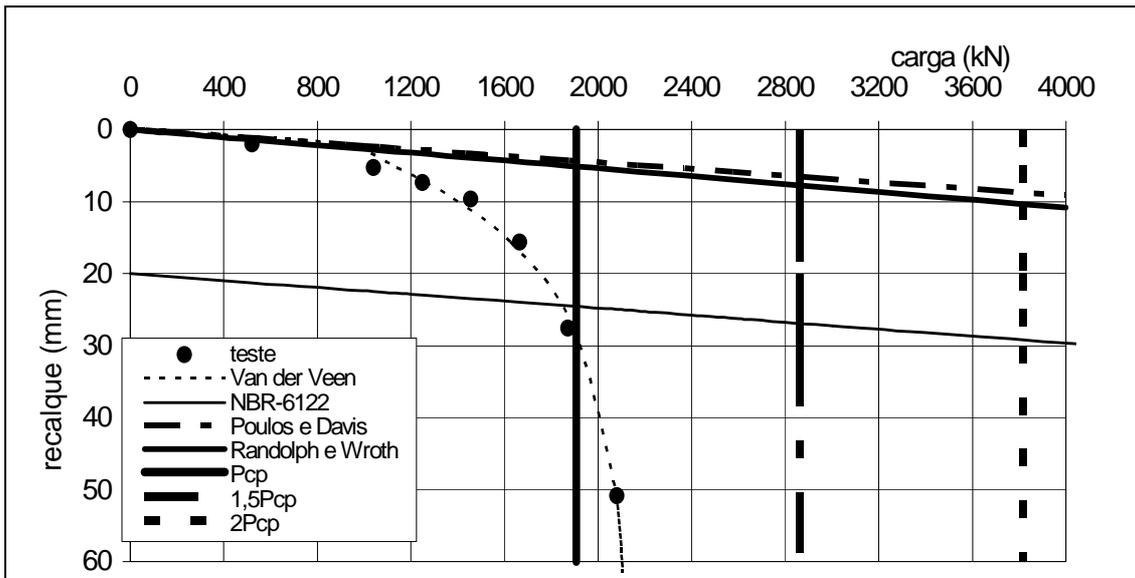


Figura A.37 – Estimativa carga x recalque – PC-37

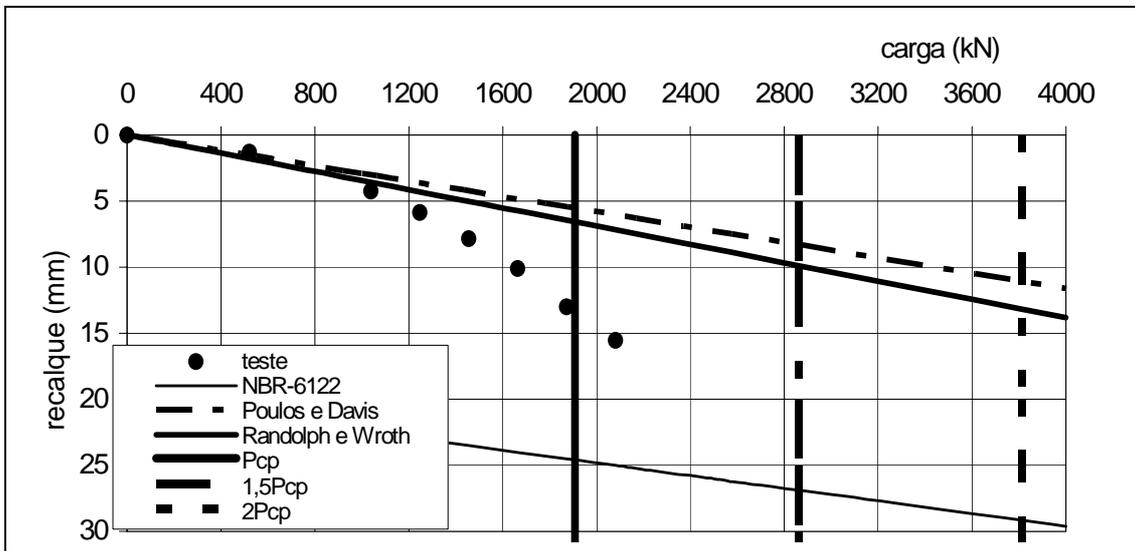


Figura A.38 – Estimativa carga x recalque – PC-38

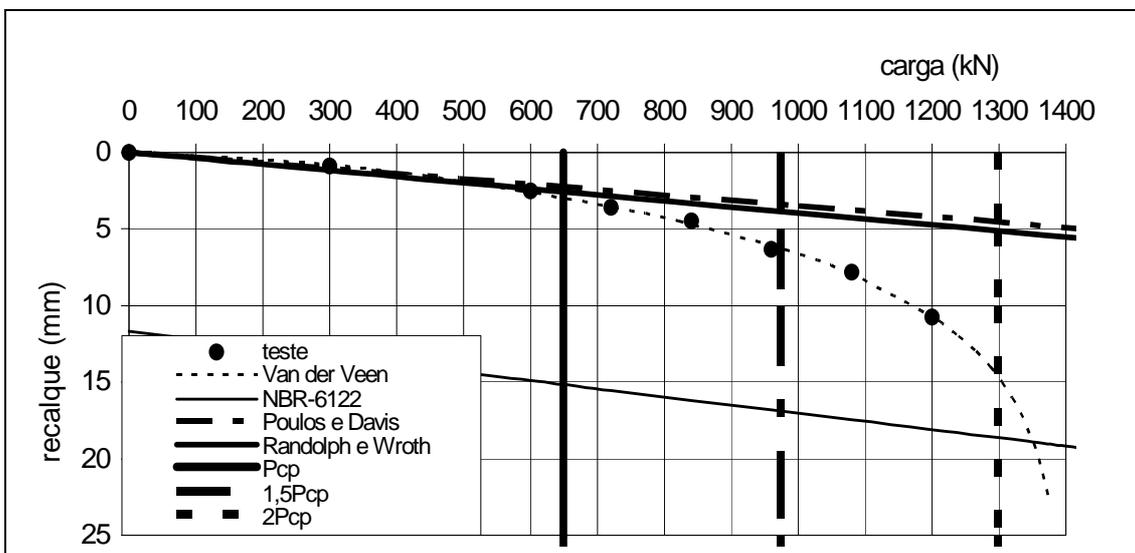


Figura A.39 – Estimativa carga x recalque – PC-39

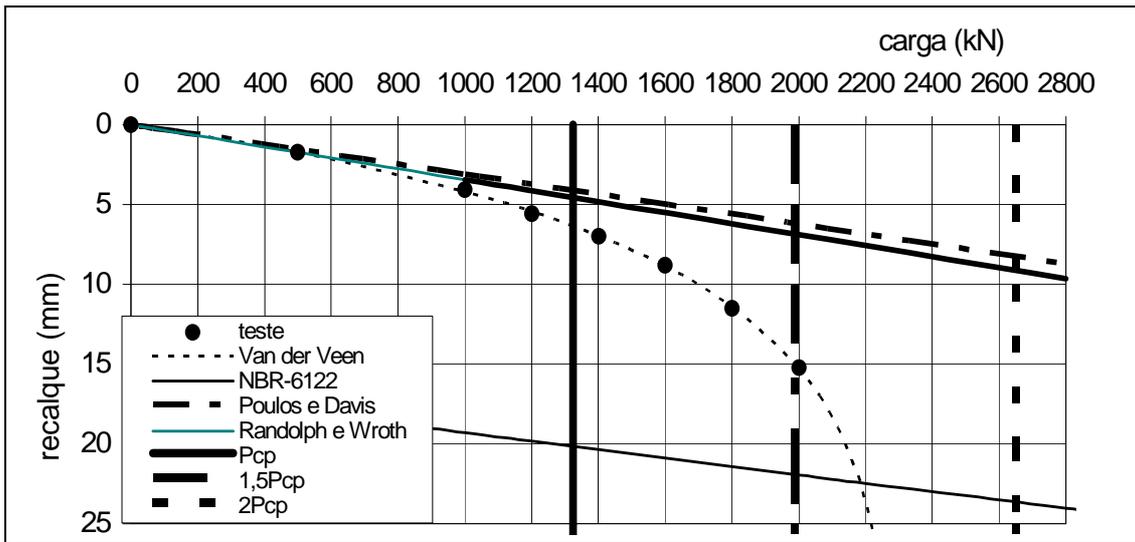


Figura A.40 – Estimativa carga x recalque – PC-40

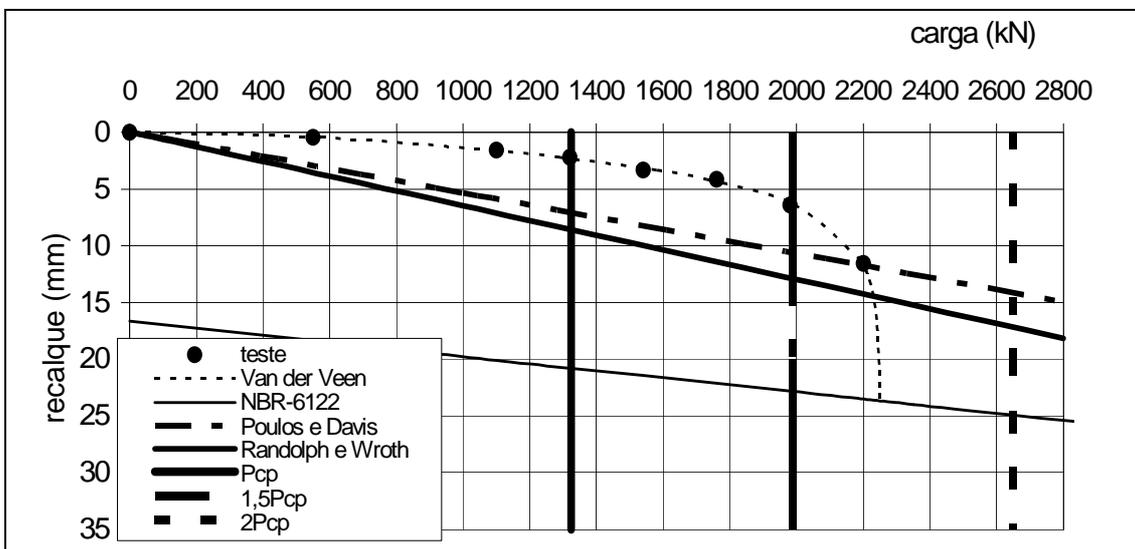


Figura A.41 – Estimativa carga x recalque – PC-41

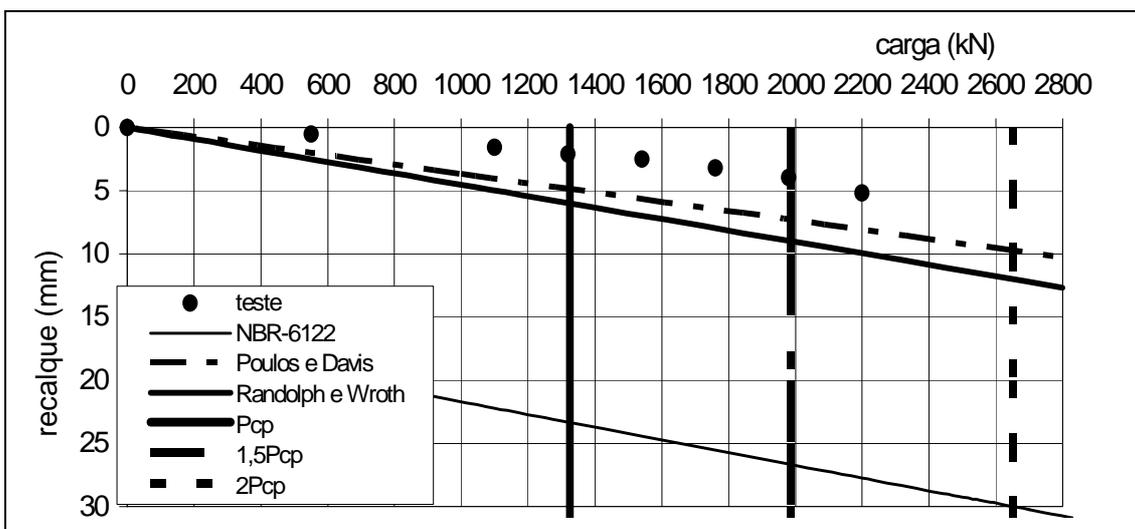


Figura A.42 – Estimativa carga x recalque – PC-42

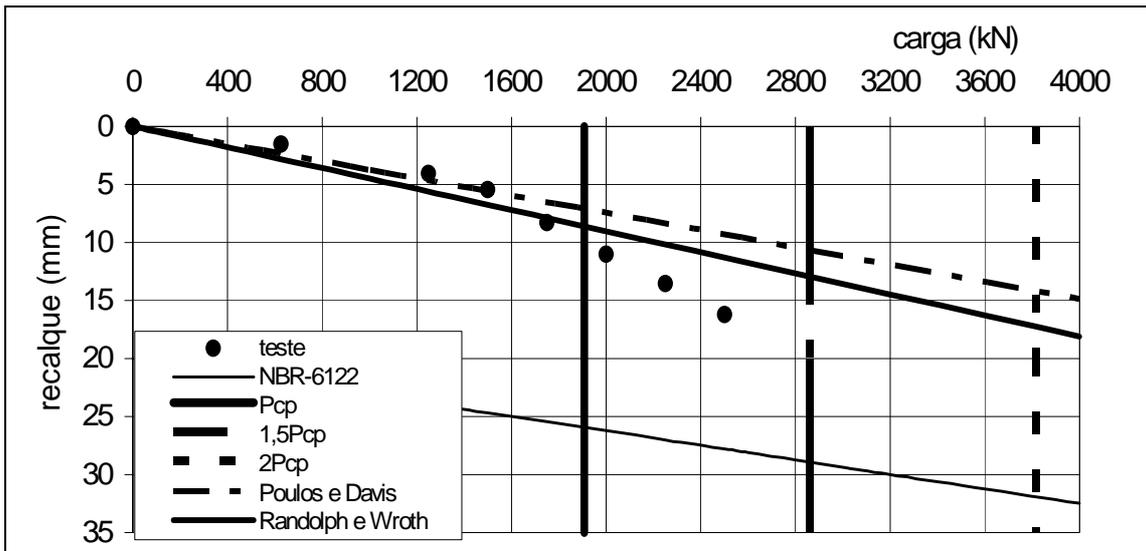


Figura A.43 – Estimativa carga x recalque – PC-43

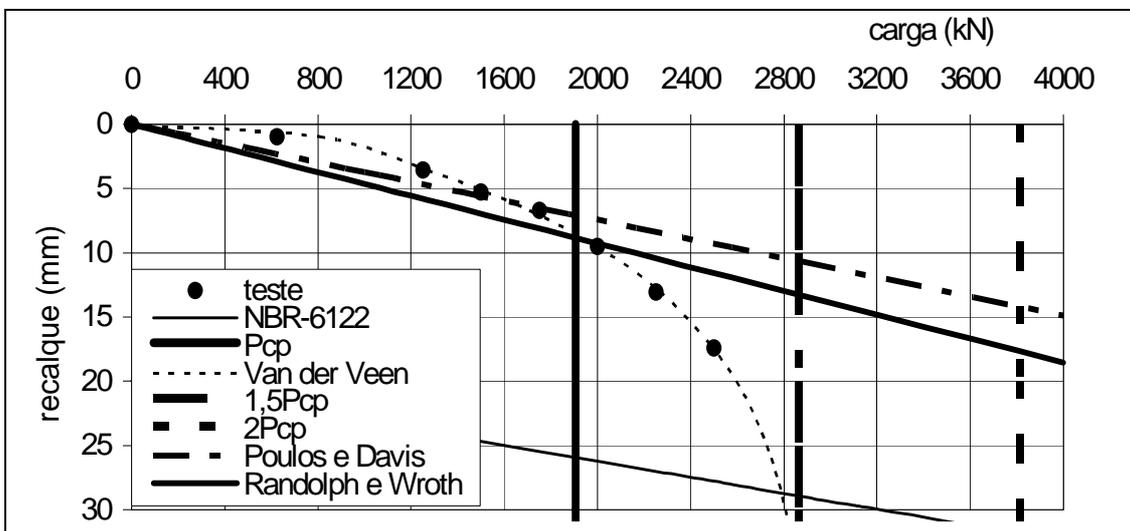


Figura A.44 – Estimativa carga x recalque – PC-44

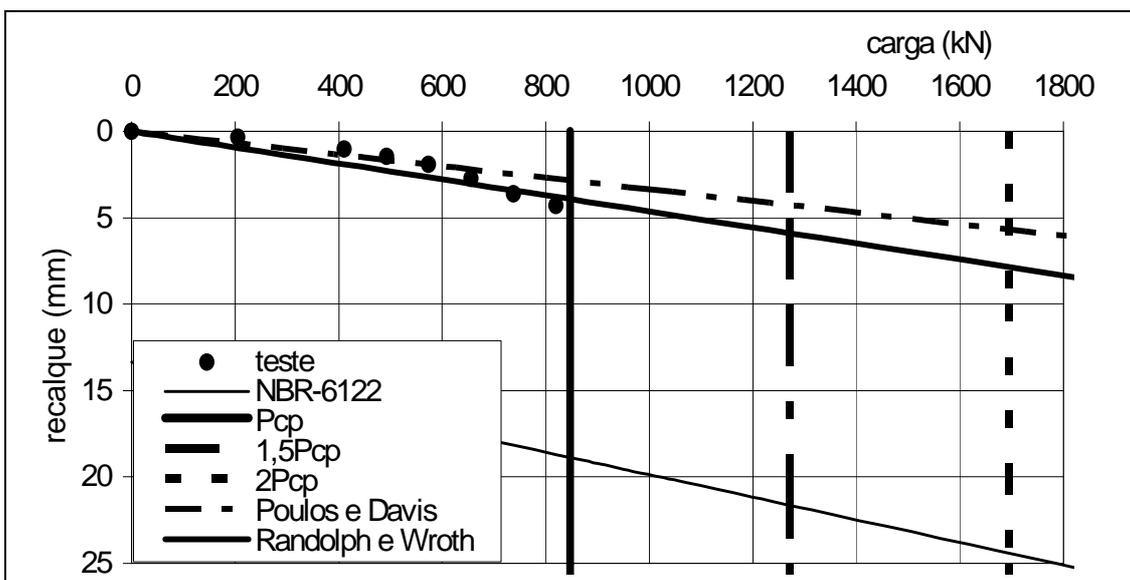


Figura A.45 – Estimativa carga x recalque – PC-45

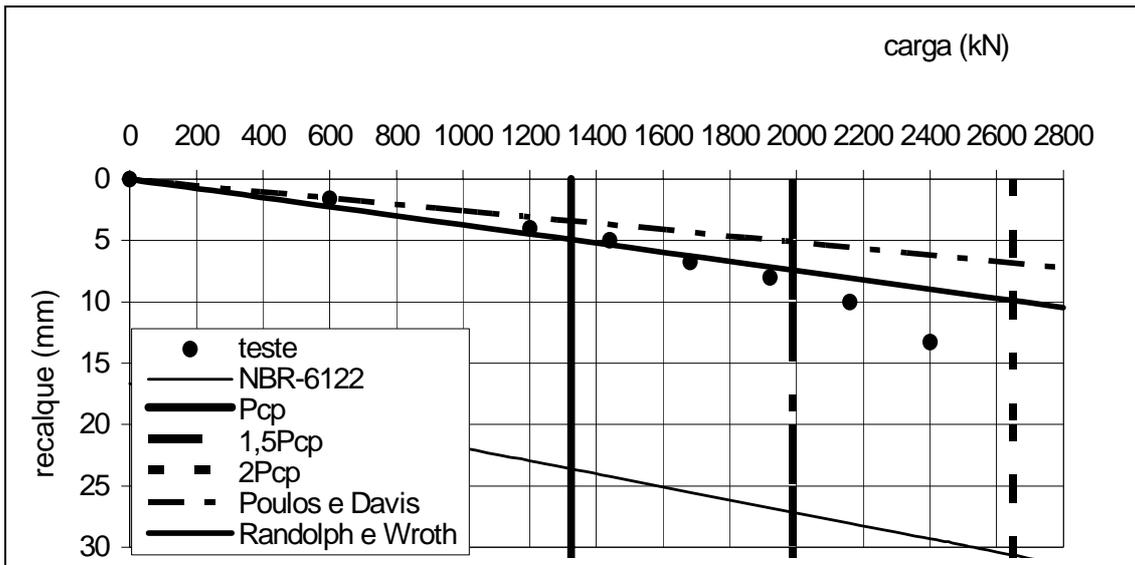


Figura A.46 – Estimativa carga x recalque – PC-46

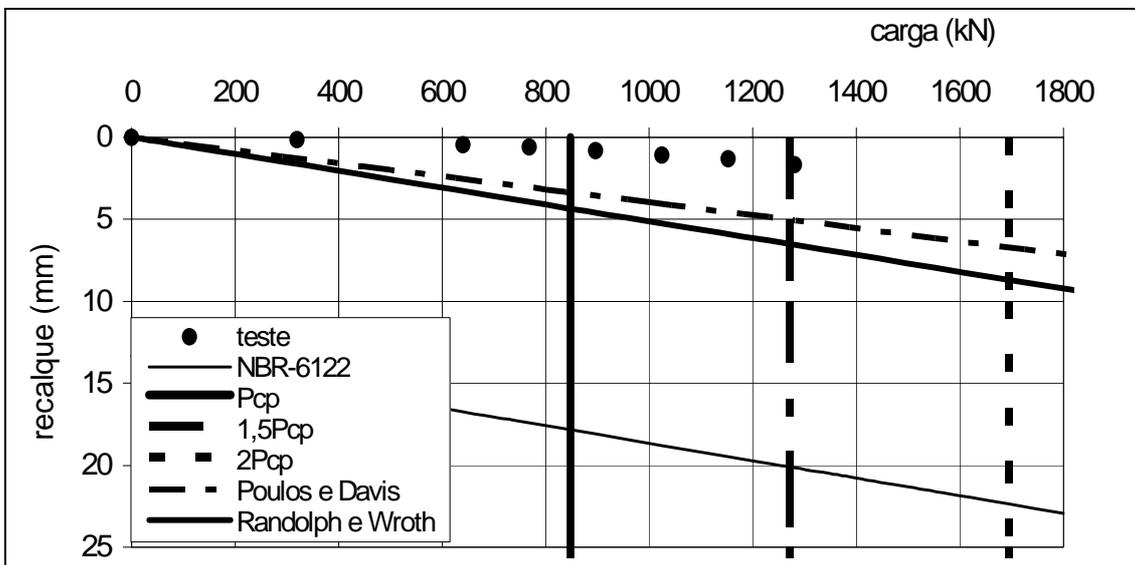


Figura A.47 – Estimativa carga x recalque – PC-47

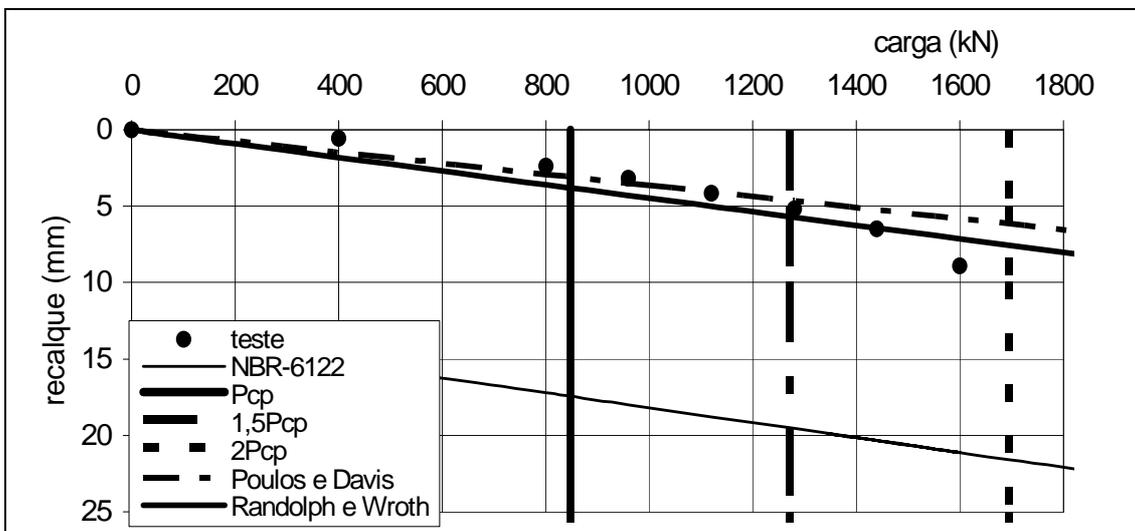


Figura A.48 – Estimativa carga x recalque – PC-48

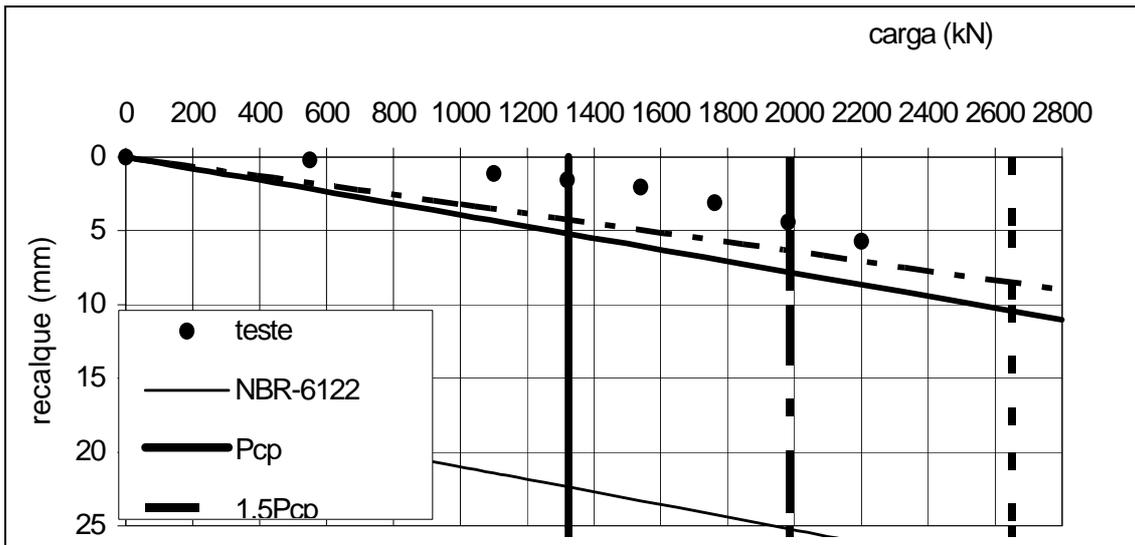


Figura A.49 – Estimativa carga x recalque – PC-49

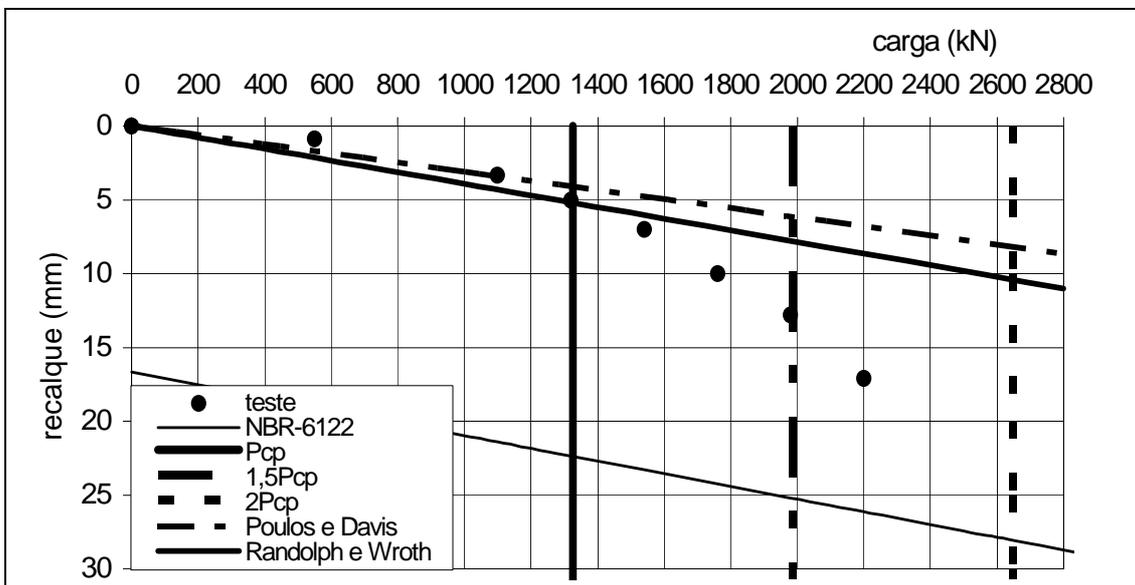


Figura A.50 – Estimativa carga x recalque – PC-50

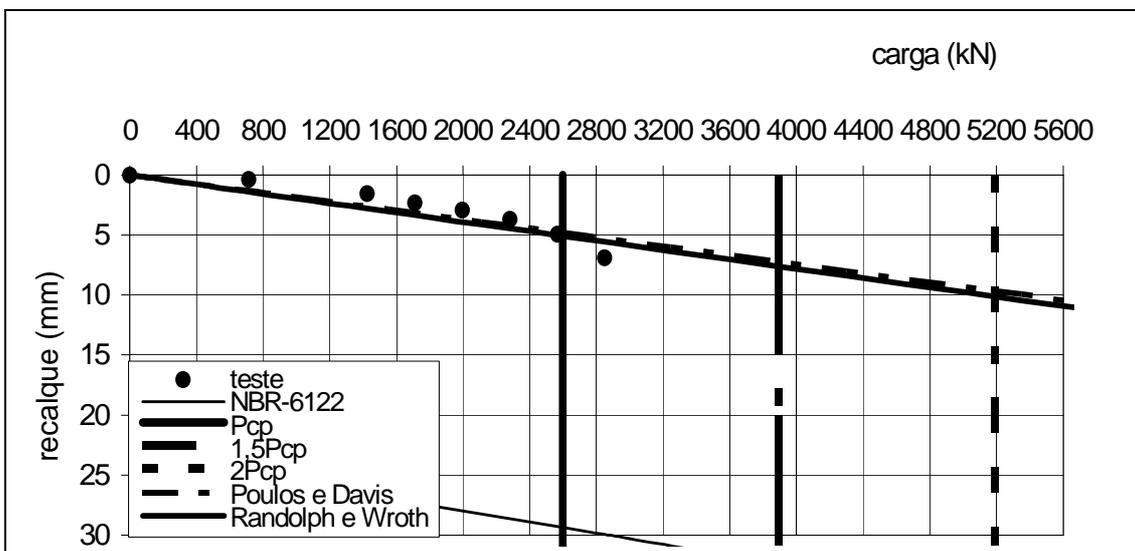


Figura A.51 – Estimativa carga x recalque – PC-51

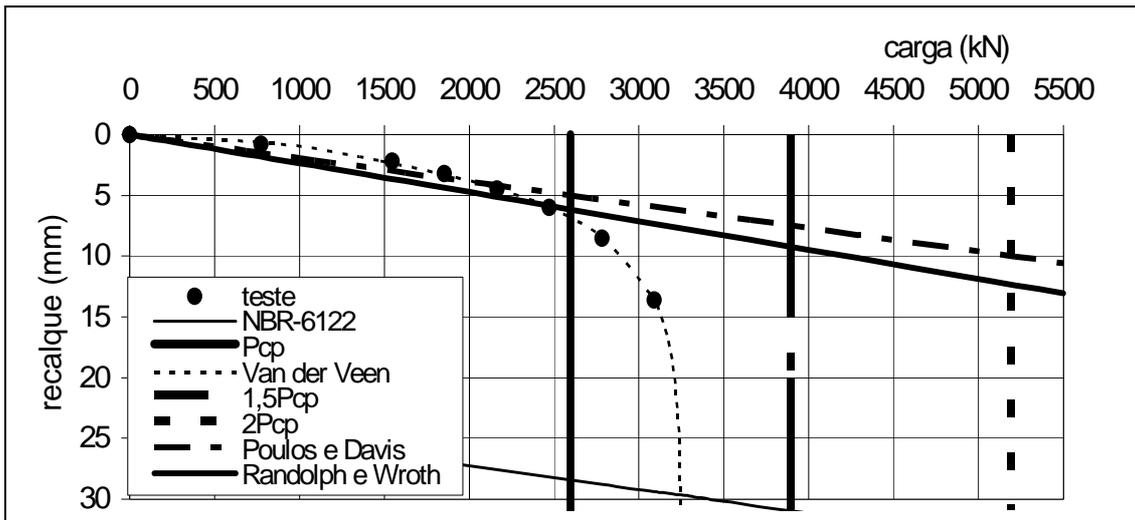


Figura A.52 – Estimativa carga x recalque – PC-52

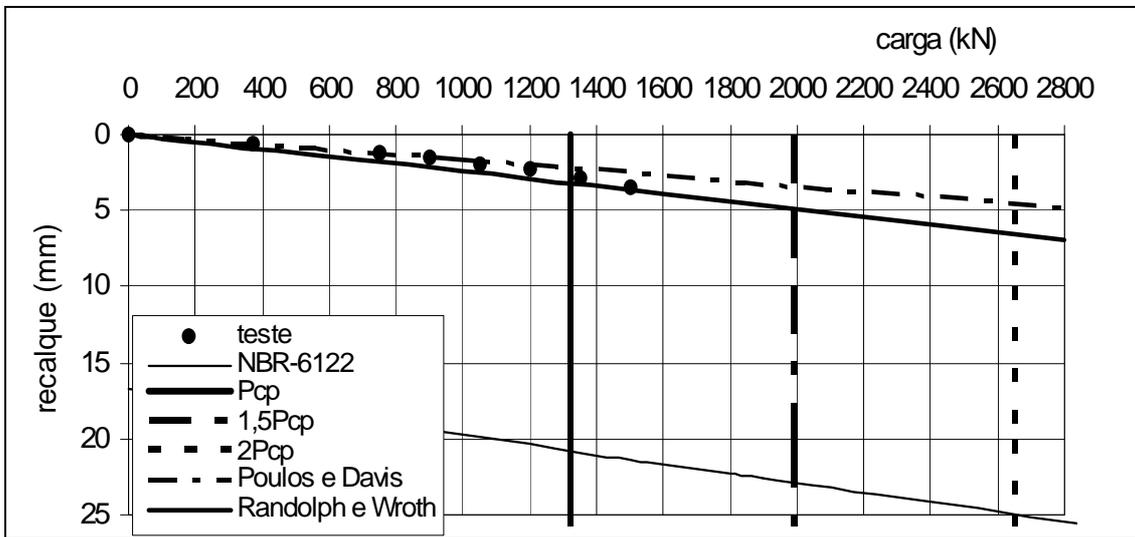


Figura A.53 – Estimativa carga x recalque – PC-53

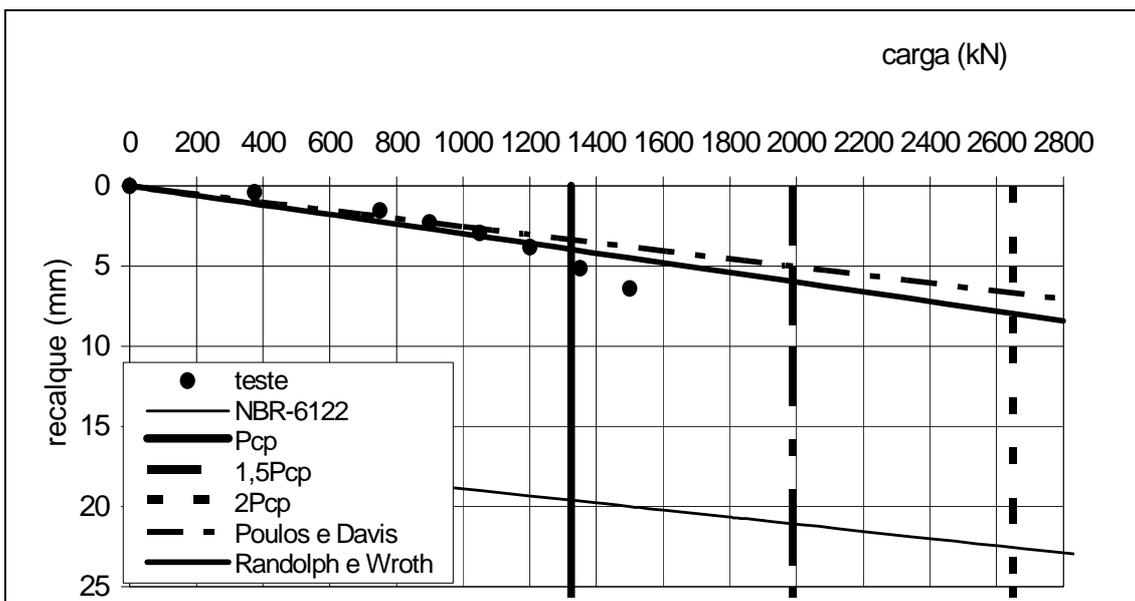


Figura A.54 – Estimativa carga x recalque – PC-54

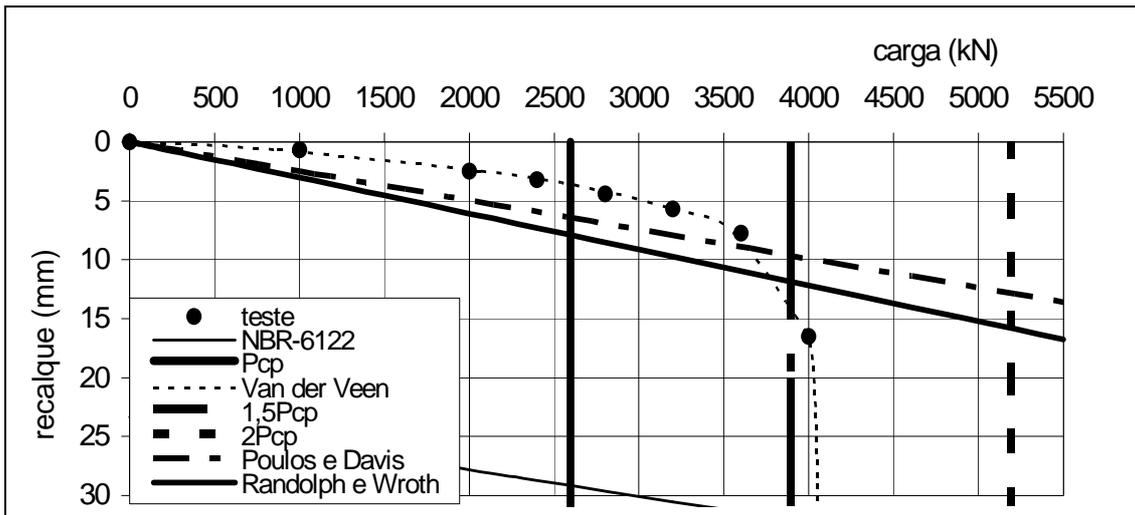


Figura A.55 – Estimativa carga x recalque – PC-55

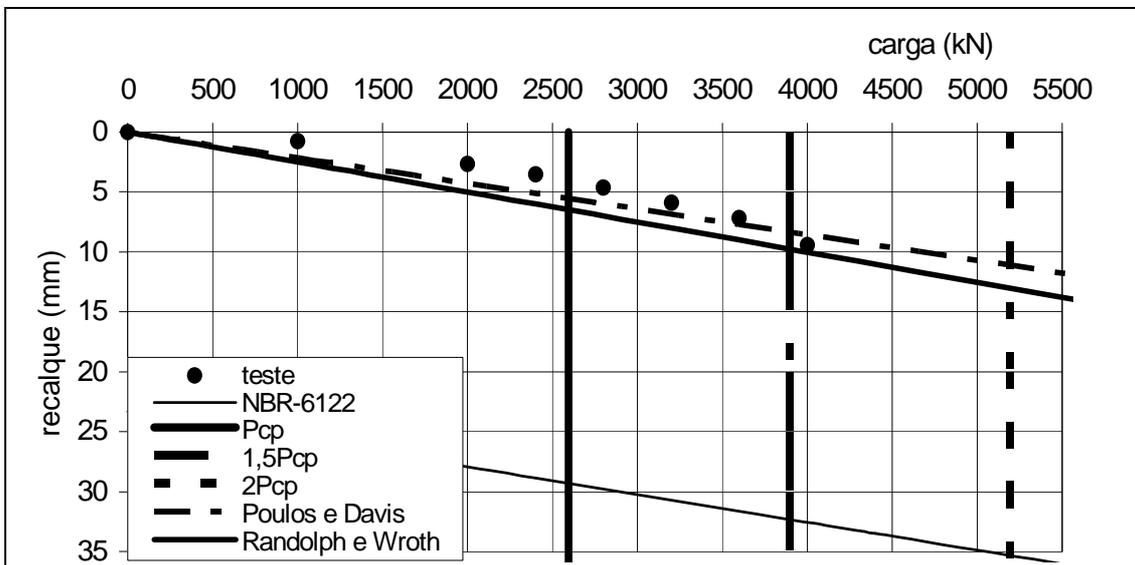


Figura A.56 – Estimativa carga x recalque – PC-56

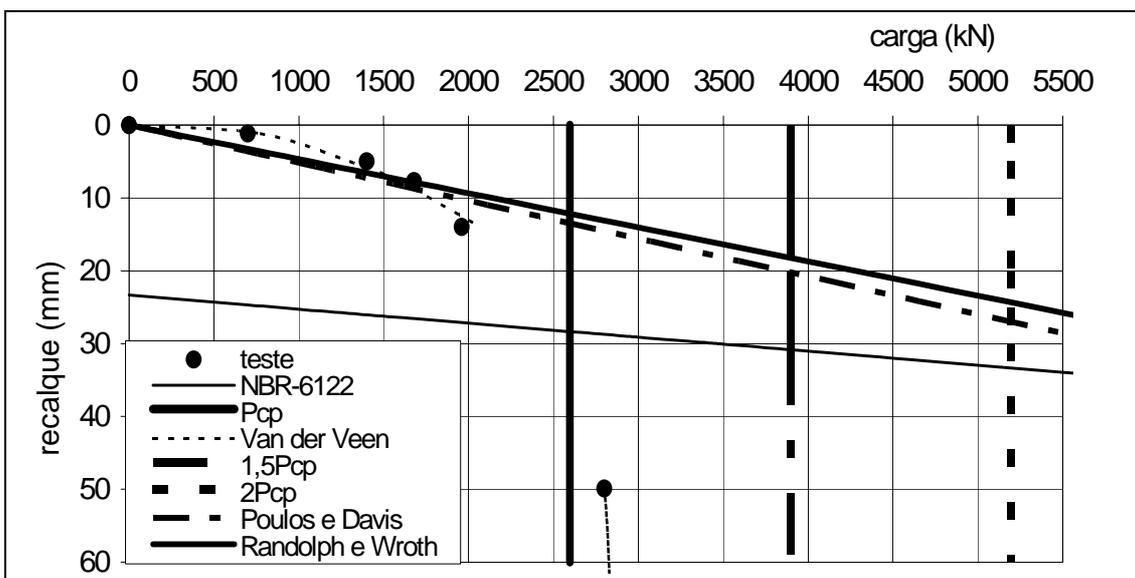


Figura A.57 – Estimativa carga x recalque – PC-57

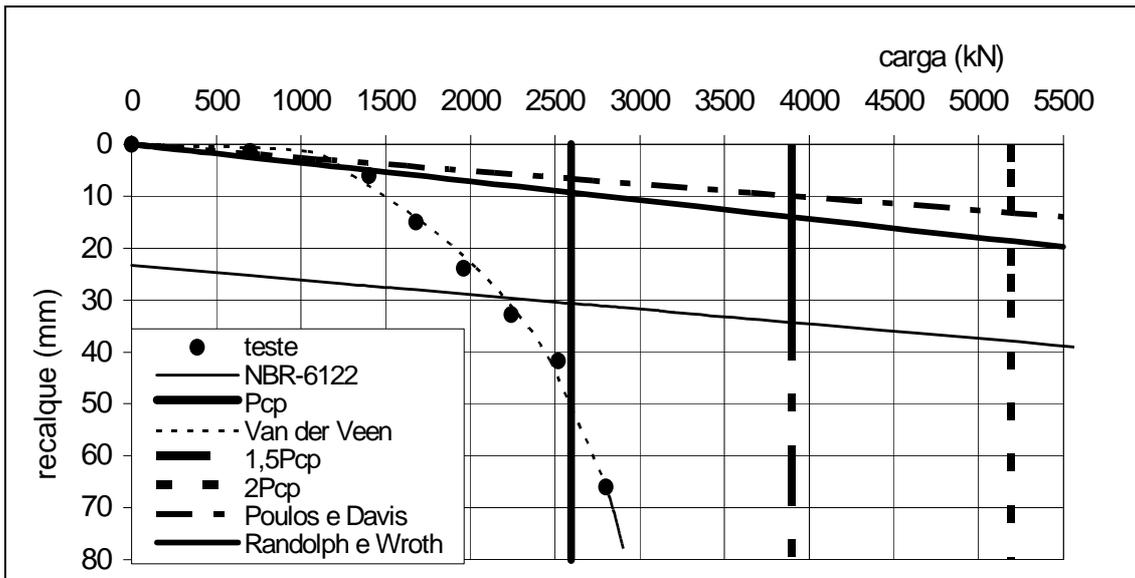


Figura A.58 – Estimativa carga x recalque – PC-58

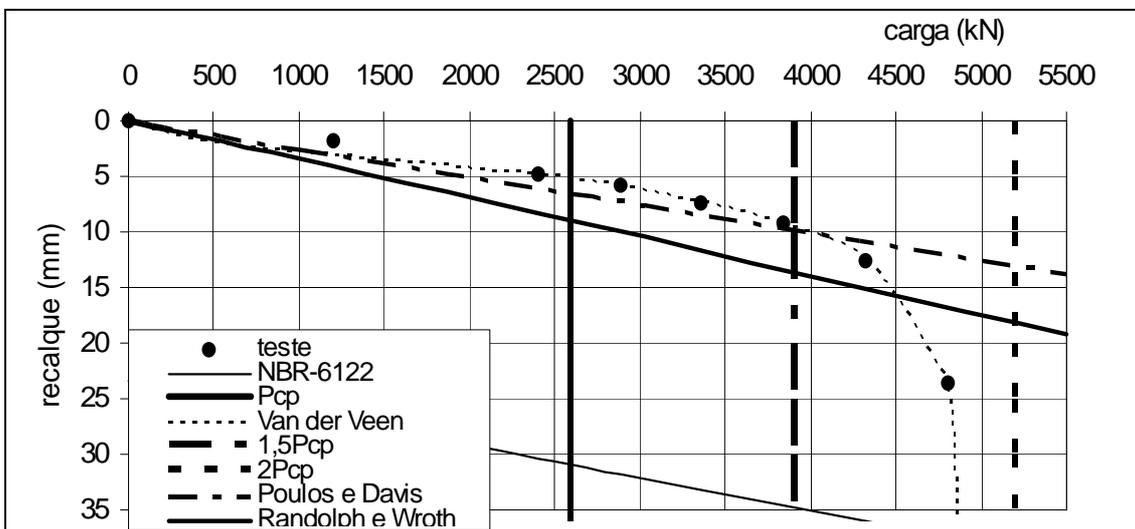


Figura A.59 – Estimativa carga x recalque – PC-59

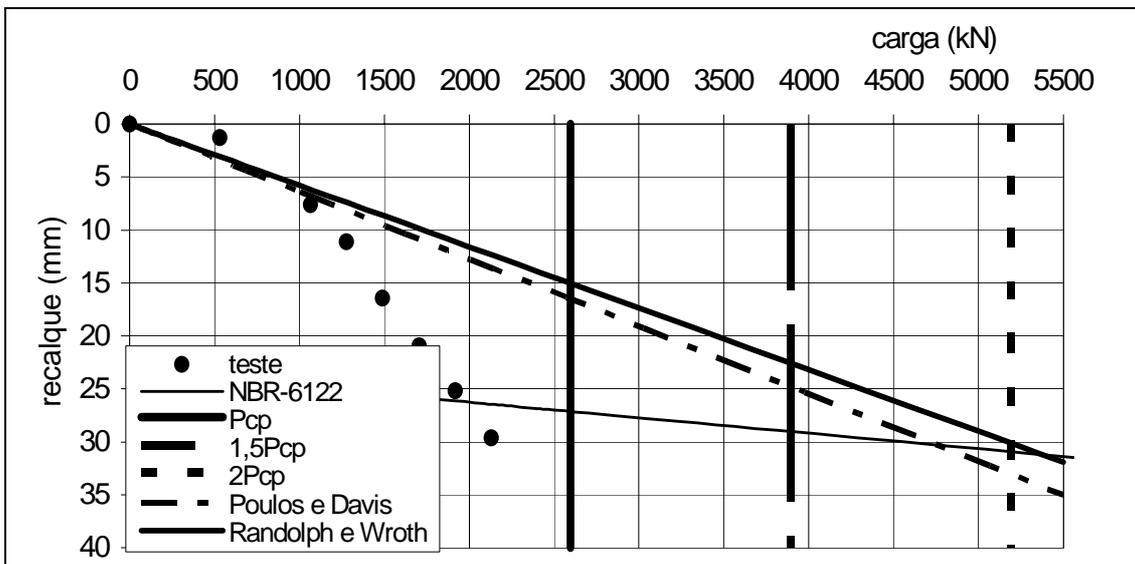


Figura A.60 – Estimativa carga x recalque – PC-60

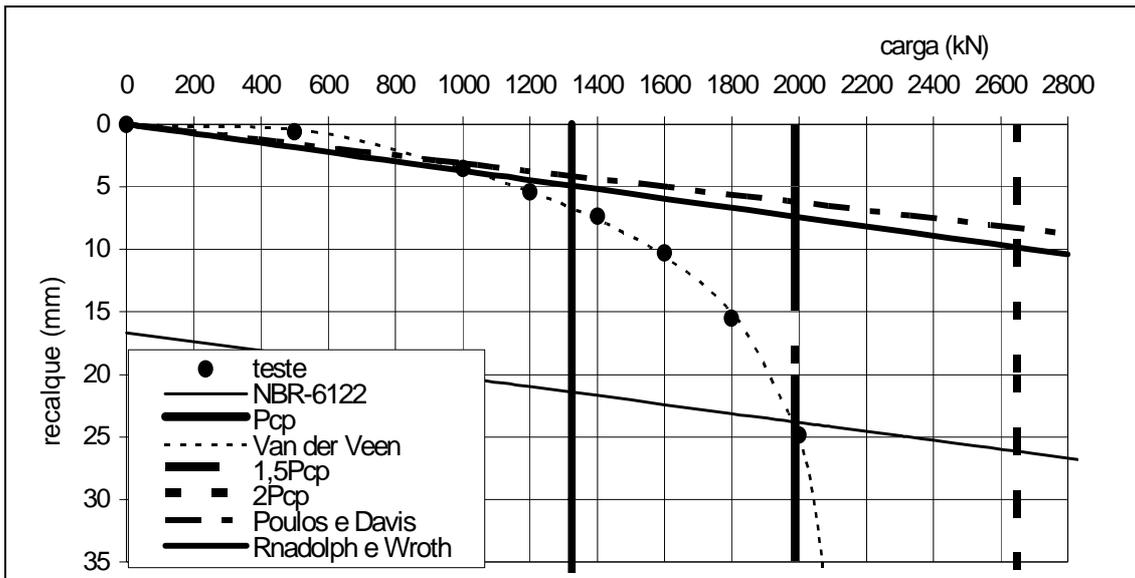


Figura A.61 – Estimativa carga x recalque – PC-61

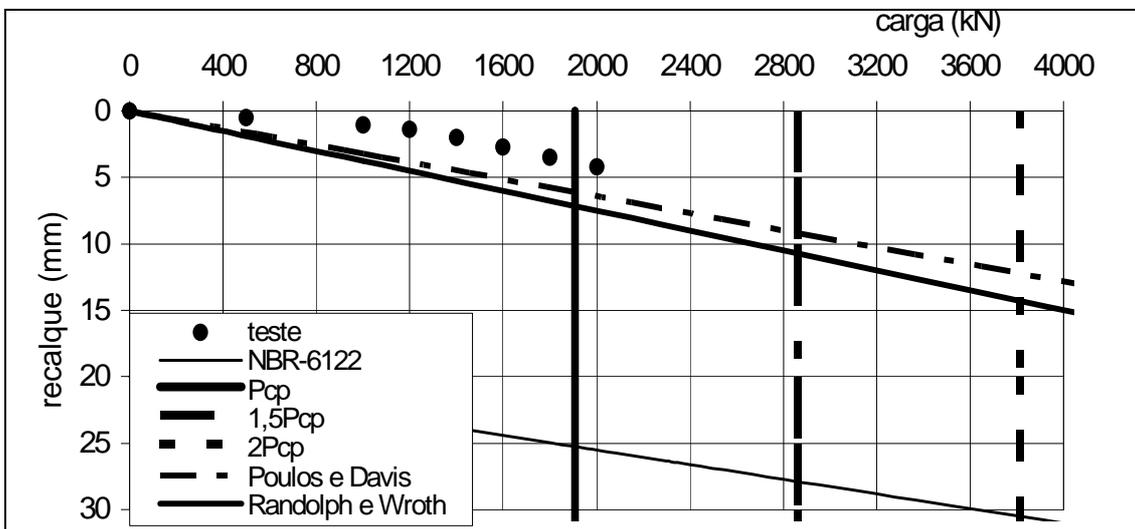


Figura A.62 – Estimativa carga x recalque – PC-62

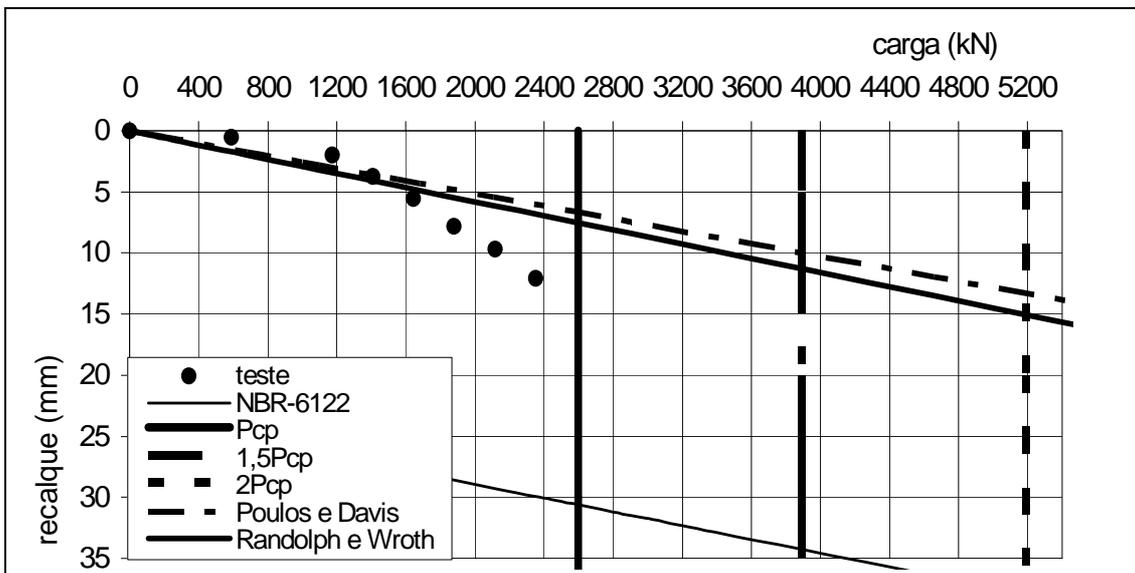


Figura A.63 – Estimativa carga x recalque – PC-63

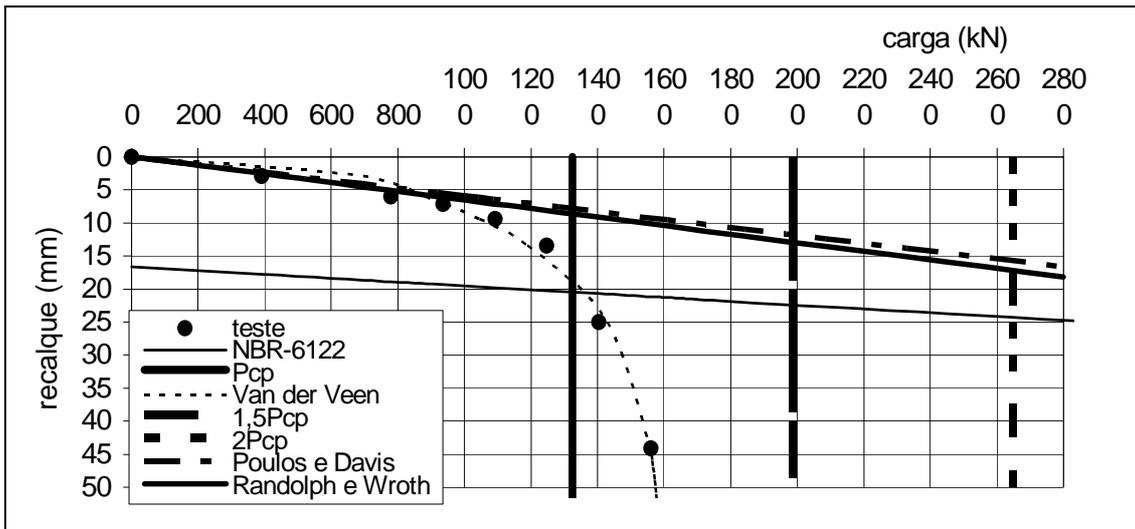


Figura A.64 – Estimativa carga x recalque – PC-64

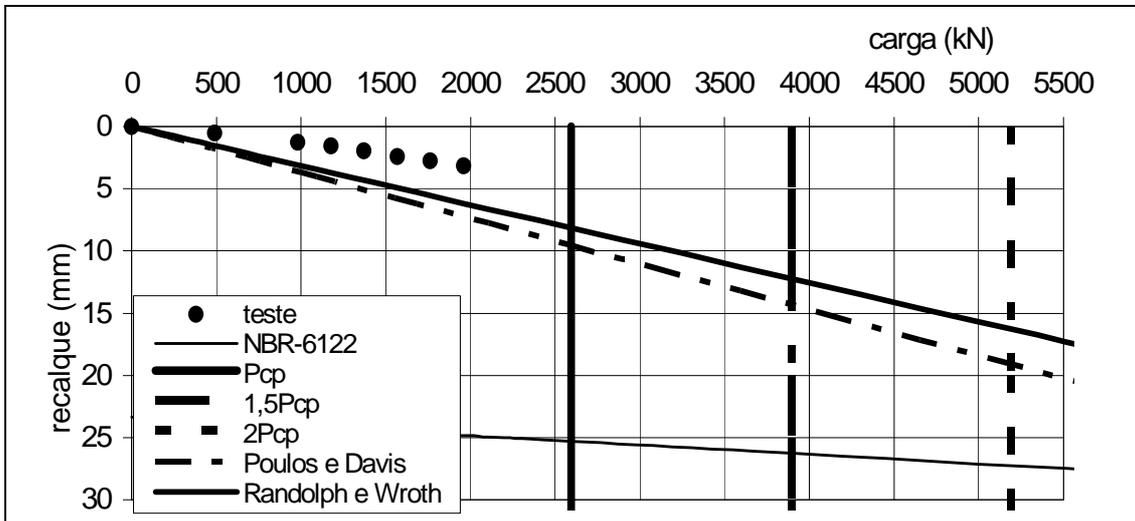


Figura A.65 – Estimativa carga x recalque – PC-65

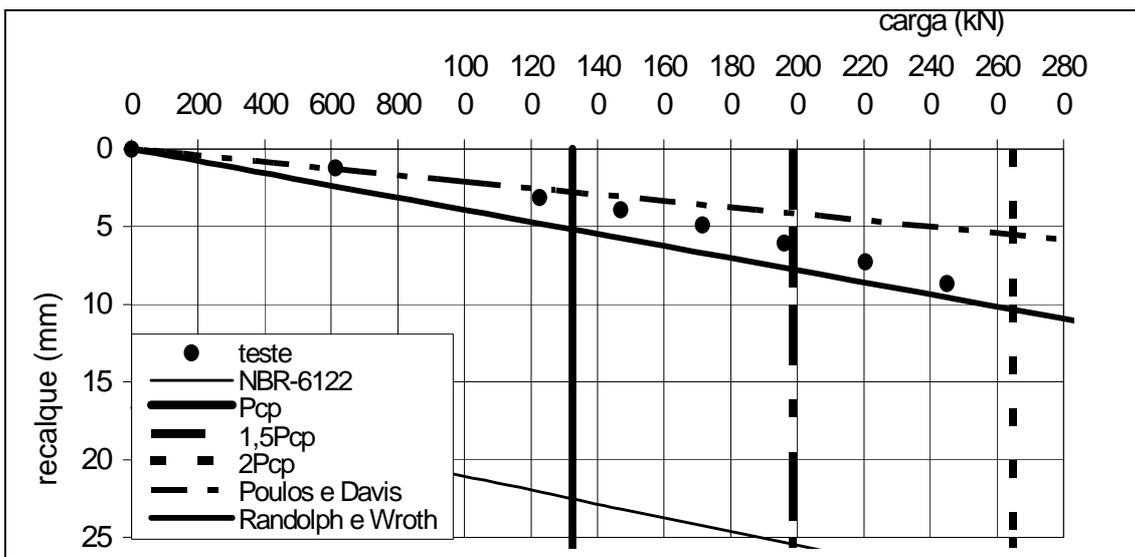


Figura A.66 – Estimativa carga x recalque – PC-66

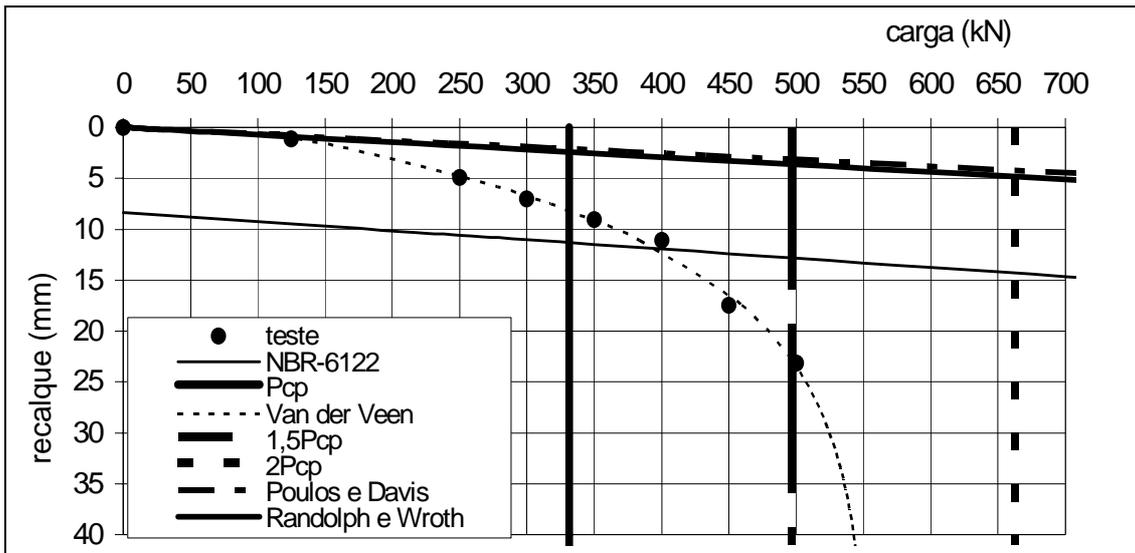


Figura A.67 – Estimativa carga x recalque – PC-67

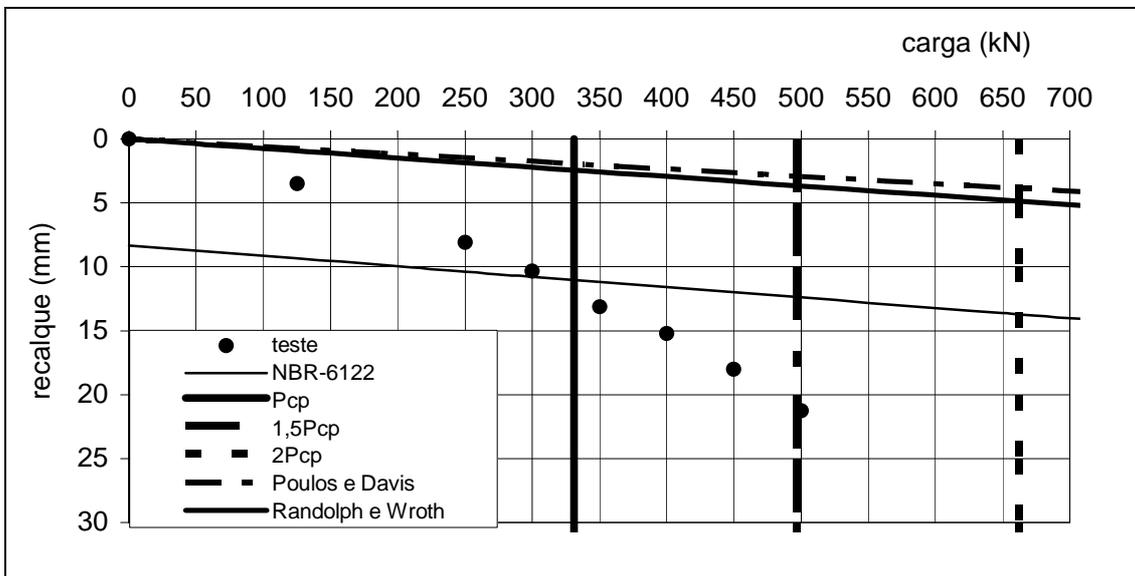


Figura A.68 – Estimativa carga x recalque – PC-68

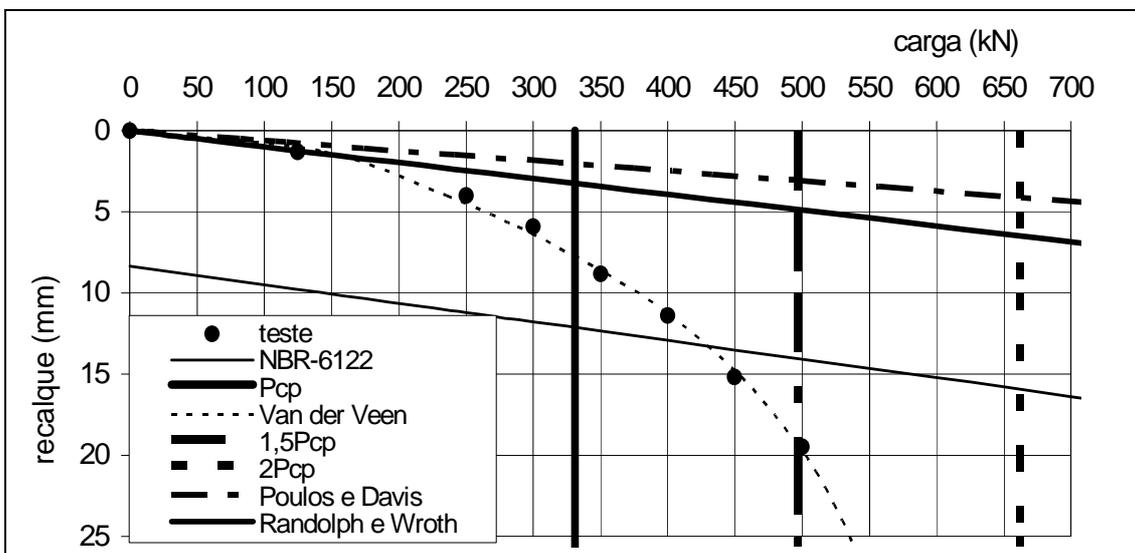


Figura A.69 – Estimativa carga x recalque – PC-69

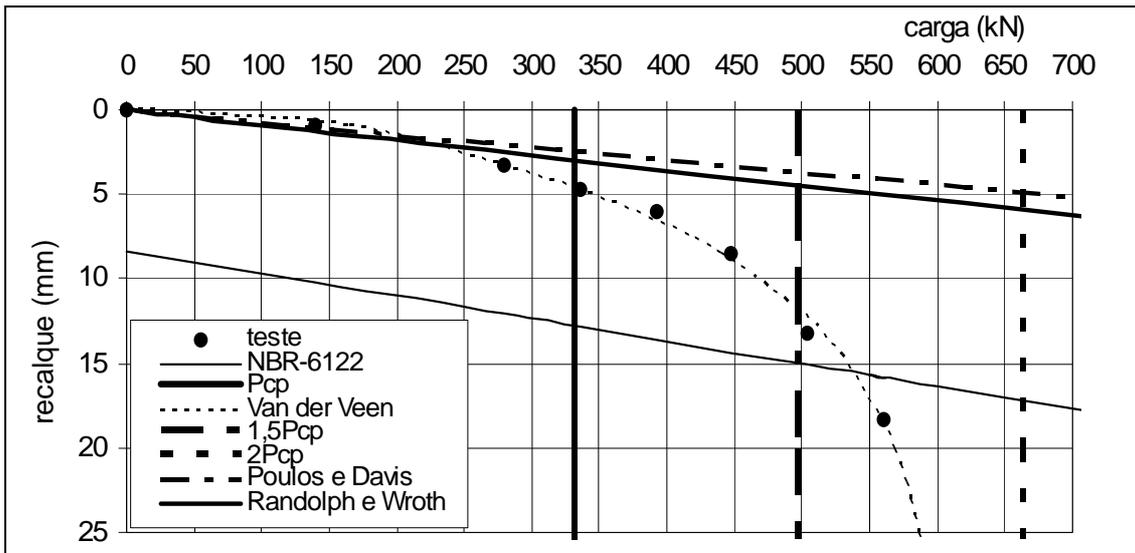


Figura A.70 – Estimativa carga x recalque – PC-70

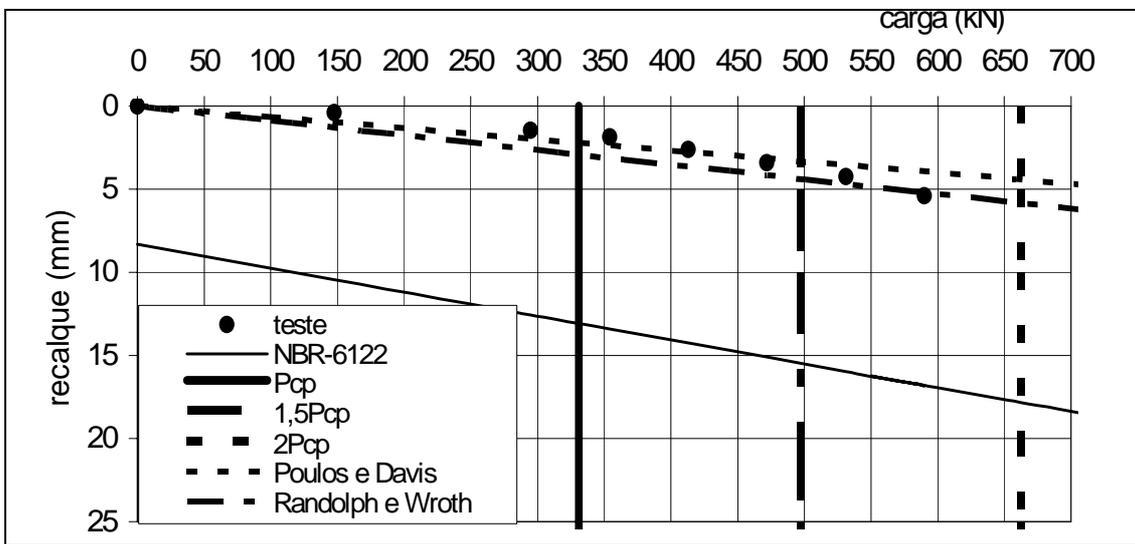


Figura A.71 – Estimativa carga x recalque – PC-71

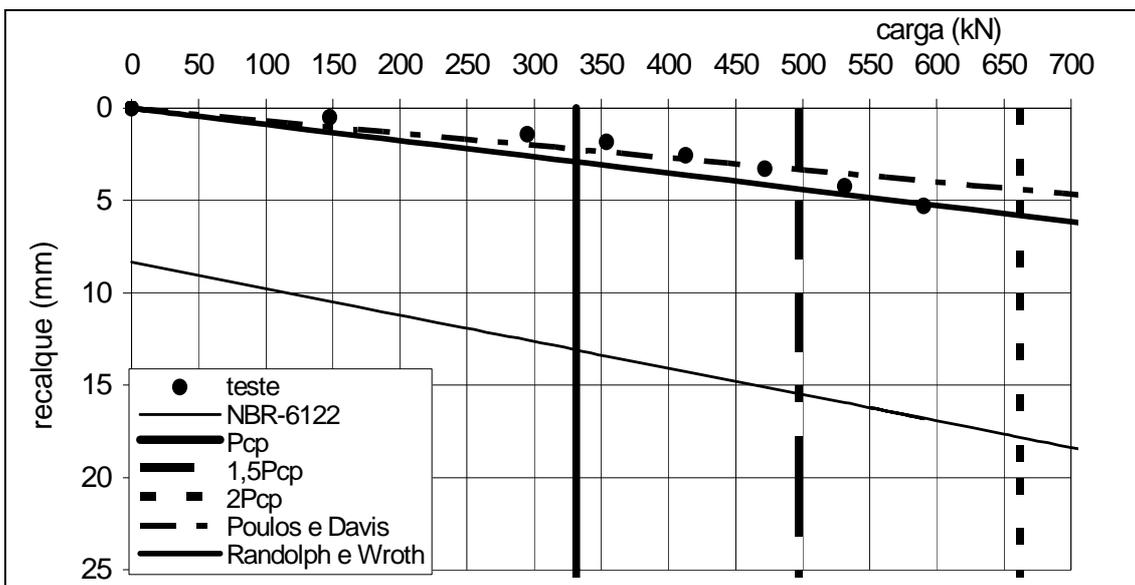


Figura A.72 – Estimativa carga x recalque – PC-72

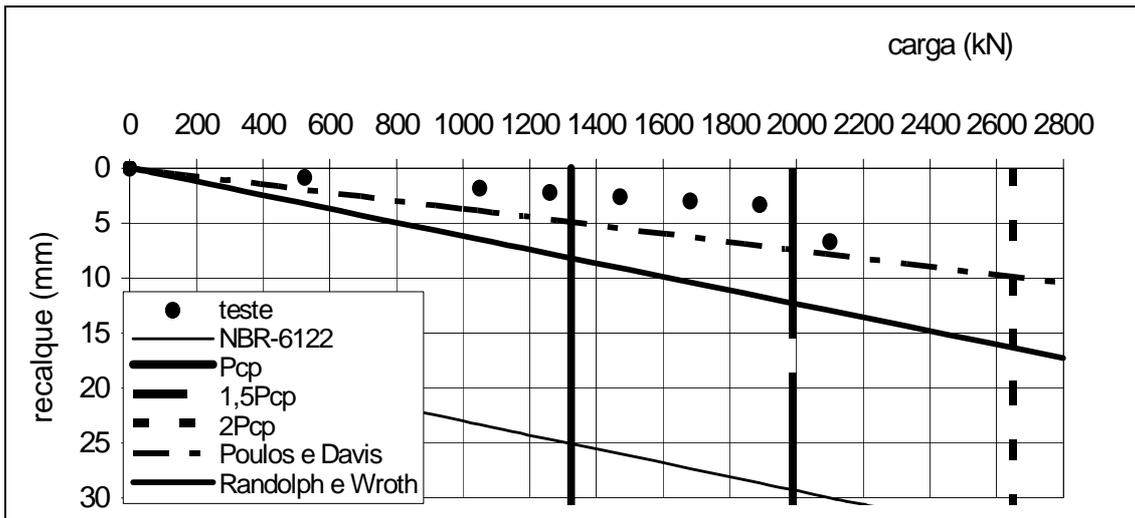


Figura A.73 – Estimativa carga x recalque – PC-73

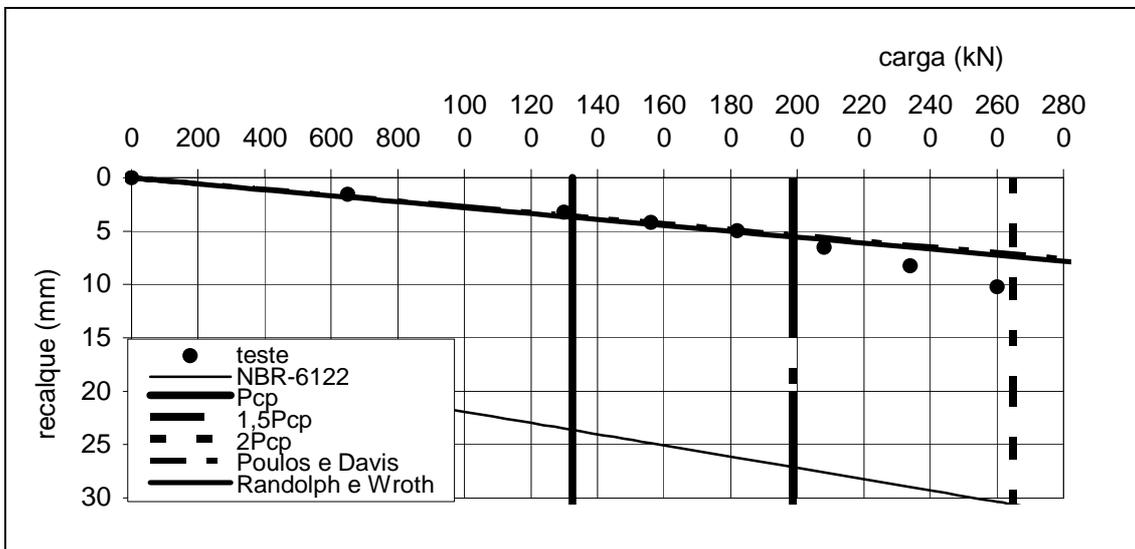


Figura A.74 – Estimativa carga x recalque – PC-74

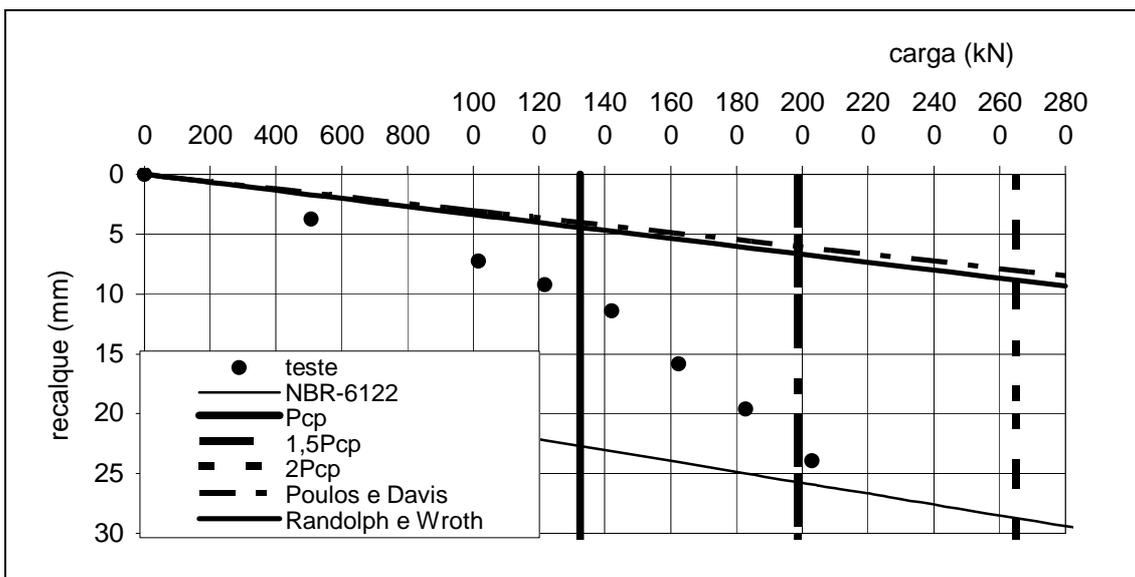


Figura A.75 – Estimativa carga x recalque – PC-75

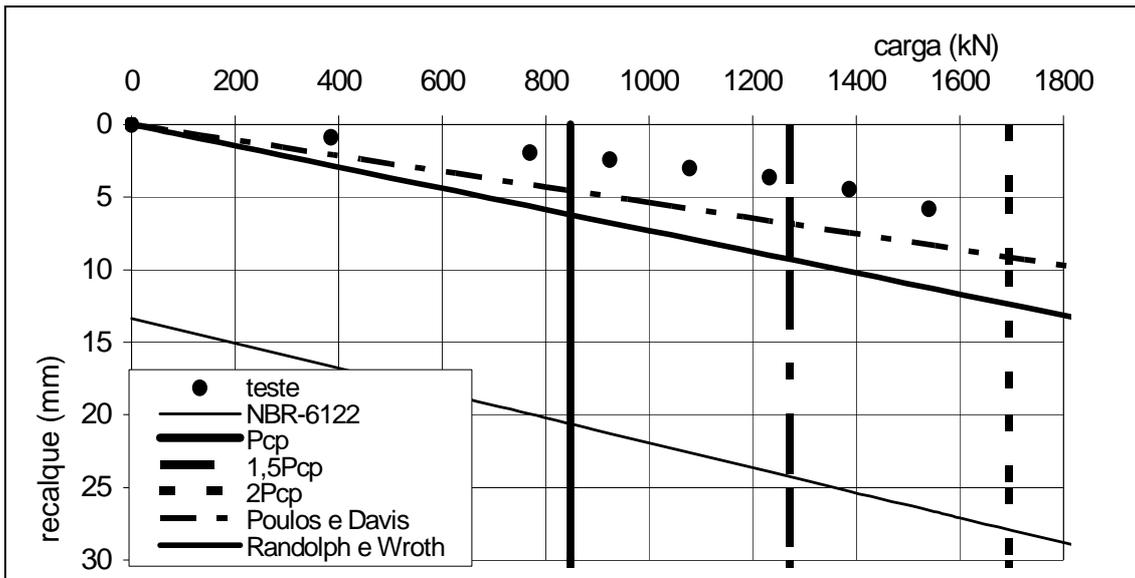


Figura A.76 – Estimativa carga x recalque – PC-76

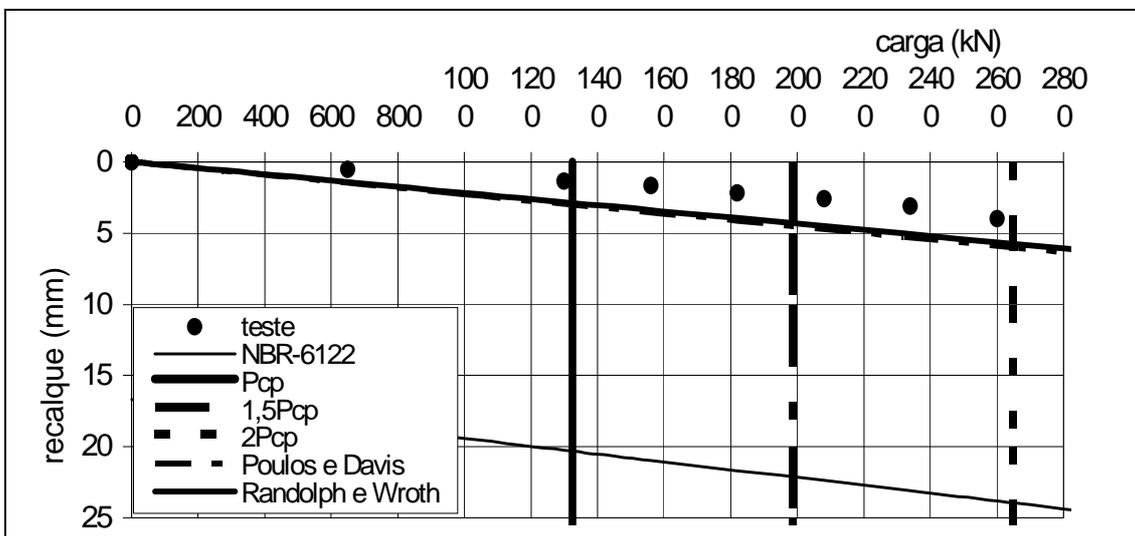


Figura A.77 – Estimativa carga x recalque – PC-77

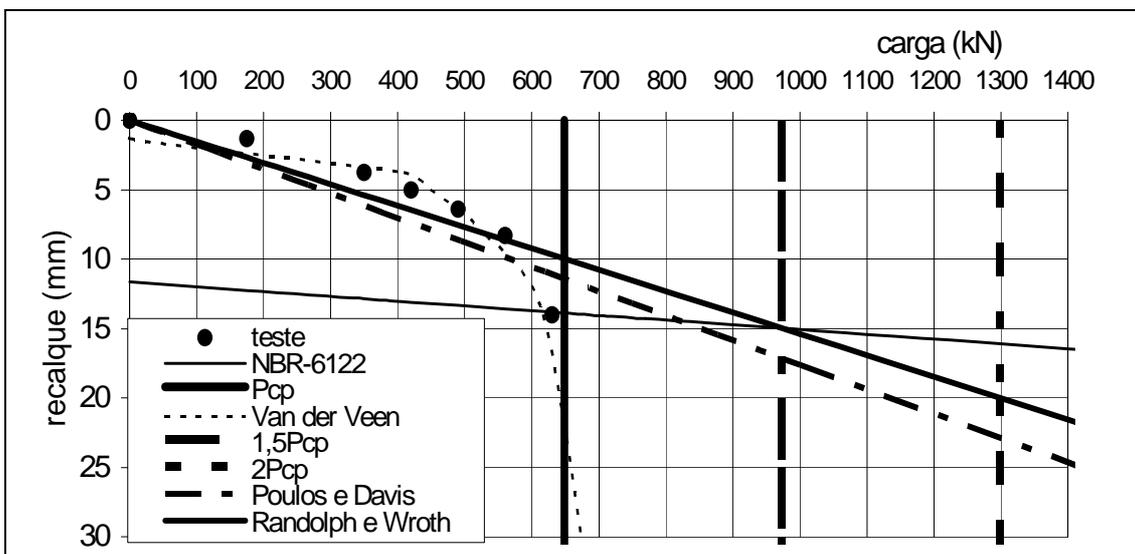


Figura A.78 – Estimativa carga x recalque – PC-78

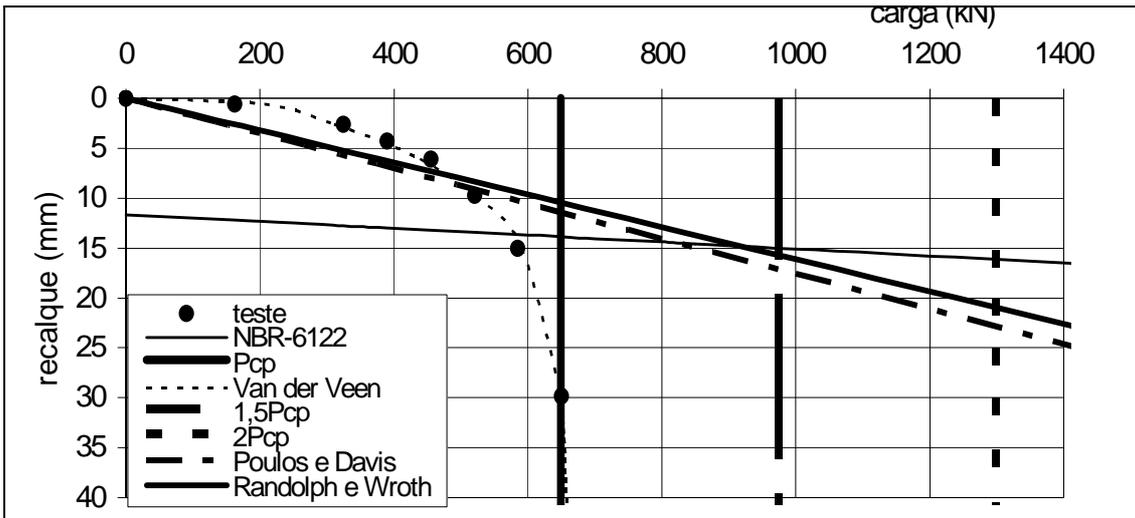


Figura A.79 – Estimativa carga x recalque – PC-79

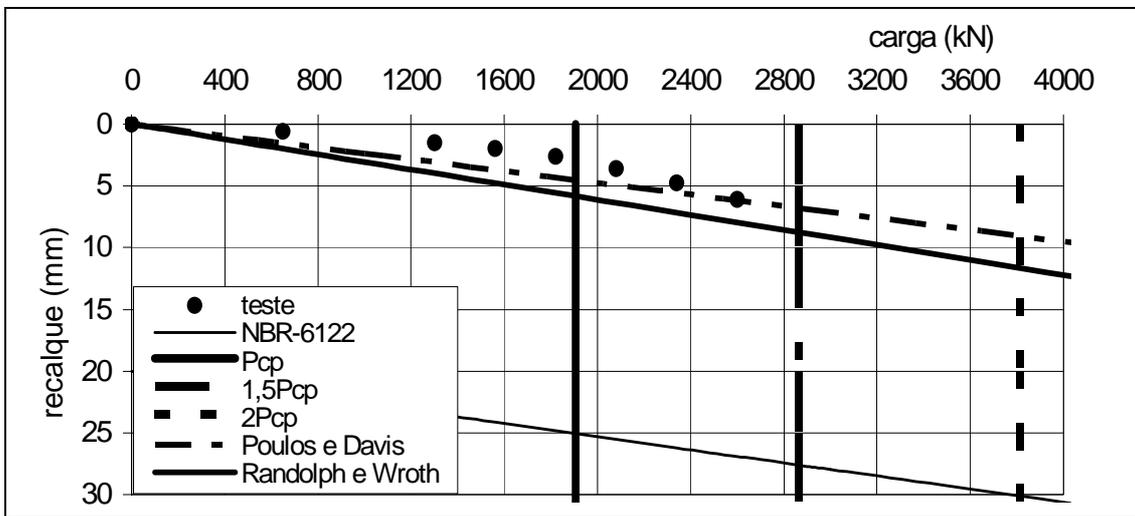


Figura A.80 – Estimativa carga x recalque – PC-82

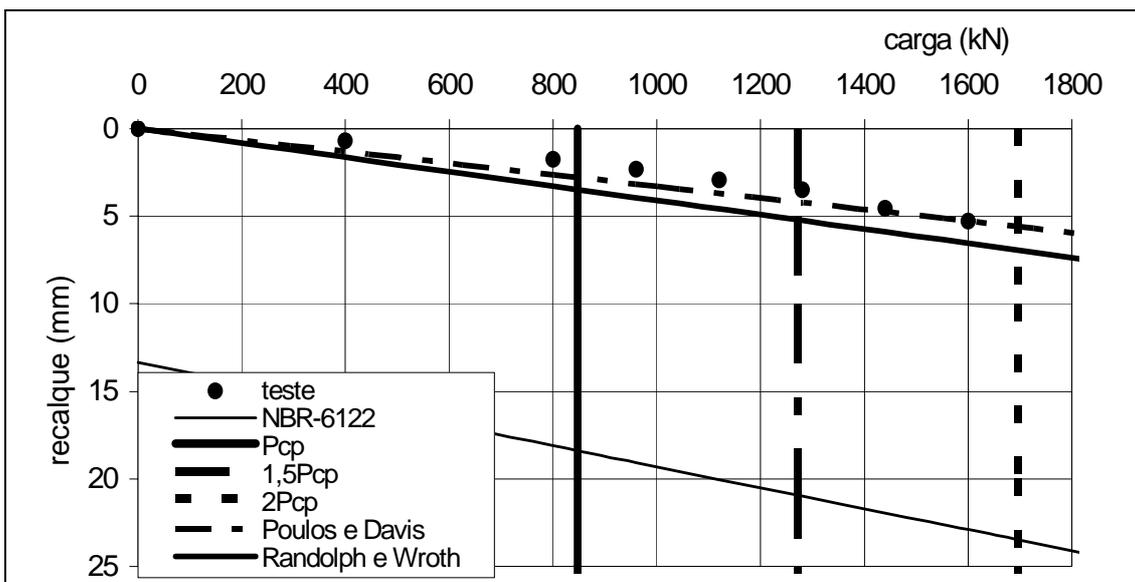


Figura A.81 – Estimativa carga x recalque – PC-83

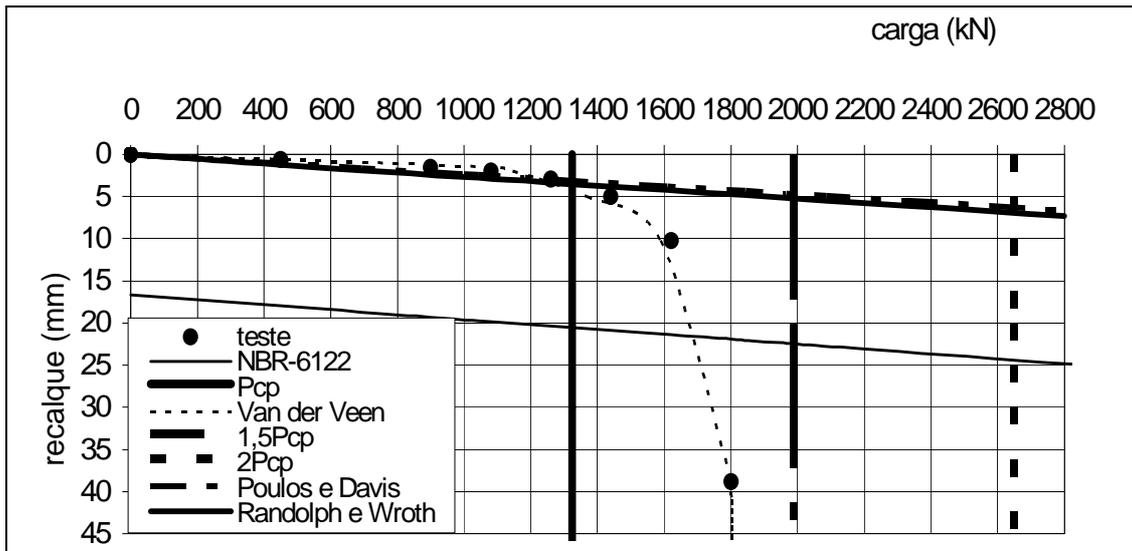


Figura A.82 – Estimativa carga x recalque – PC-84

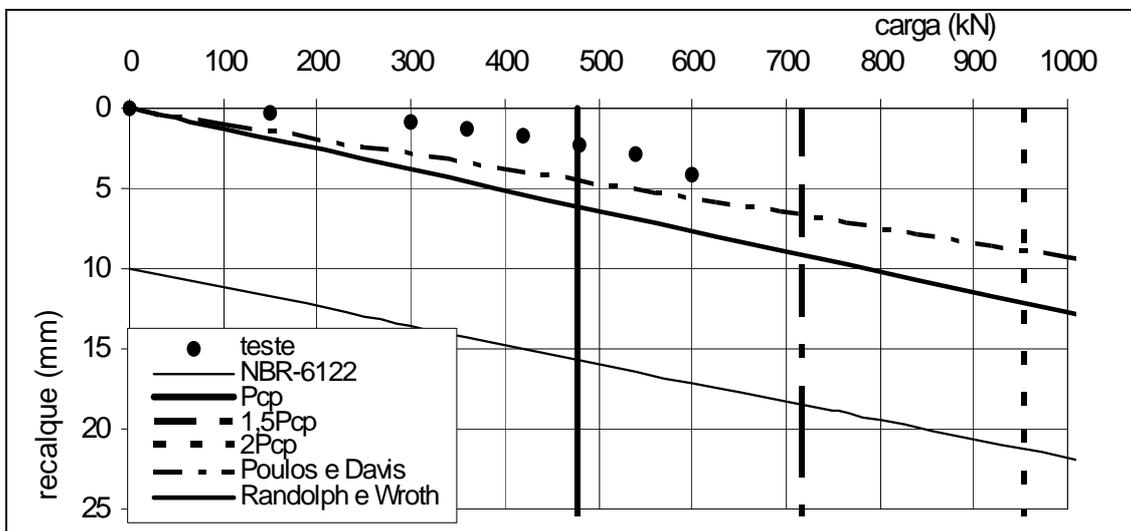


Figura A.83 – Estimativa carga x recalque – PC-85

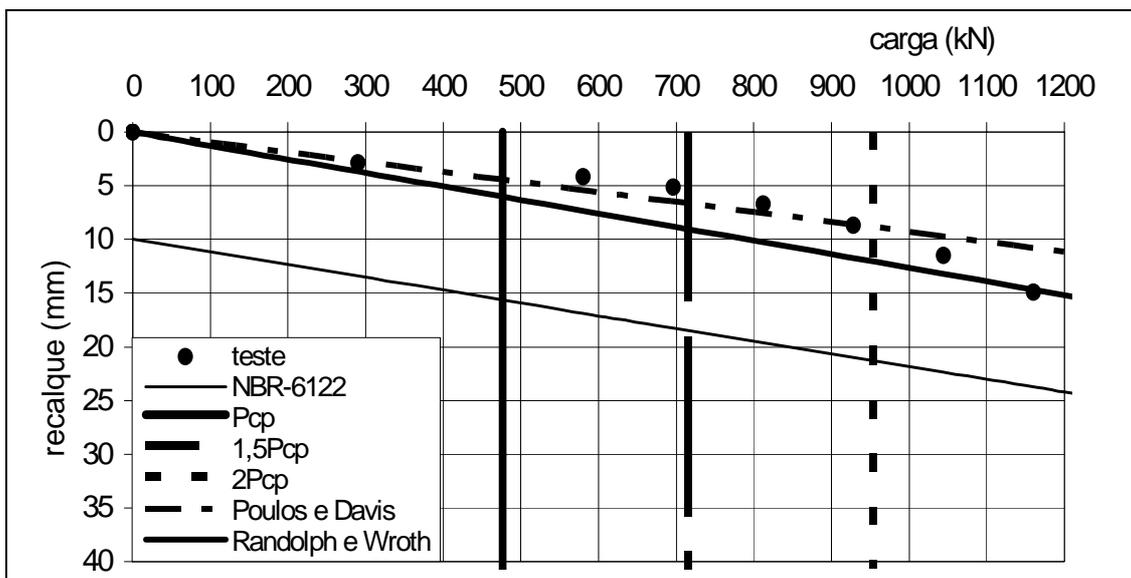


Figura A.84 – Estimativa carga x recalque – PC-86

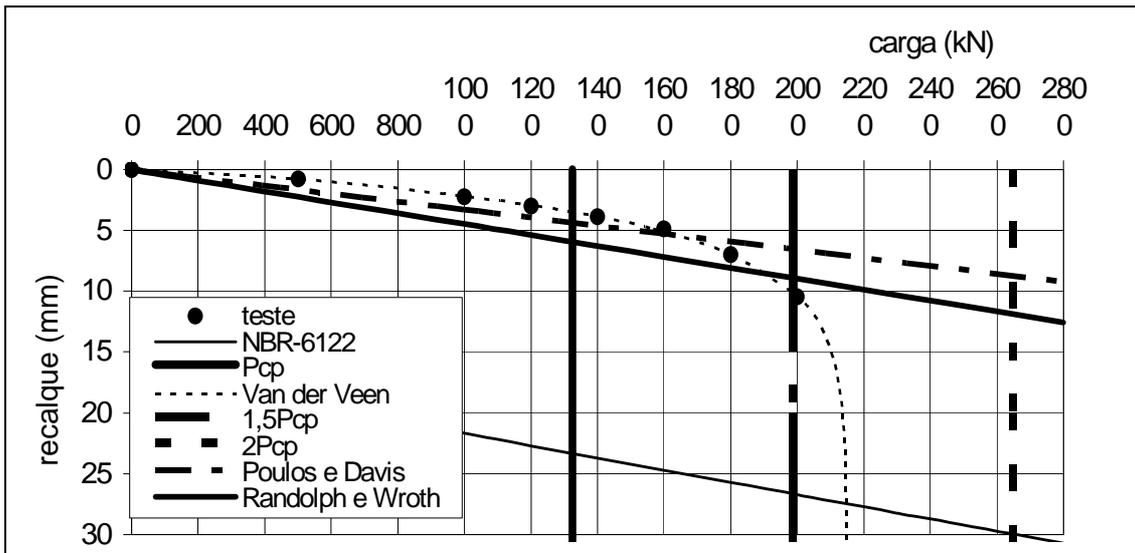


Figura A.85 – Estimativa carga x recalque – PC-87

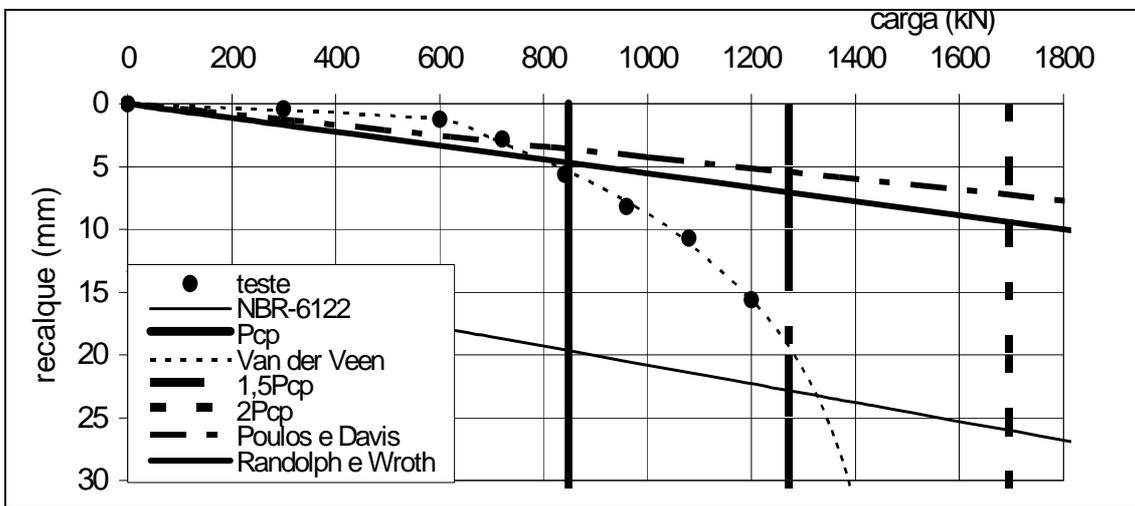


Figura A.86 – Estimativa carga x recalque – PC-88

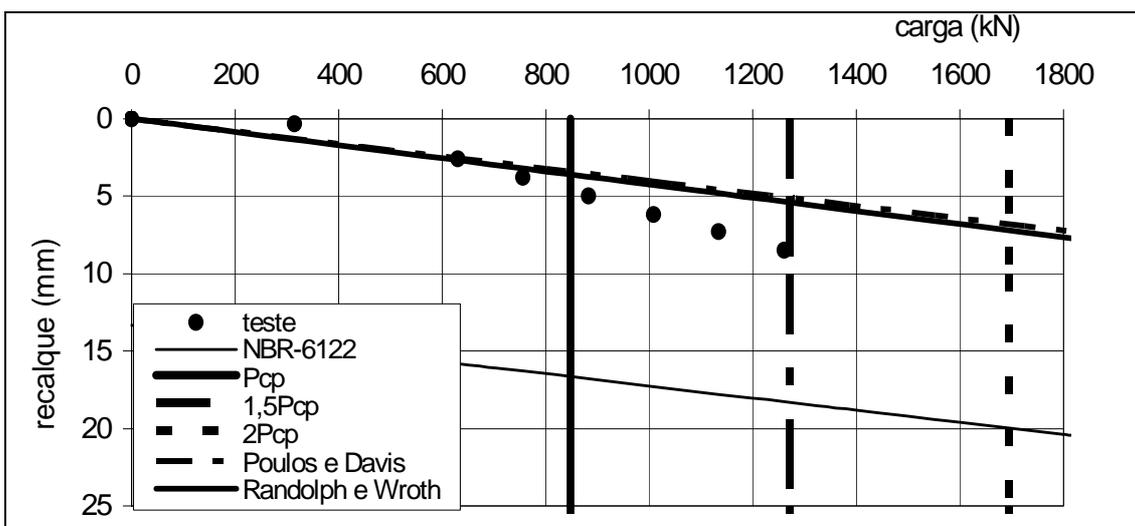


Figura A.87 – Estimativa carga x recalque – PC-89

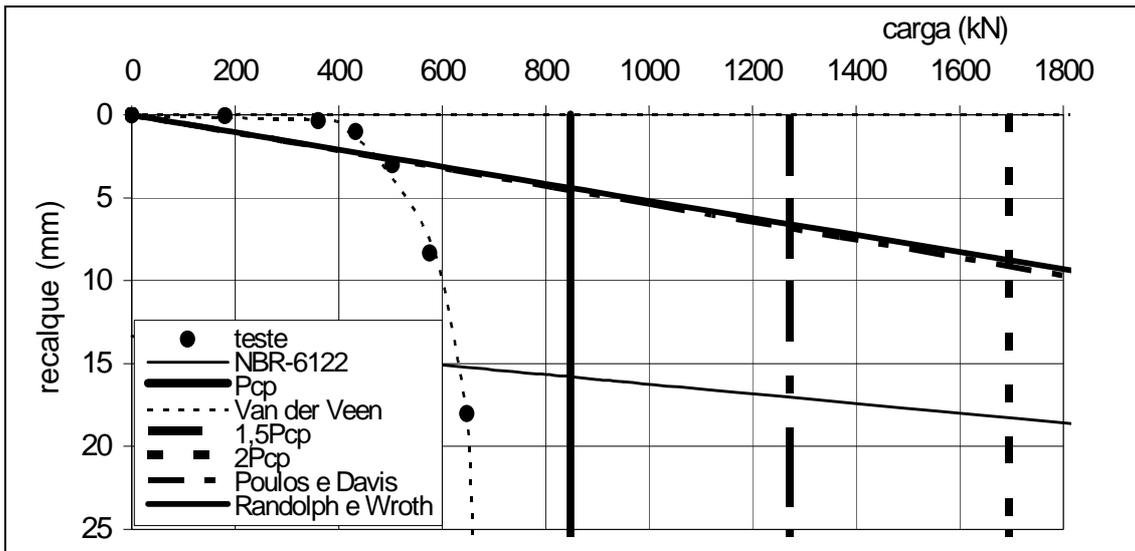


Figura A.88 – Estimativa carga x recalque – PC-90

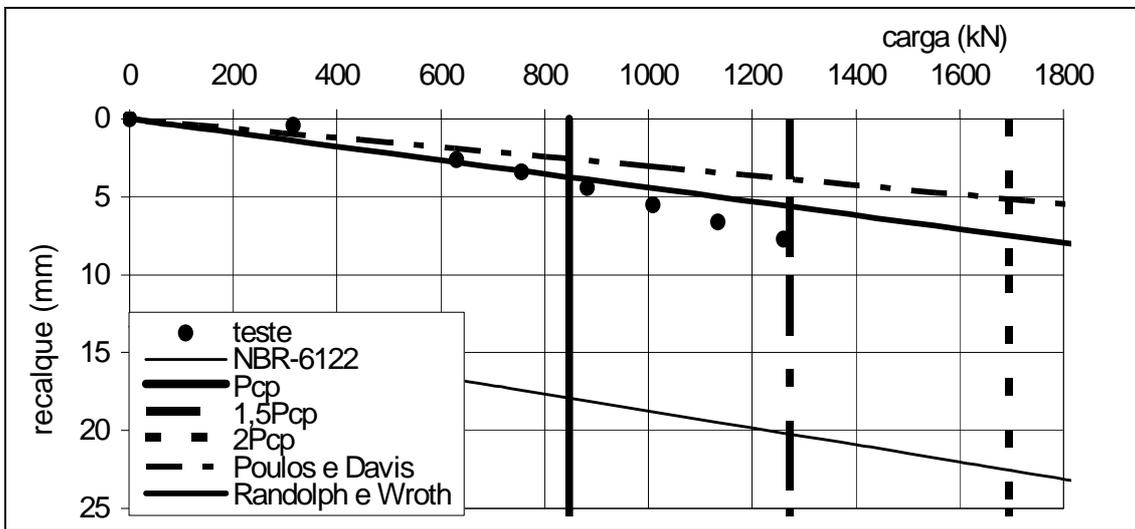


Figura A.89 – Estimativa carga x recalque – PC-91

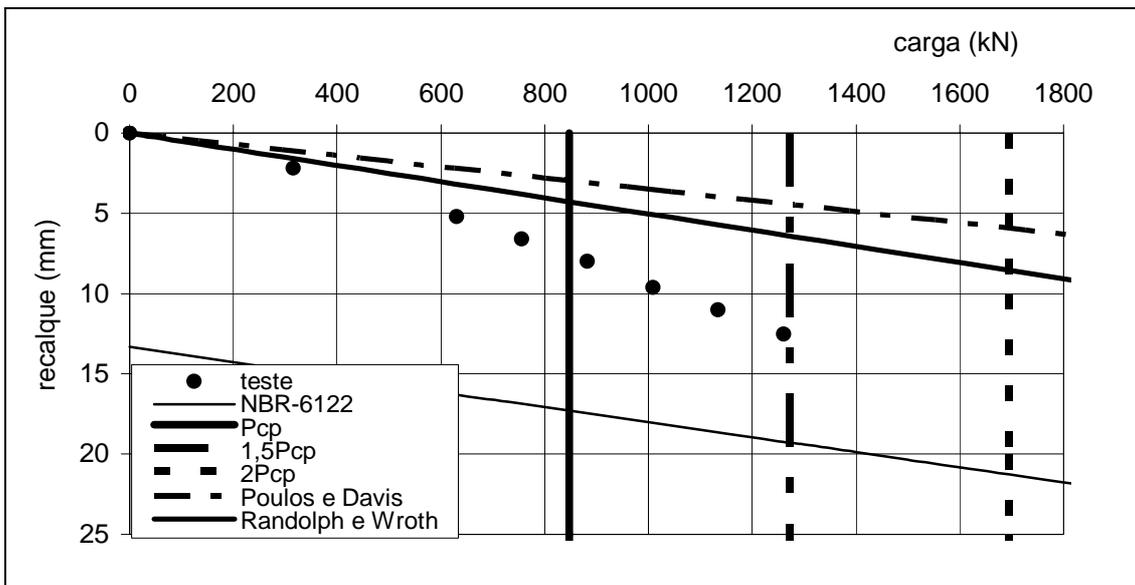


Figura A.90 – Estimativa carga x recalque – PC-92

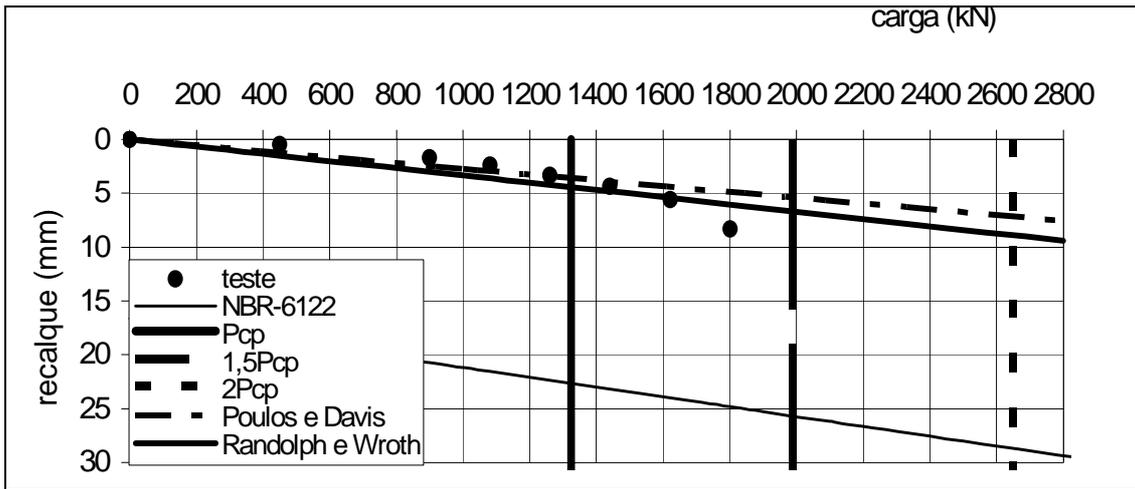


Figura A.91 – Estimativa carga x recalque – PC-93

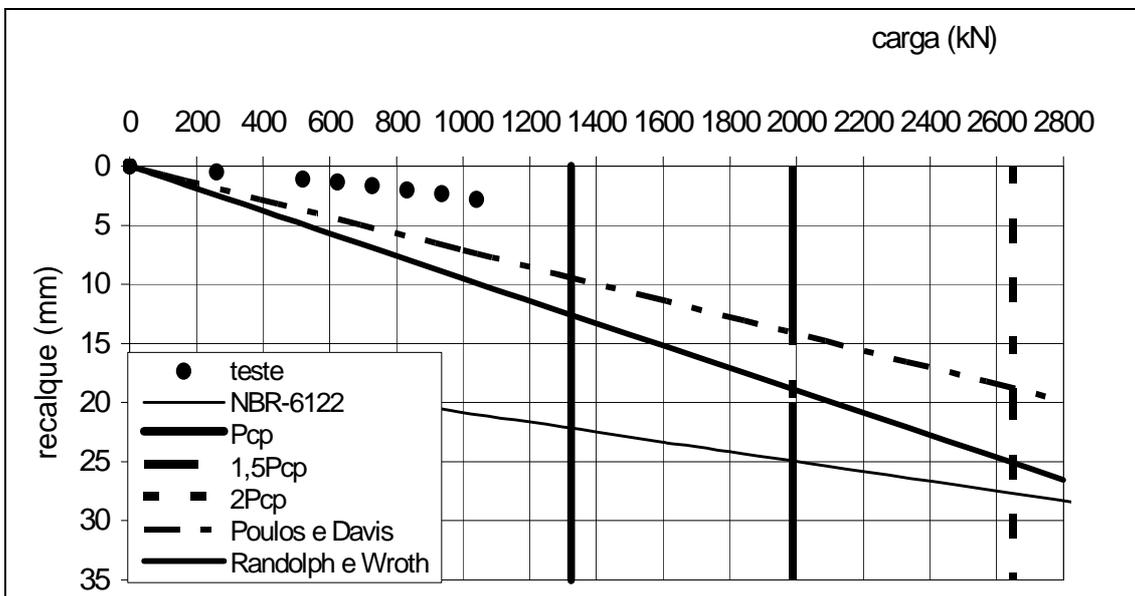


Figura A.92 – Estimativa carga x recalque – PC-94

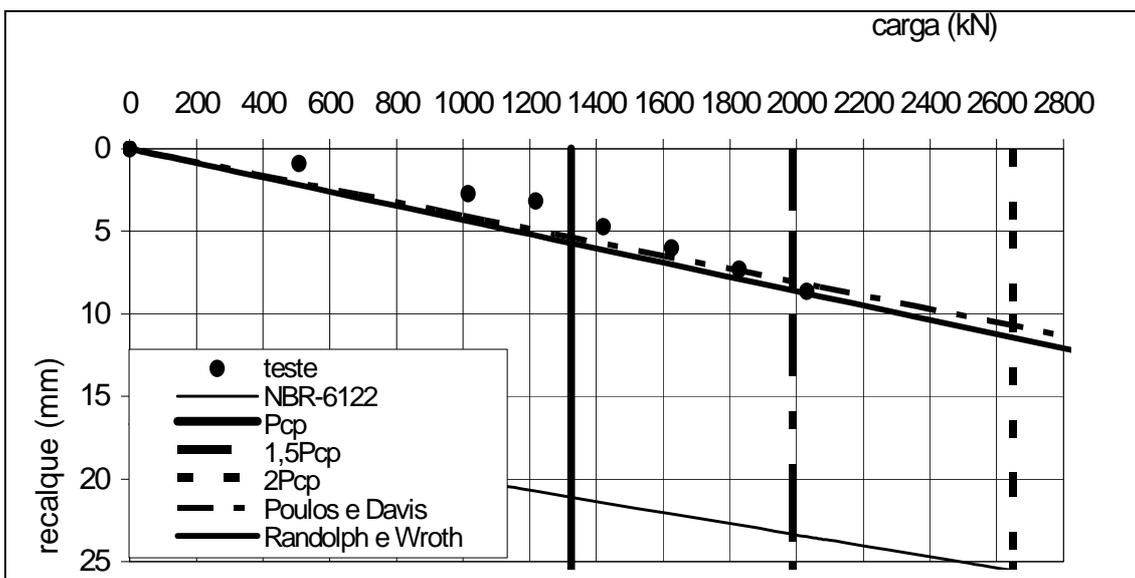


Figura A.93 – Estimativa carga x recalque – PC-95

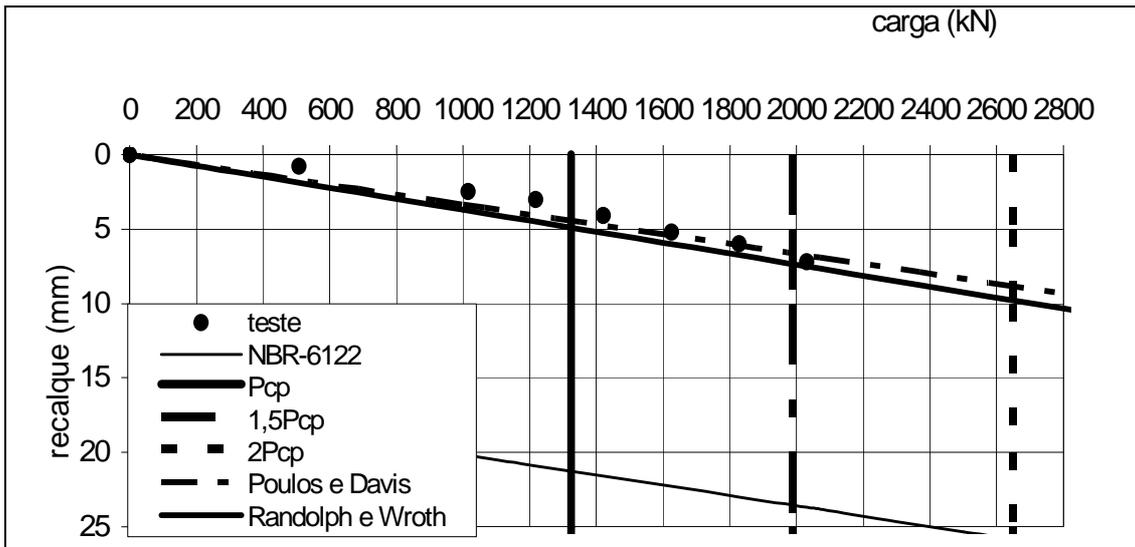


Figura A.94 – Estimativa carga x recalque – PC-96

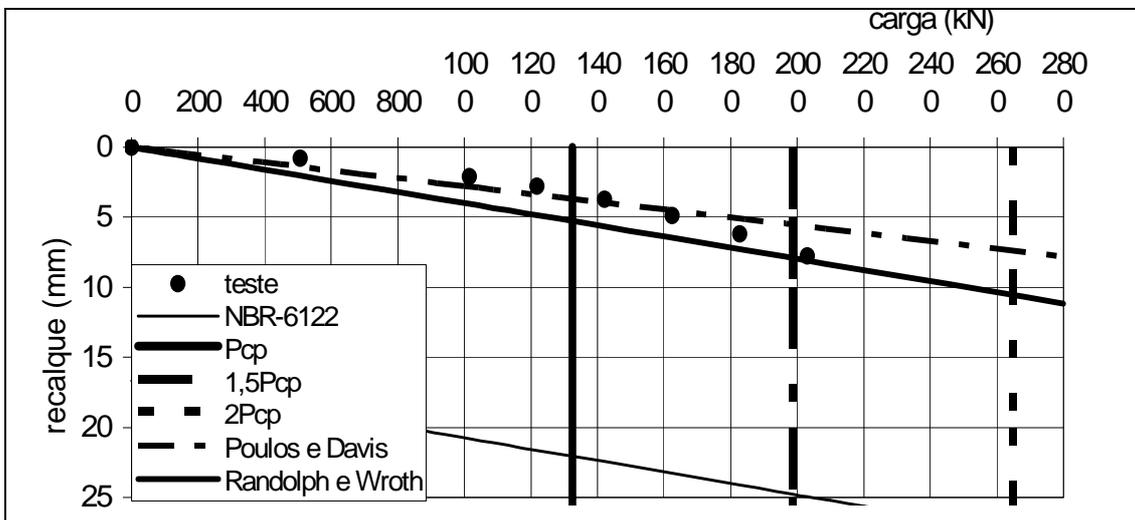


Figura A.95 – Estimativa carga x recalque – PC-97

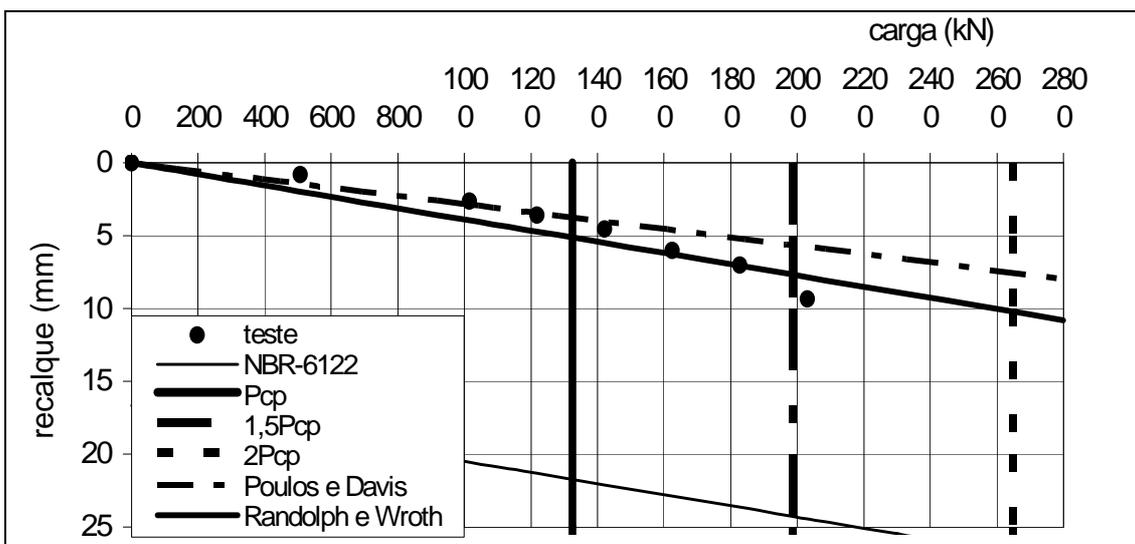


Figura A.96 – Estimativa carga x recalque – PC-98

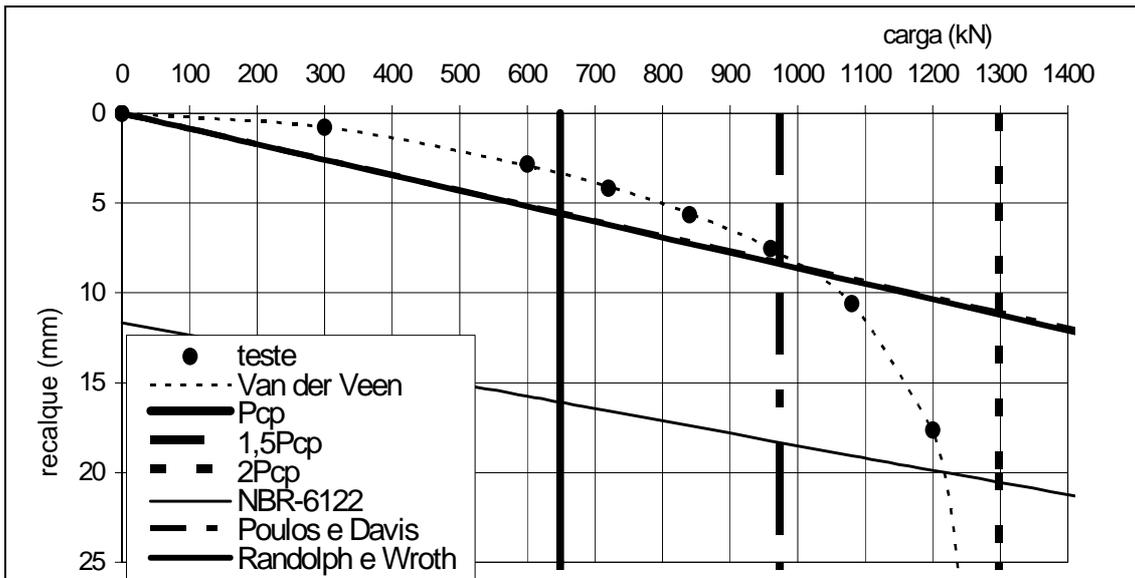


Figura A.97 – Estimativa carga x recalque – PC-99

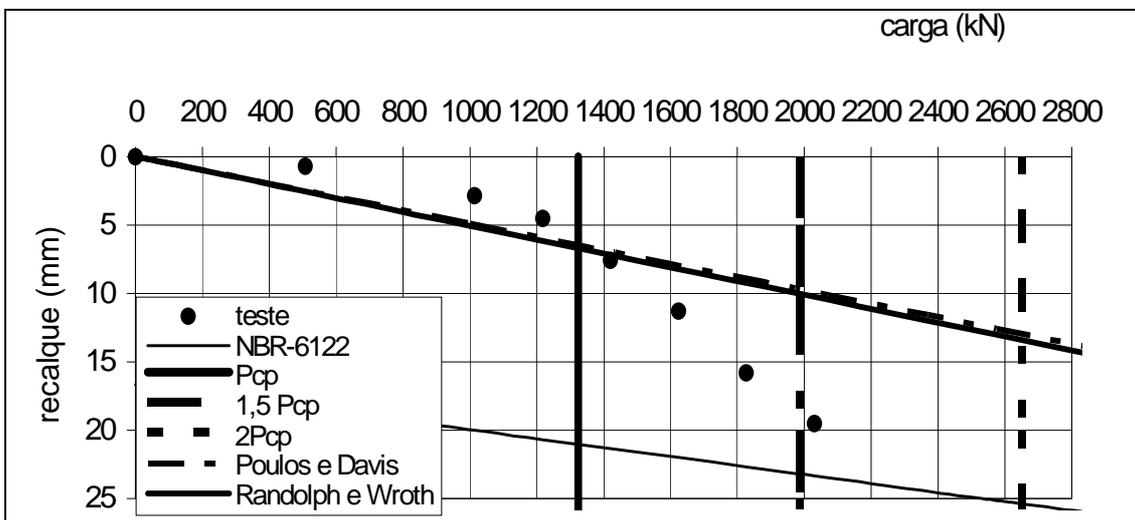


Figura A.98 – Estimativa carga x recalque – PC-100

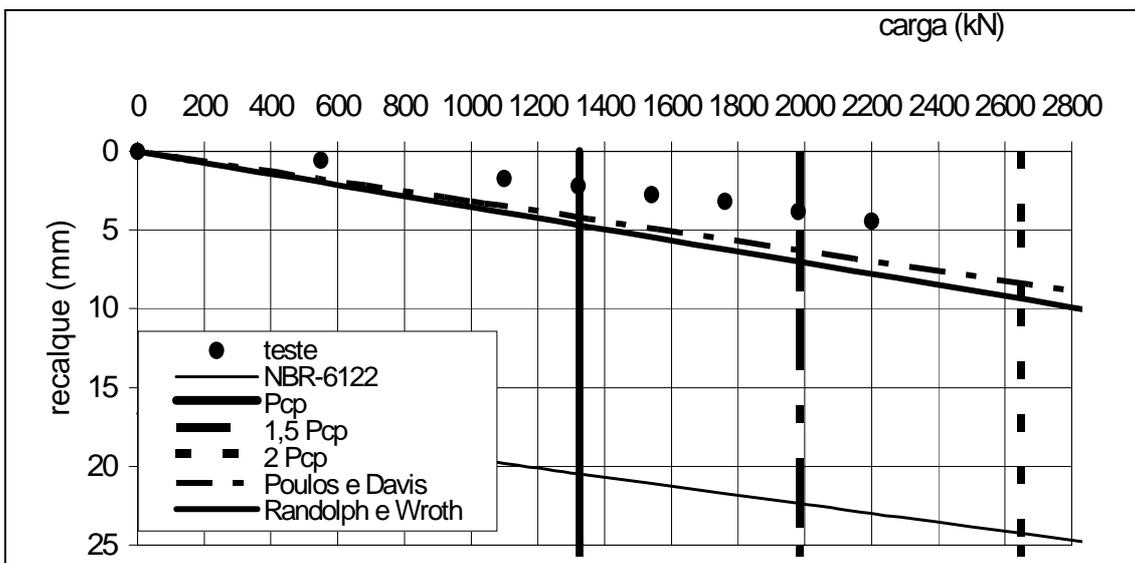


Figura A.99 – Estimativa carga x recalque – PC-101

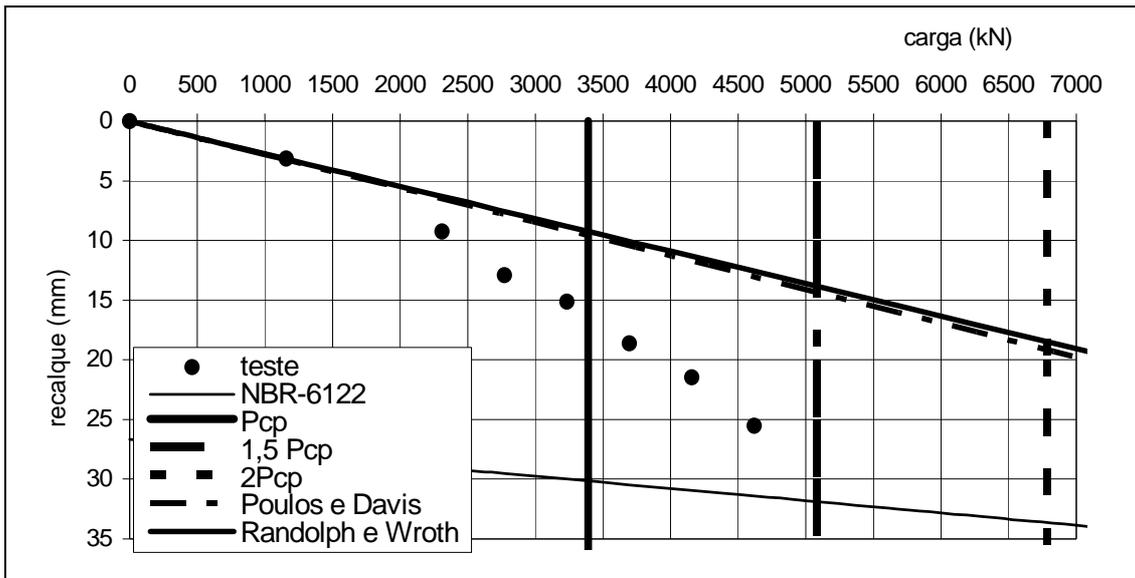


Figura A.100 – Estimativa carga x recalque – PC-102

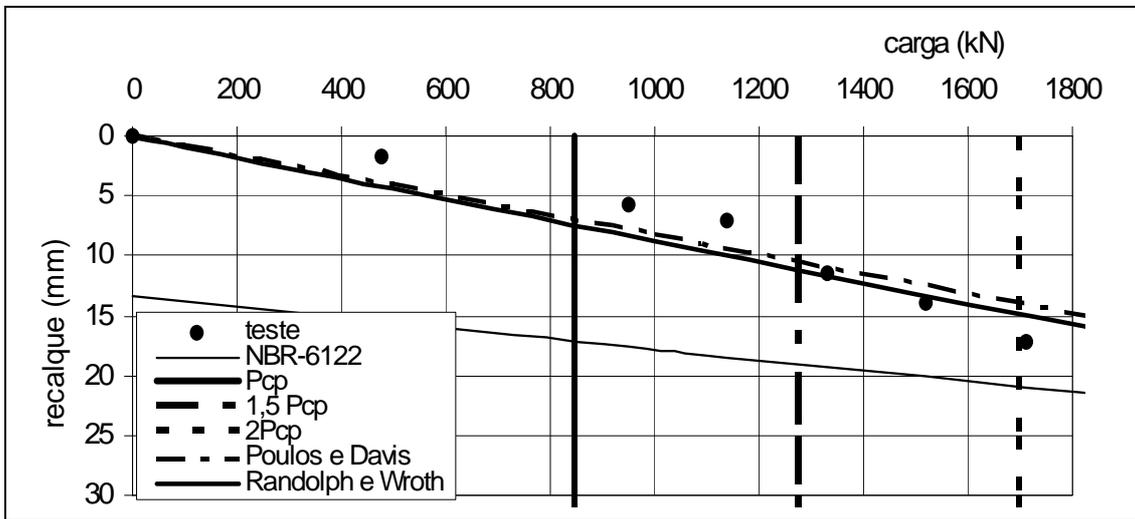


Figura A.101 – Estimativa carga x recalque – PC-103

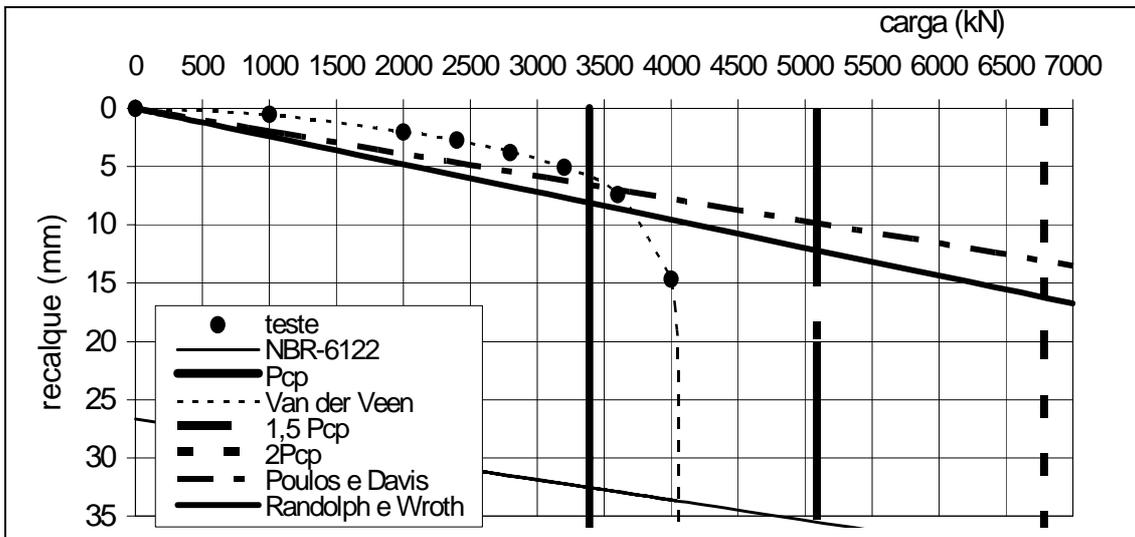


Figura A.102 – Estimativa carga x recalque – PC-104

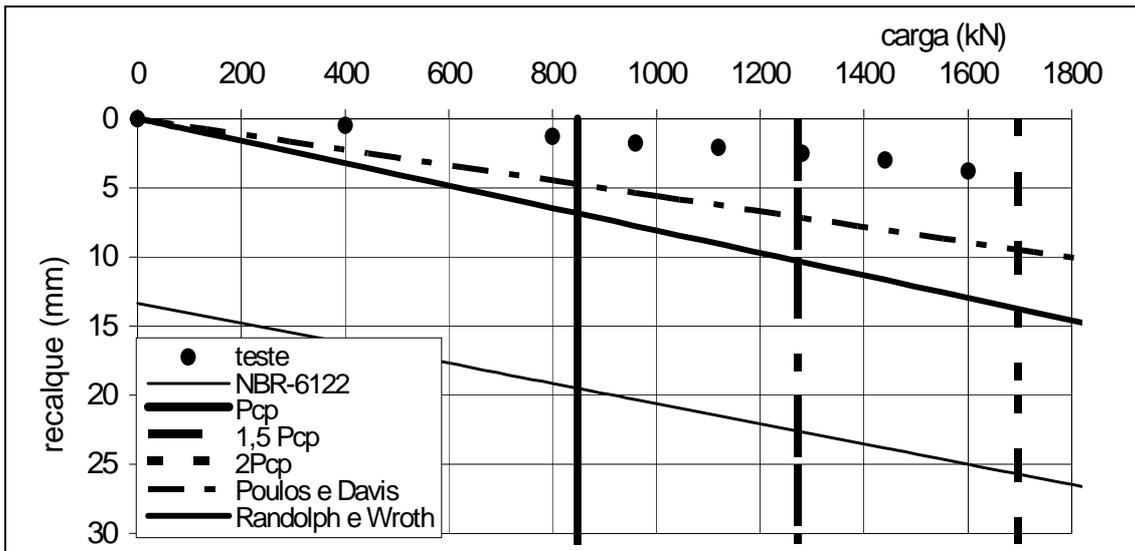


Figura A.103 – Estimativa carga x recalque – PC-105

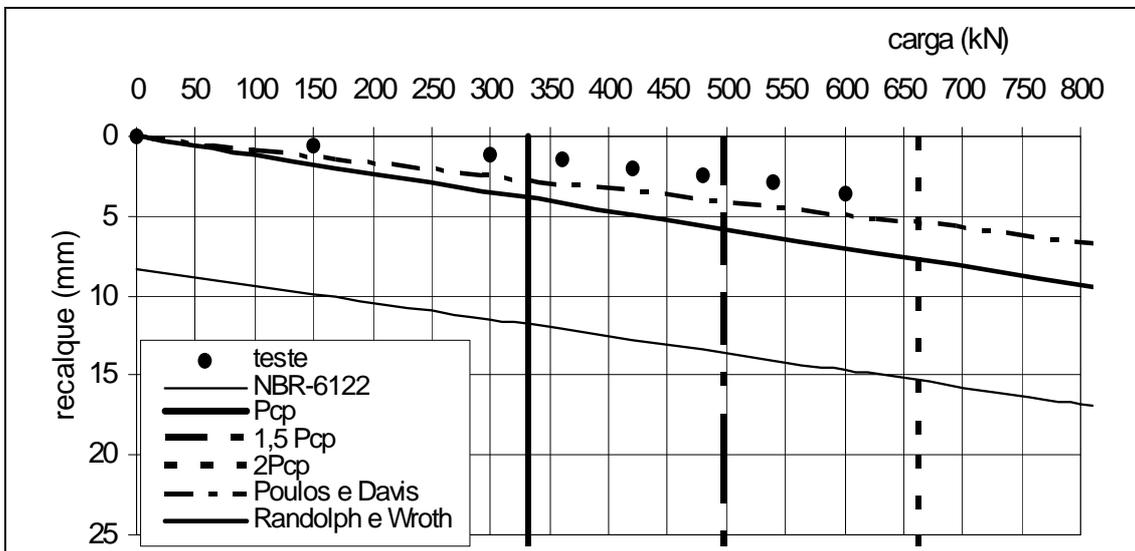


Figura A.104 – Estimativa carga x recalque – PC-106

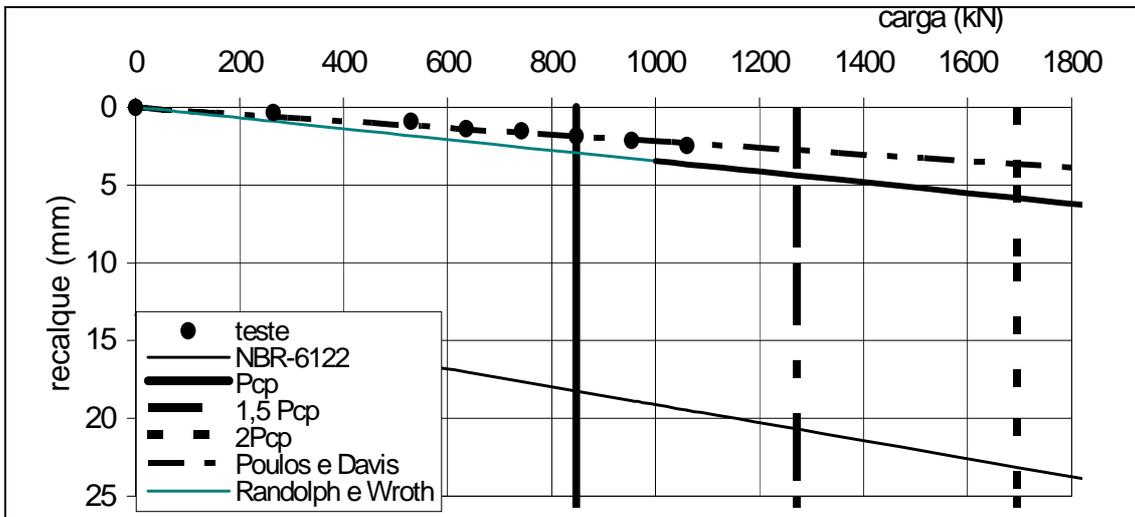


Figura A.105 – Estimativa carga x recalque – PC-107

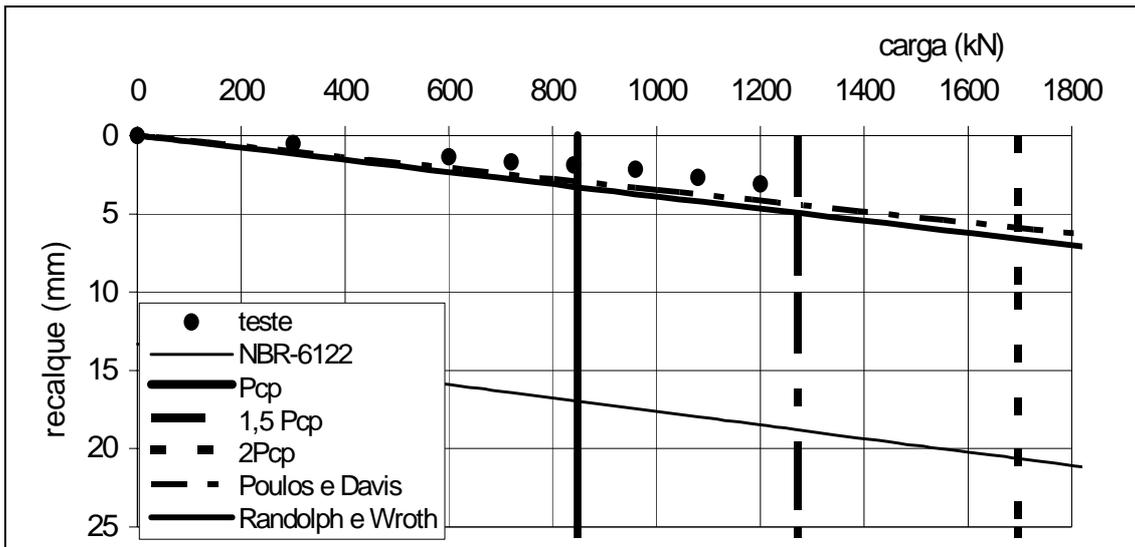


Figura A.106 – Estimativa carga x recalque – PC-108

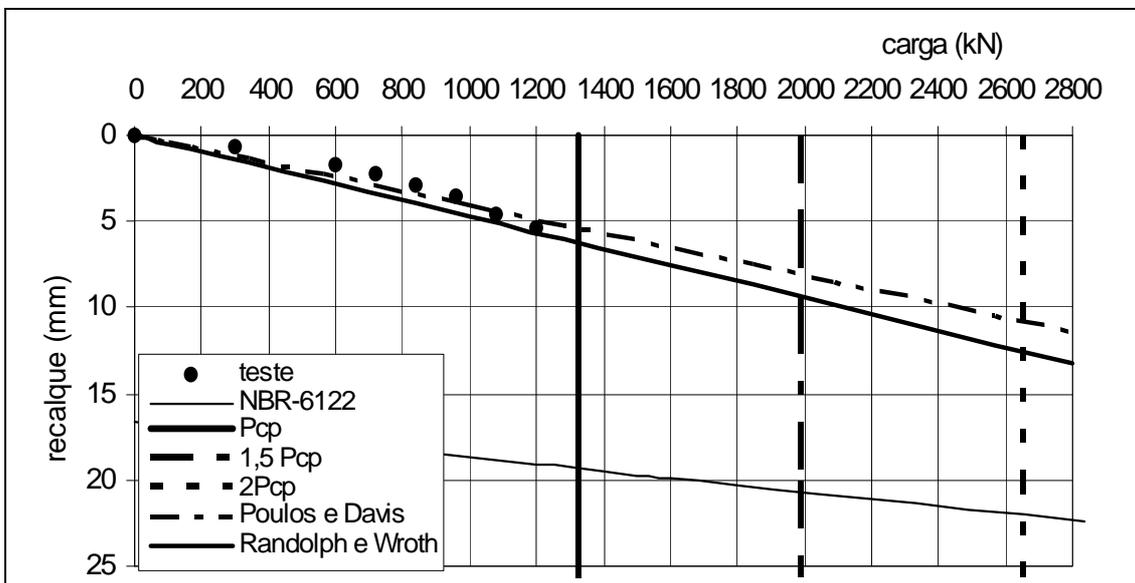


Figura A.107 – Estimativa carga x recalque – PC-109

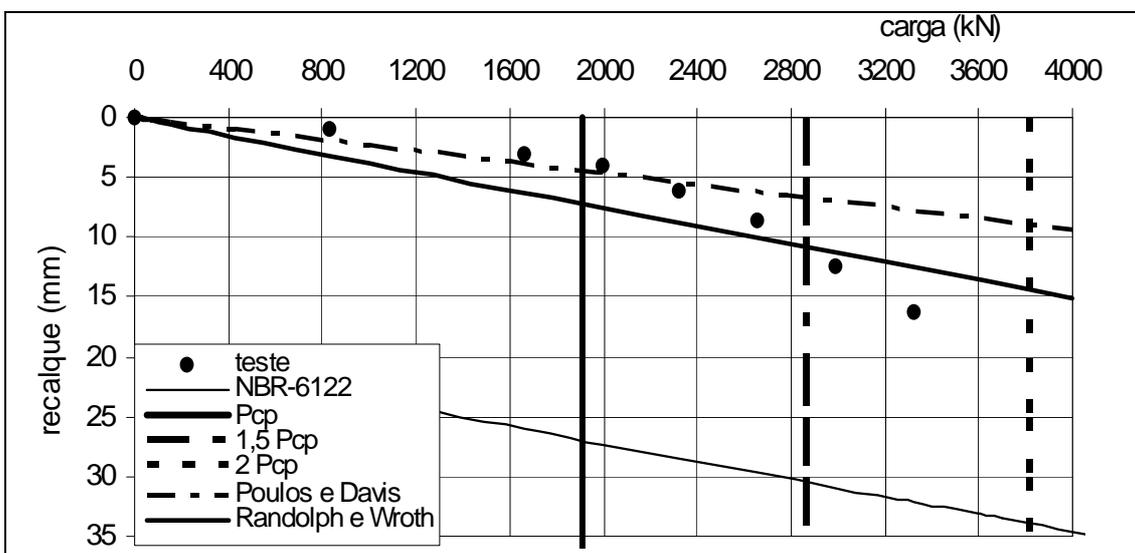


Figura A.108 – Estimativa carga x recalque – PC-110

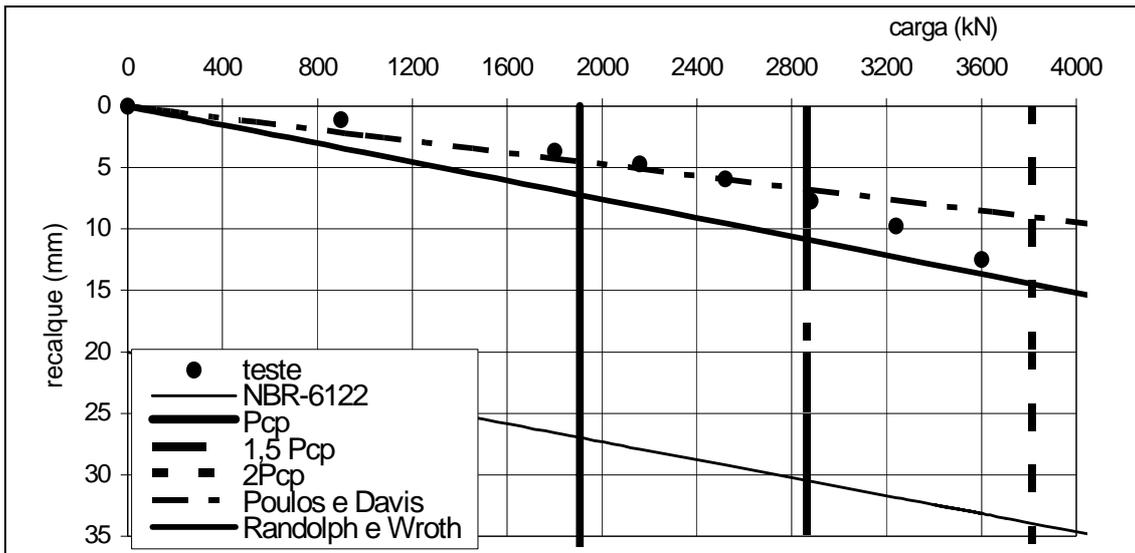


Figura A.109 – Estimativa carga x recalque – PC-111

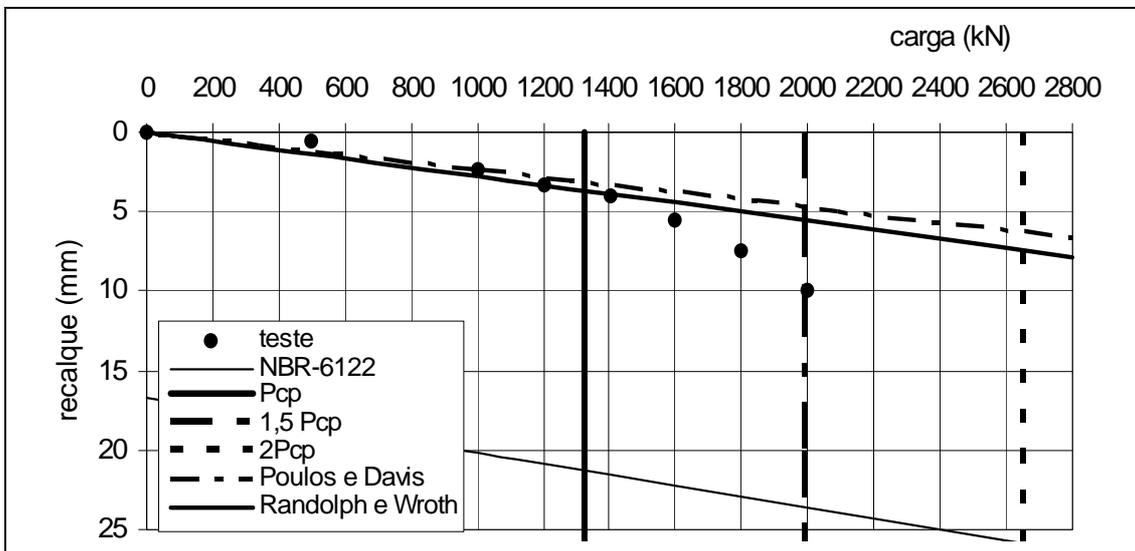


Figura A.110 – Estimativa carga x recalque – PC-112

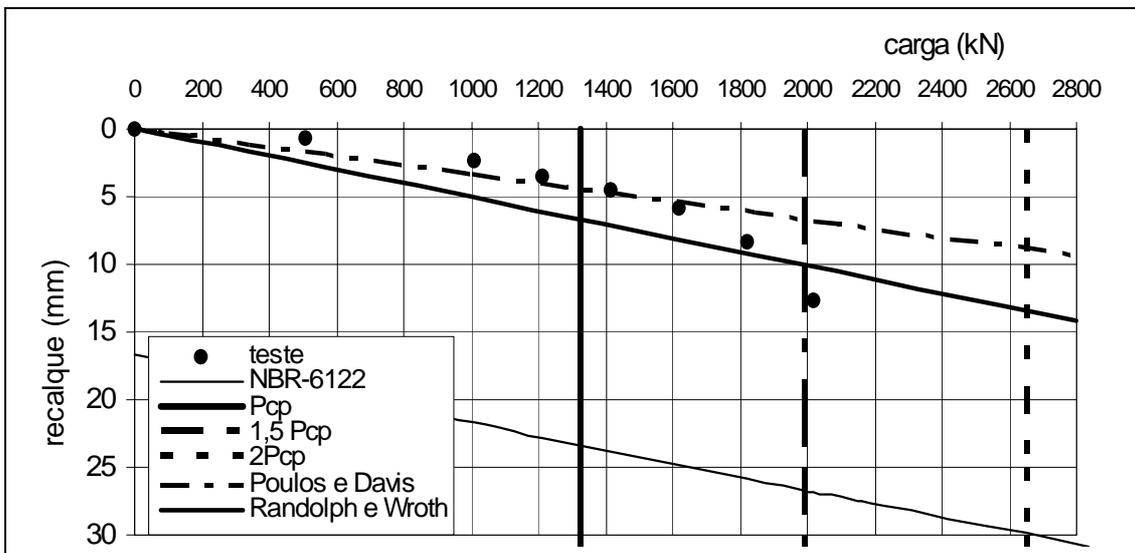


Figura A.111 – Estimativa carga x recalque – PC-114

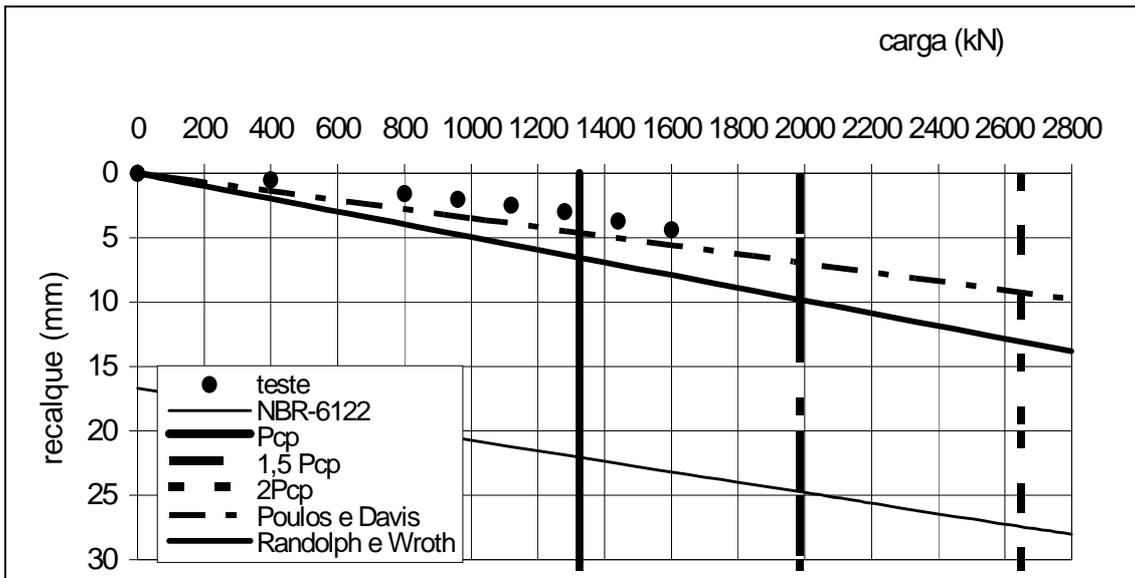


Figura A.112 – Estimativa carga x recalque – PC-115

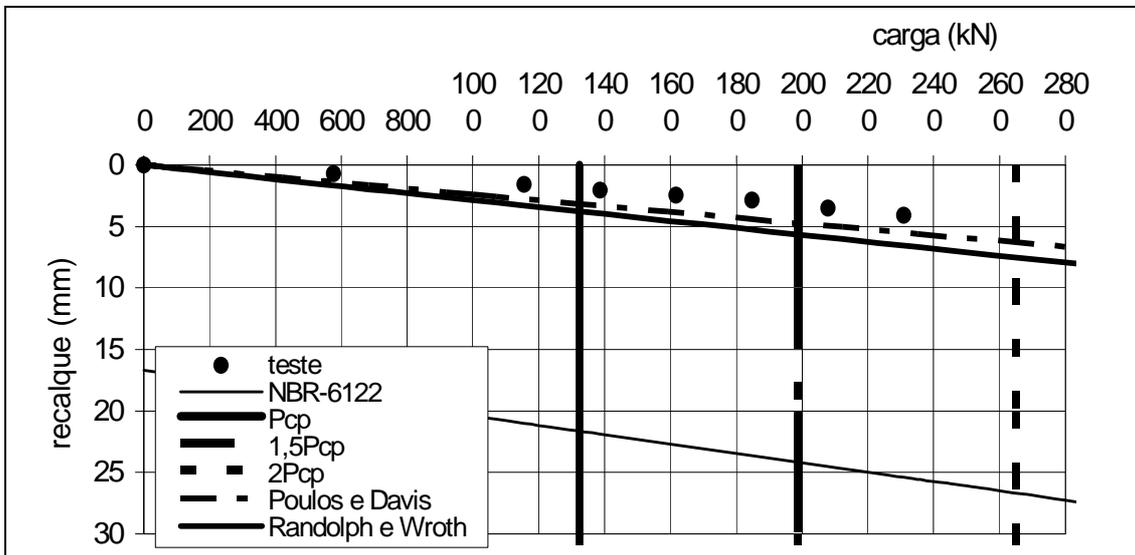


Figura A.113 – Estimativa carga x recalque – PC-116

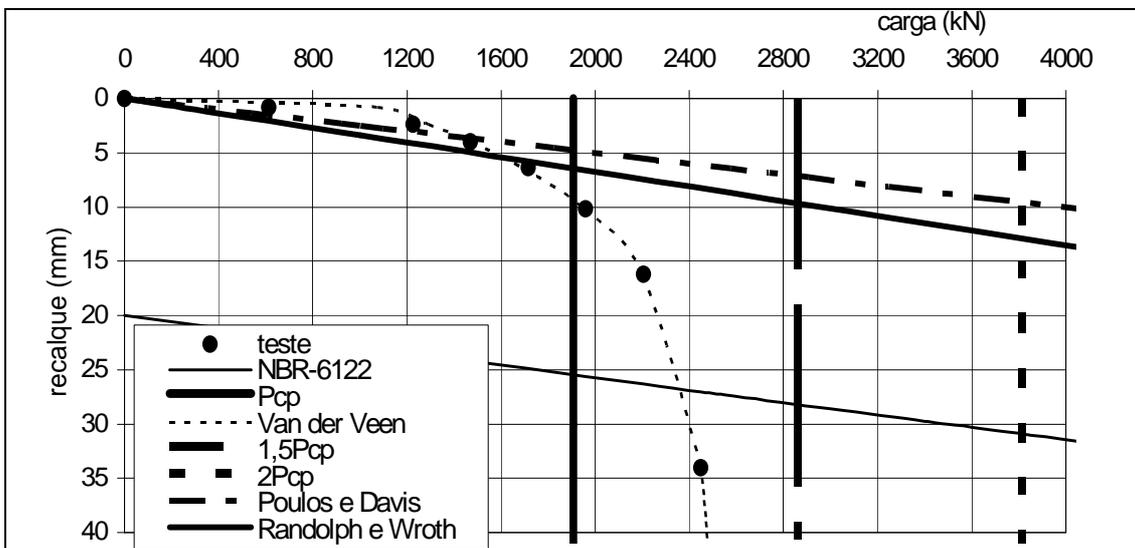


Figura A.114 – Estimativa carga x recalque – PC-117

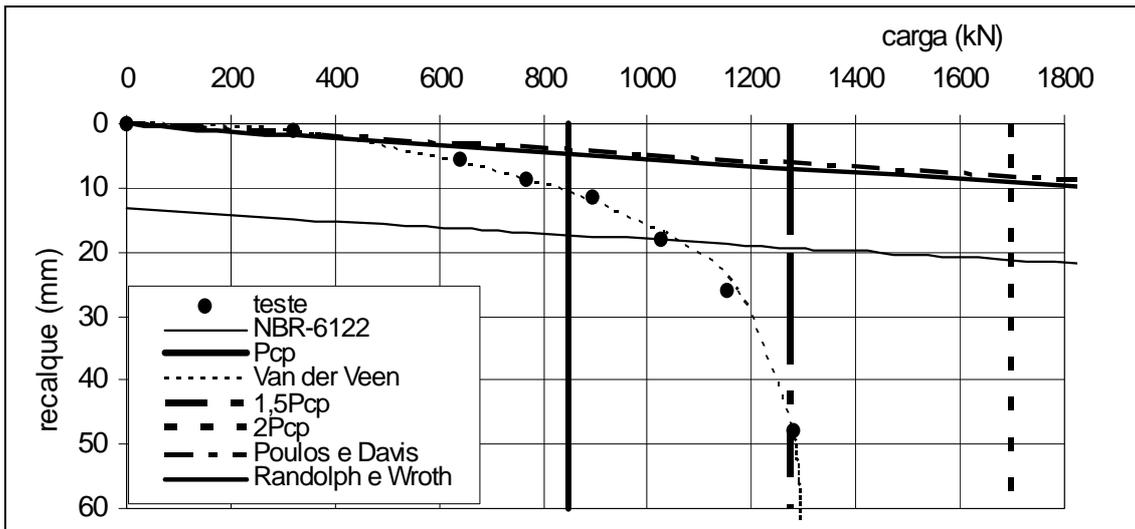


Figura A.115 – Estimativa carga x recalque – PC-118

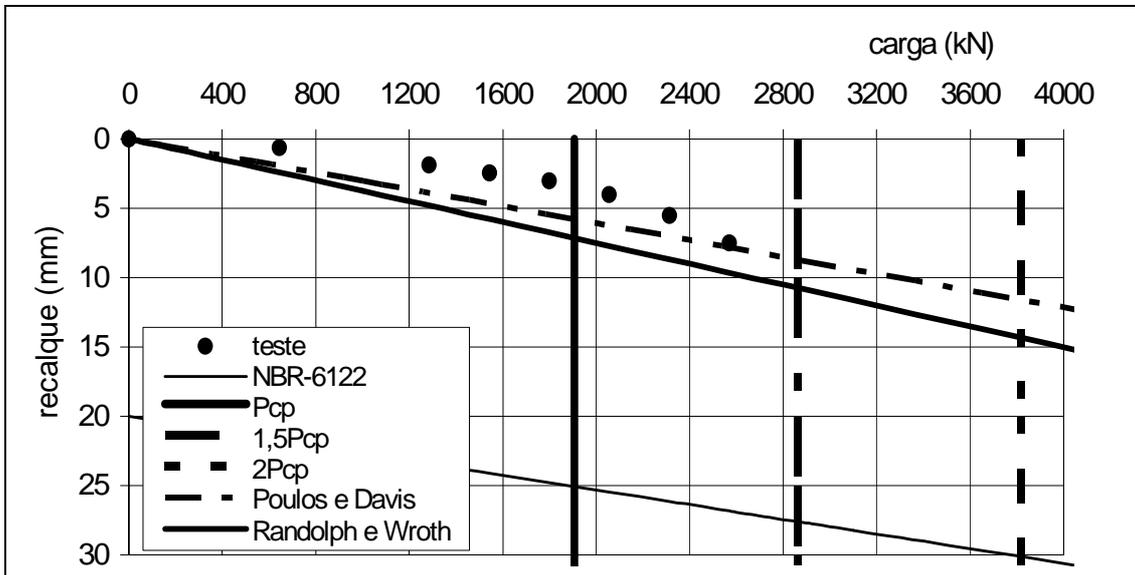


Figura A.116 – Estimativa carga x recalque – PC-119

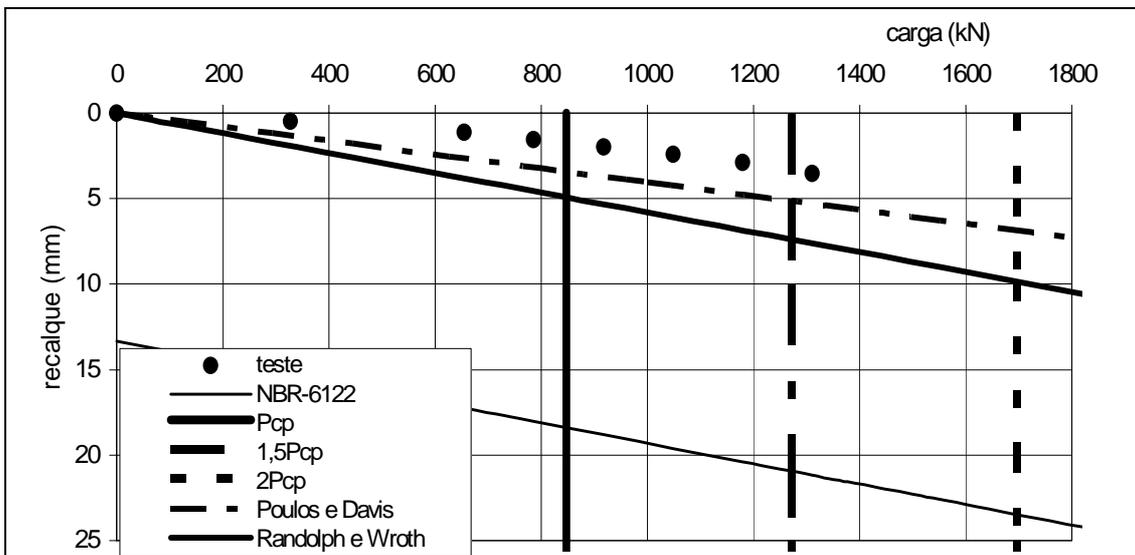


Figura A.117 – Estimativa carga x recalque – PC-120

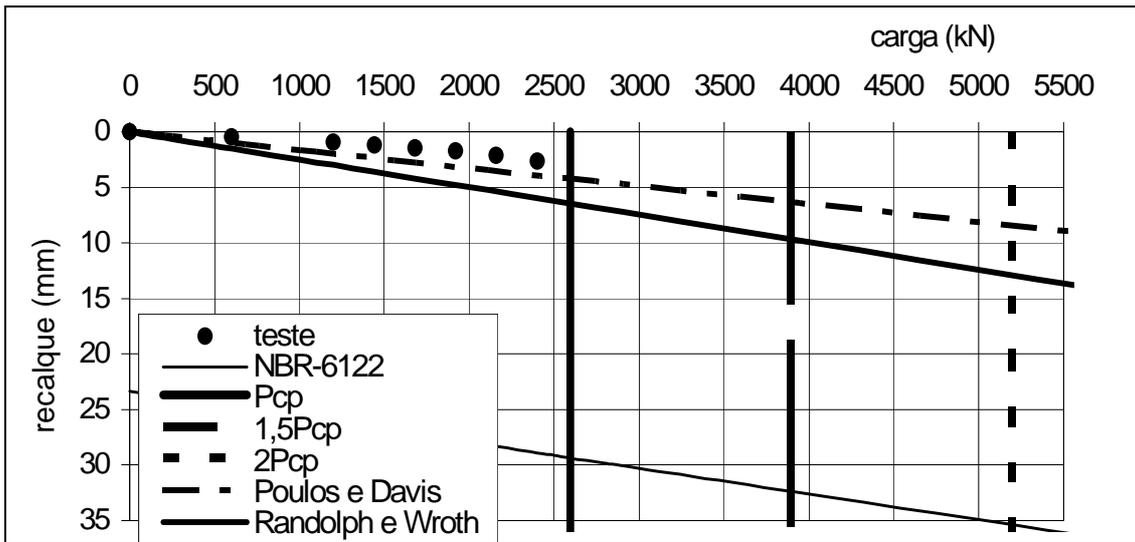


Figura A.118 – Estimativa carga x recalque – PC-121

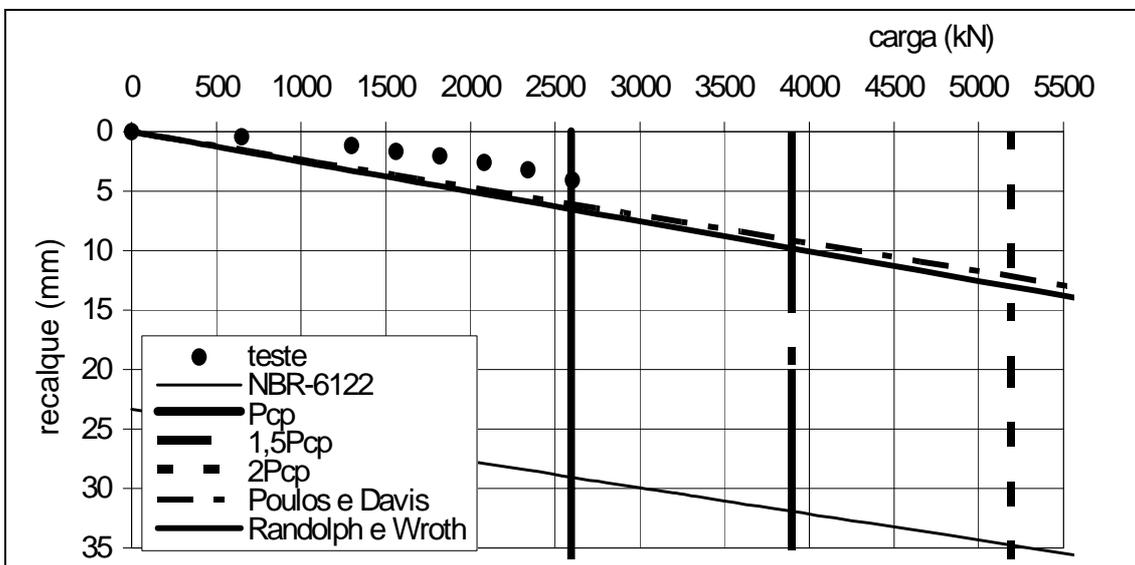


Figura A.119 – Estimativa carga x recalque – PC-122

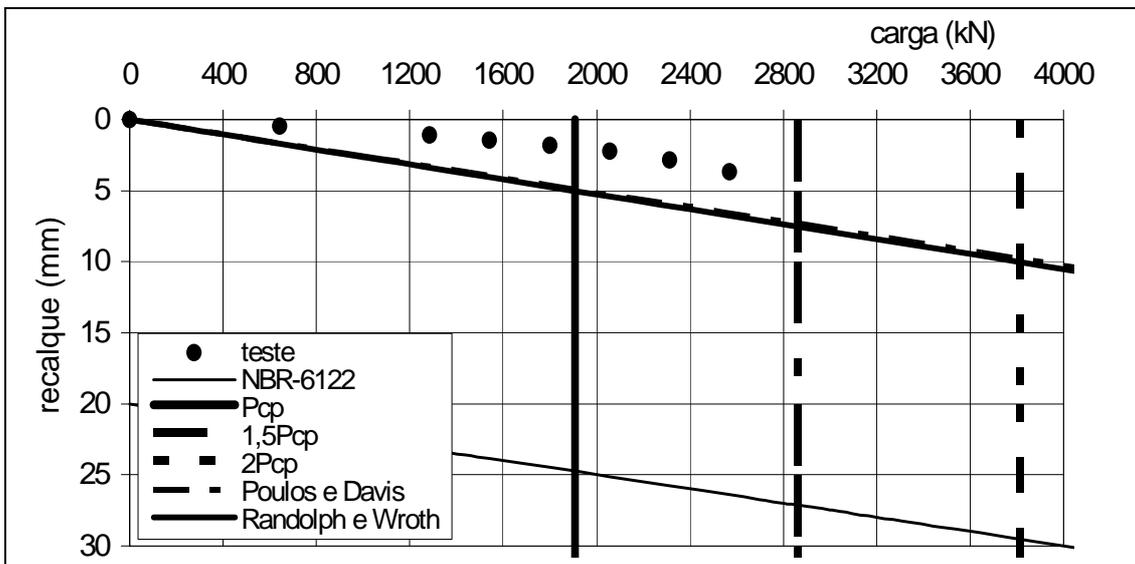


Figura A.120 – Estimativa carga x recalque – PC-123

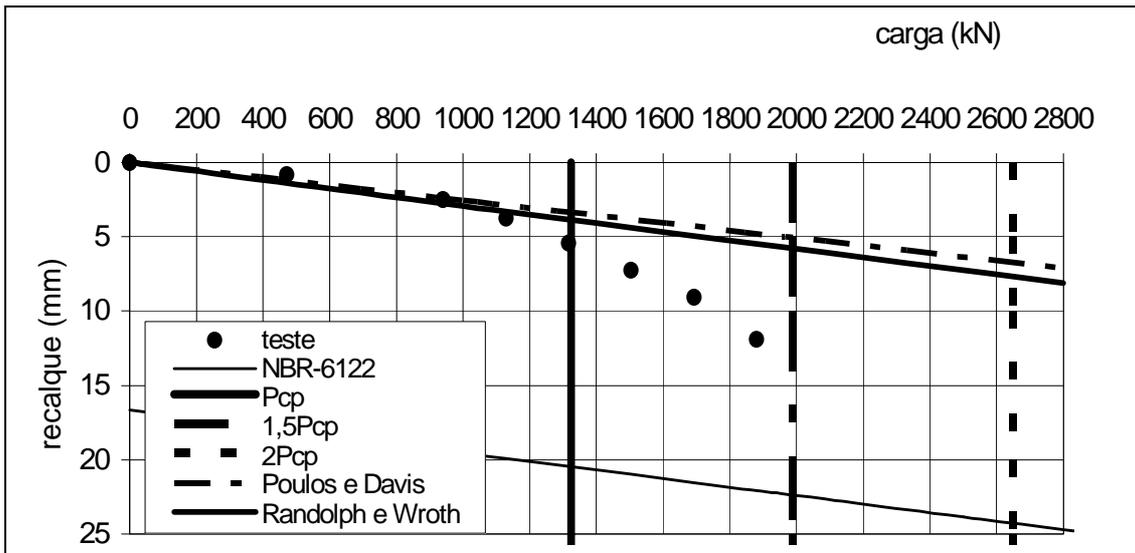


Figura A.121 – Estimativa carga x recalque – PC-124

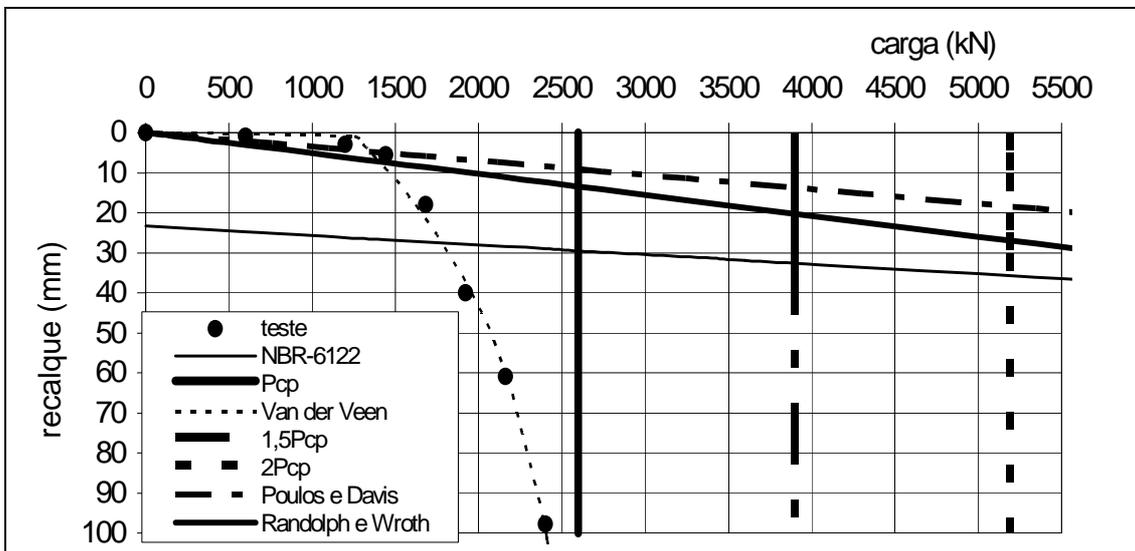


Figura A.122 – Estimativa carga x recalque – PC-125

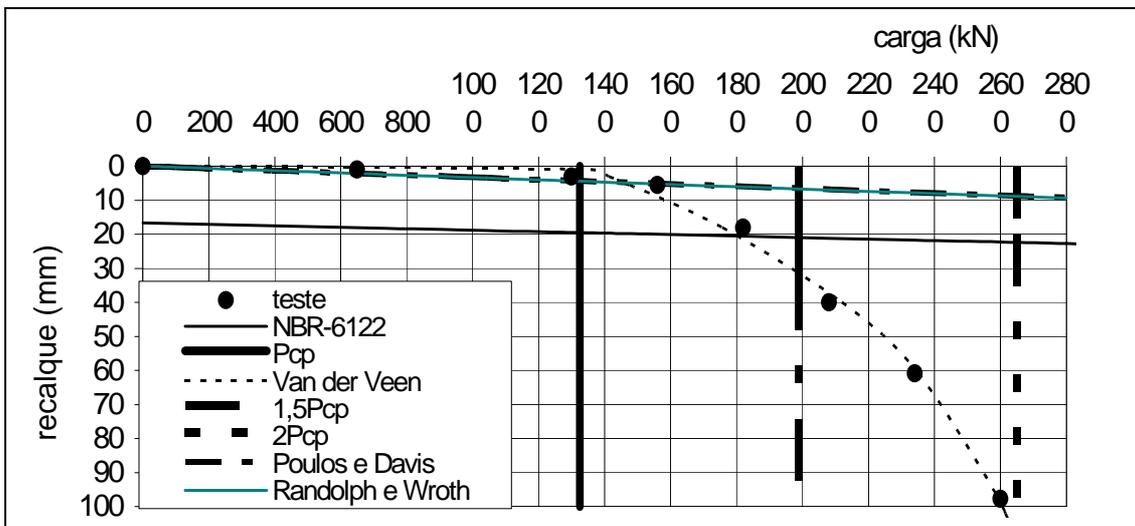


Figura A.123 – Estimativa carga x recalque – PC-126

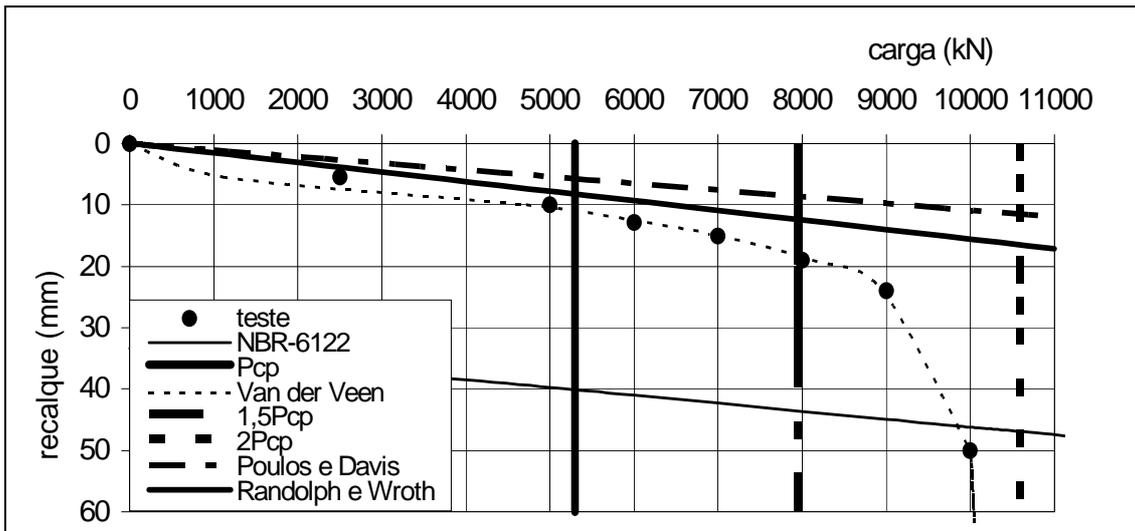


Figura A.124 – Estimativa carga x recalque – PC-127

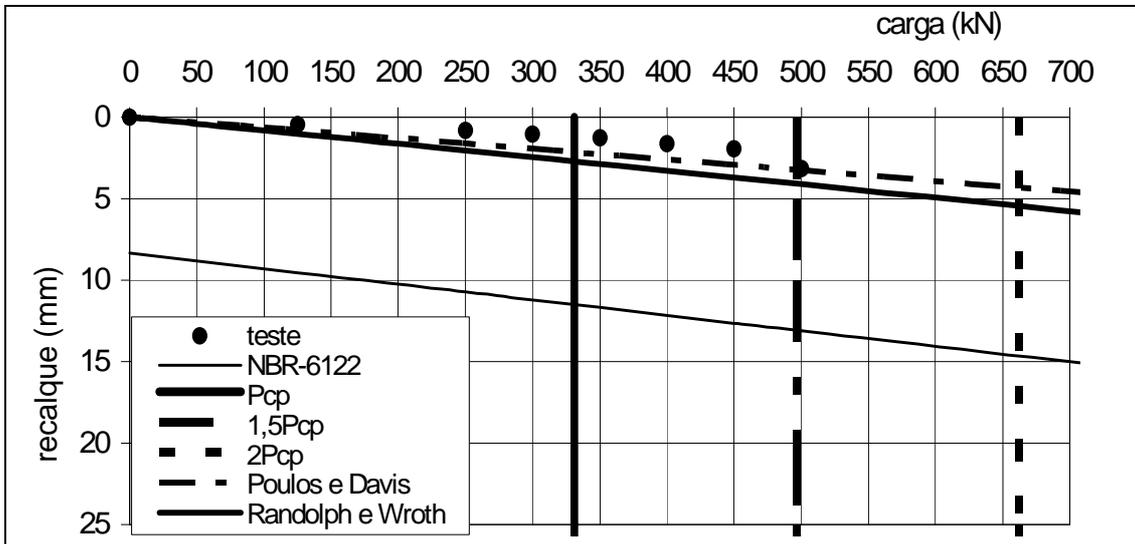


Figura A.125 – Estimativa carga x recalque – PC-128

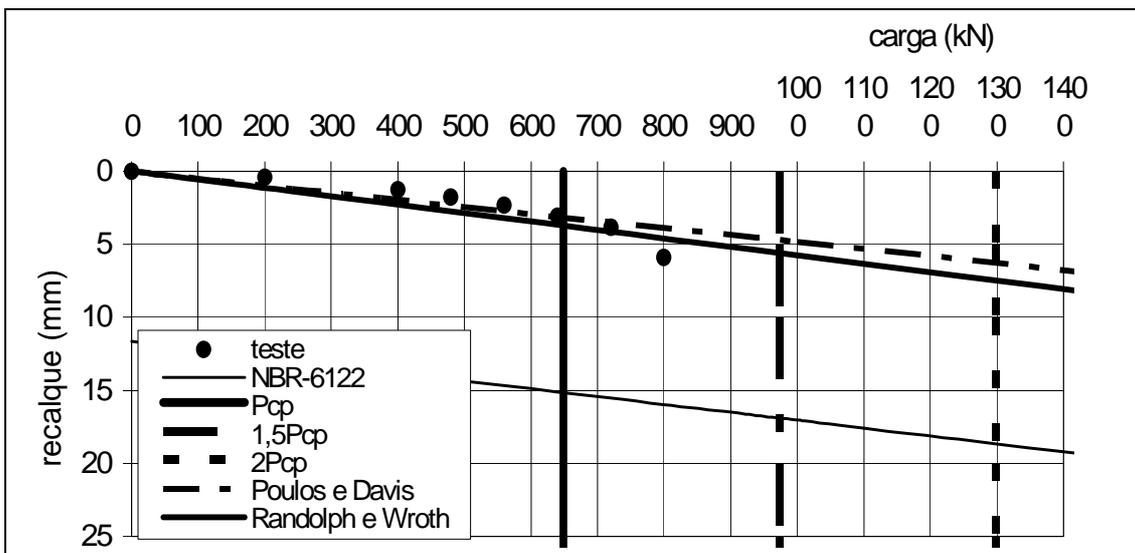


Figura A.126 – Estimativa carga x recalque – PC-129

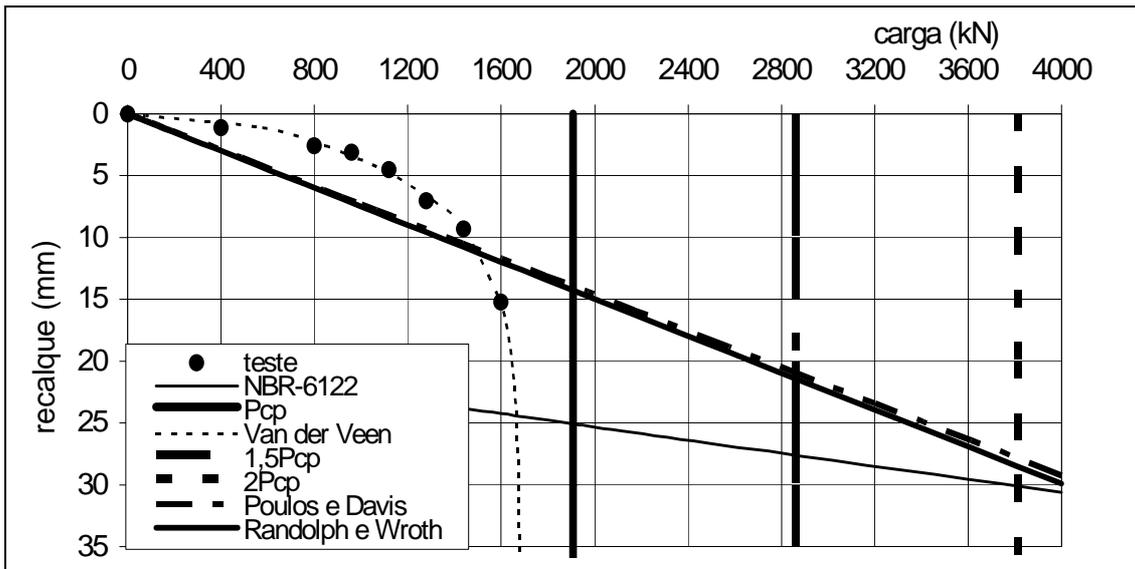


Figura A.127 – Estimativa carga x recalque – PC-130

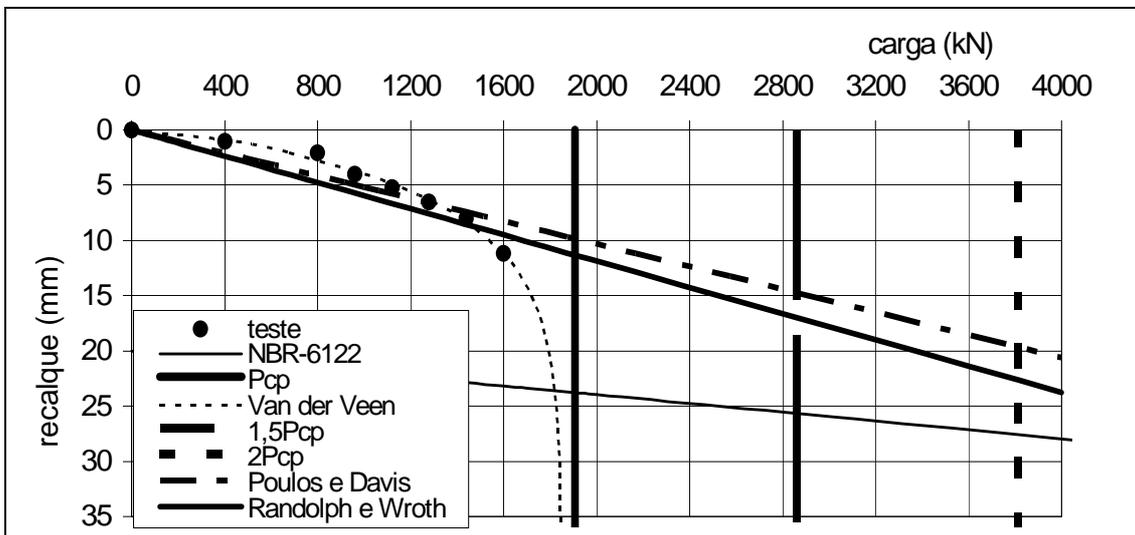


Figura A.128 – Estimativa carga x recalque – PC-131

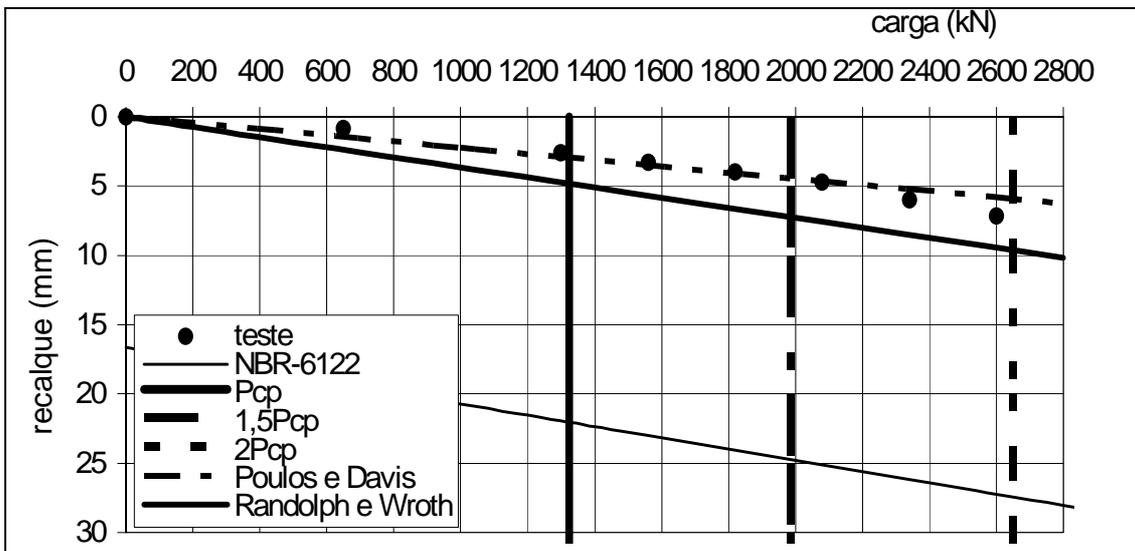


Figura A.129 – Estimativa carga x recalque – PC-132

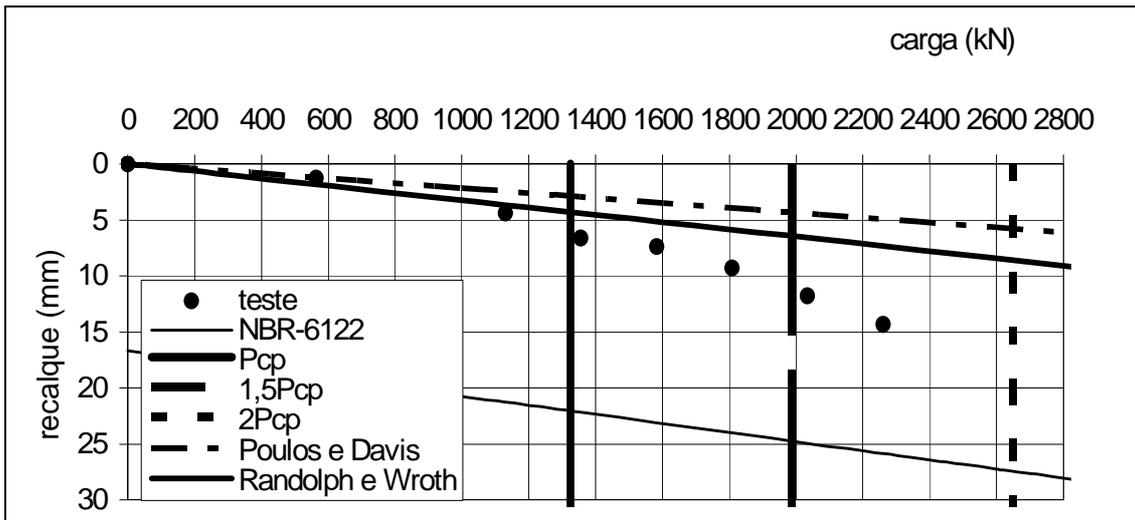


Figura A.130 – Estimativa carga x recalque – PC-133

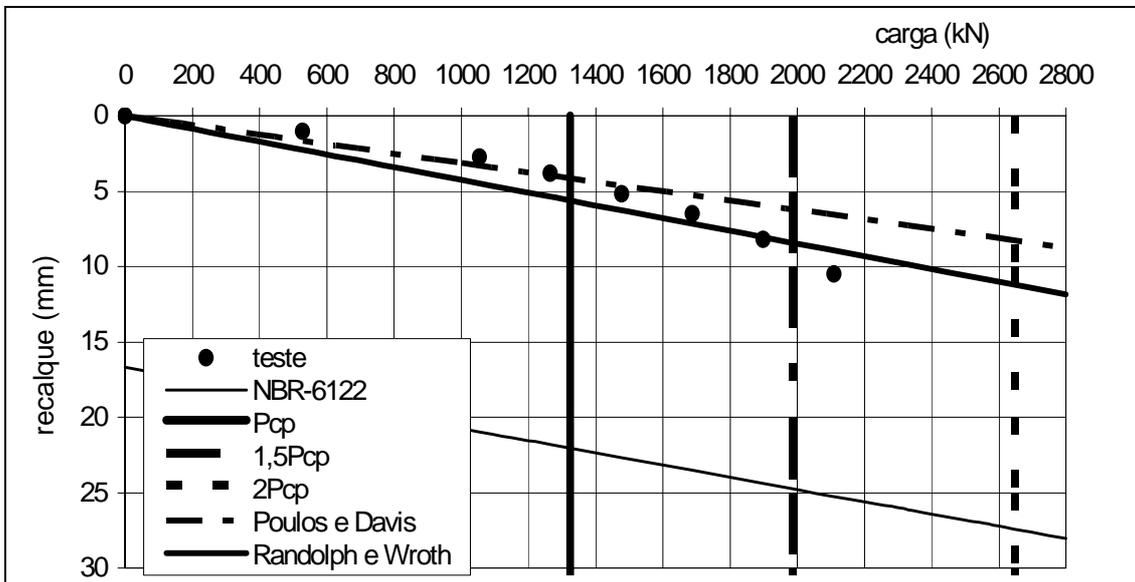


Figura A.131 – Estimativa carga x recalque – PC-134

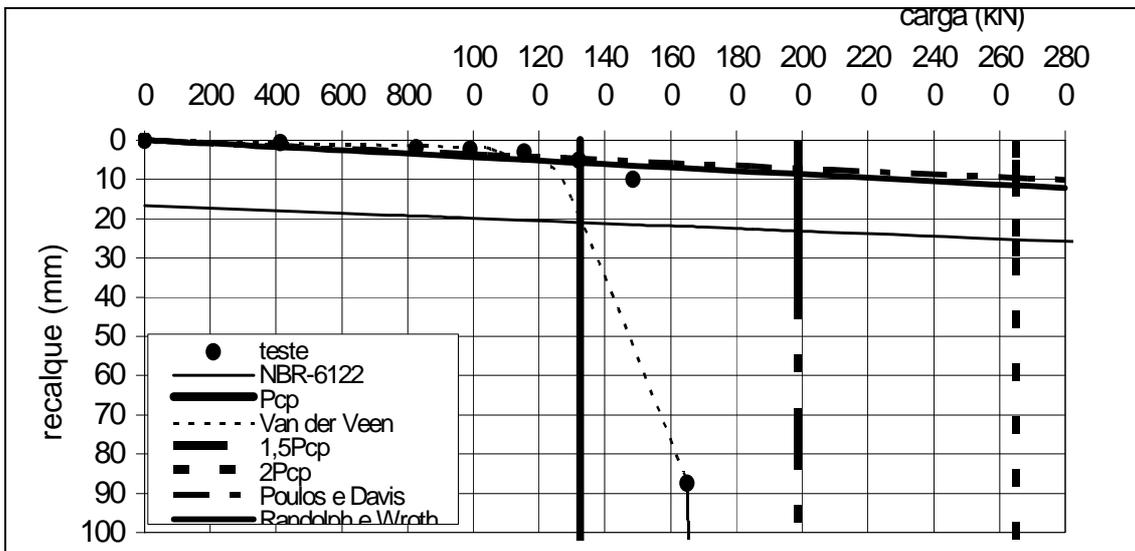


Figura A.132 – Estimativa carga x recalque – PC-135

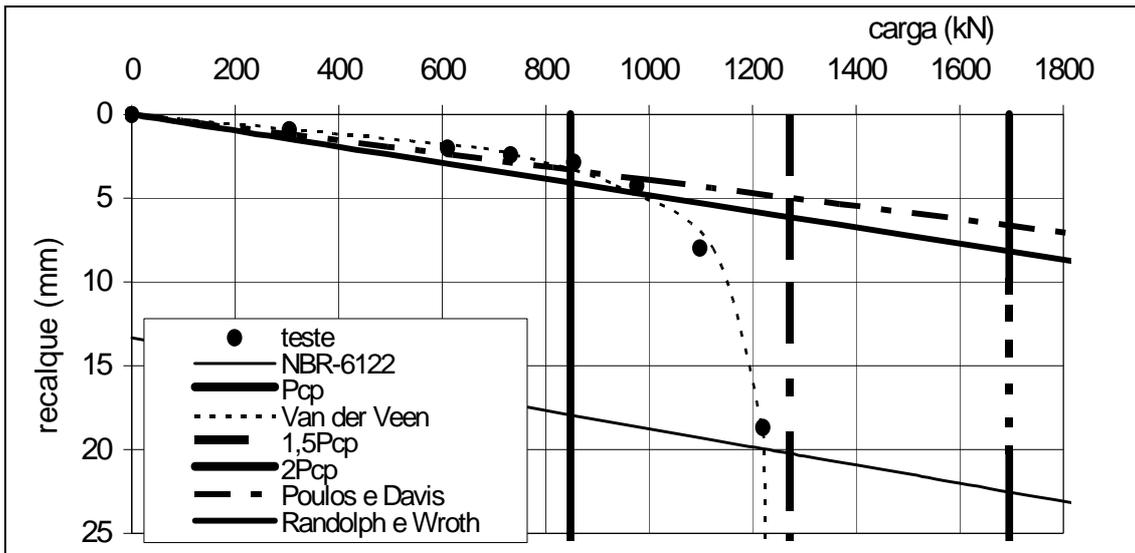


Figura A.133 – Estimativa carga x recalque – PC-136

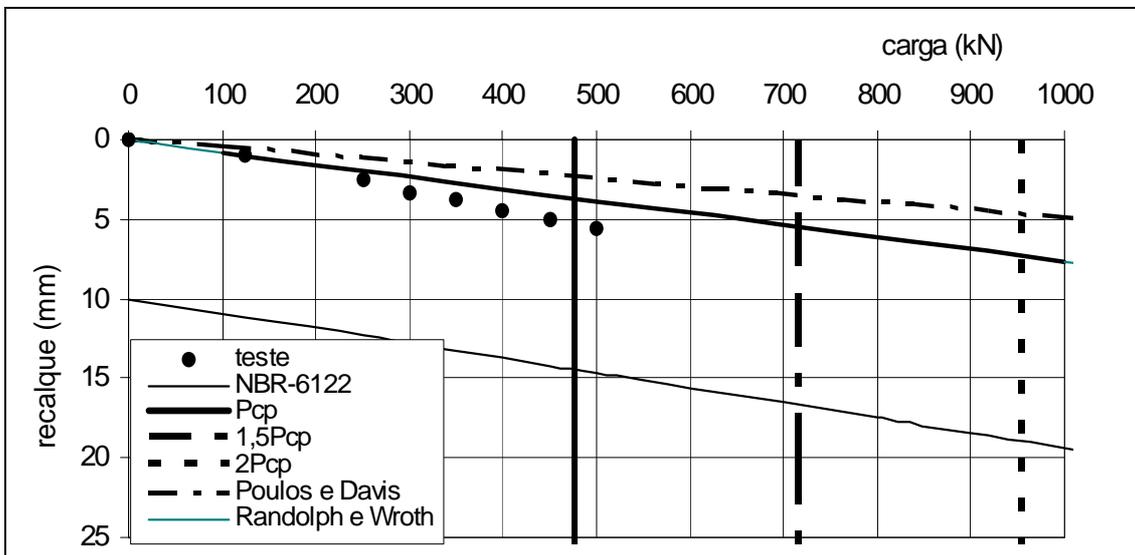


Figura A.134 – Estimativa carga x recalque – PC-137

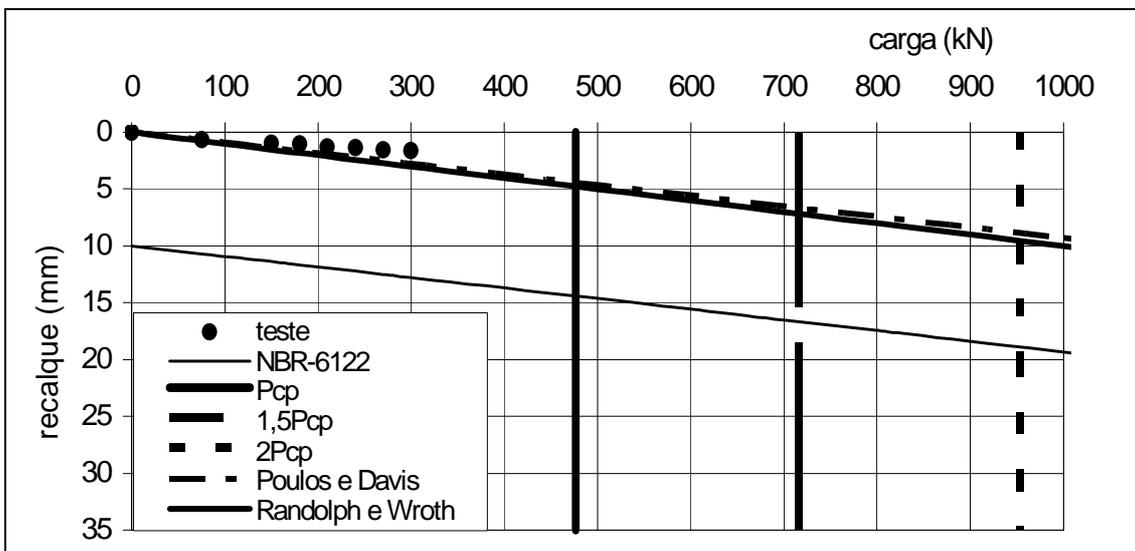


Figura A.135 – Estimativa carga x recalque – PC-138

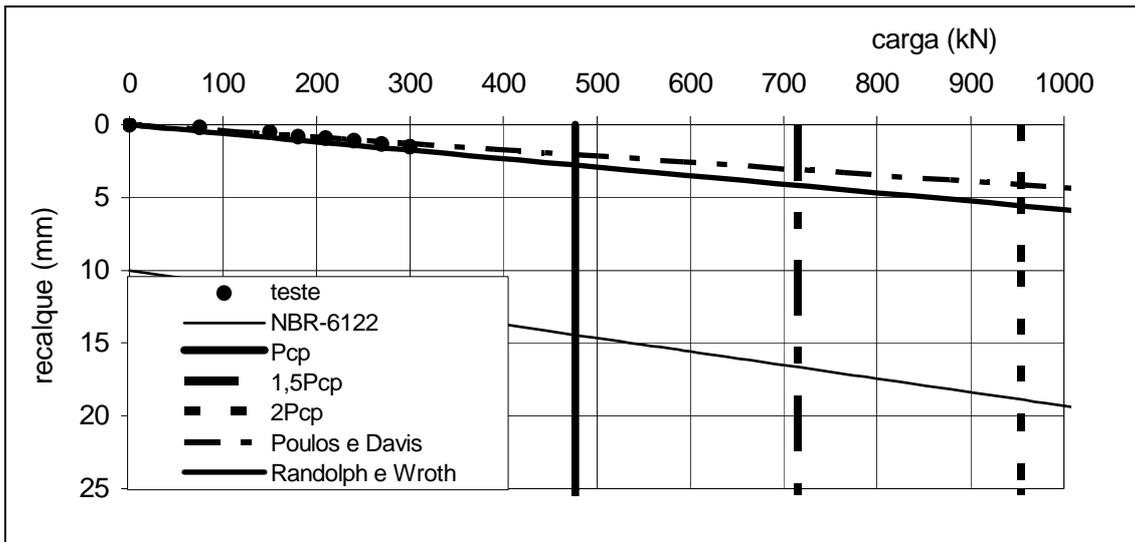


Figura A.136 – Estimativa carga x recalque – PC-139

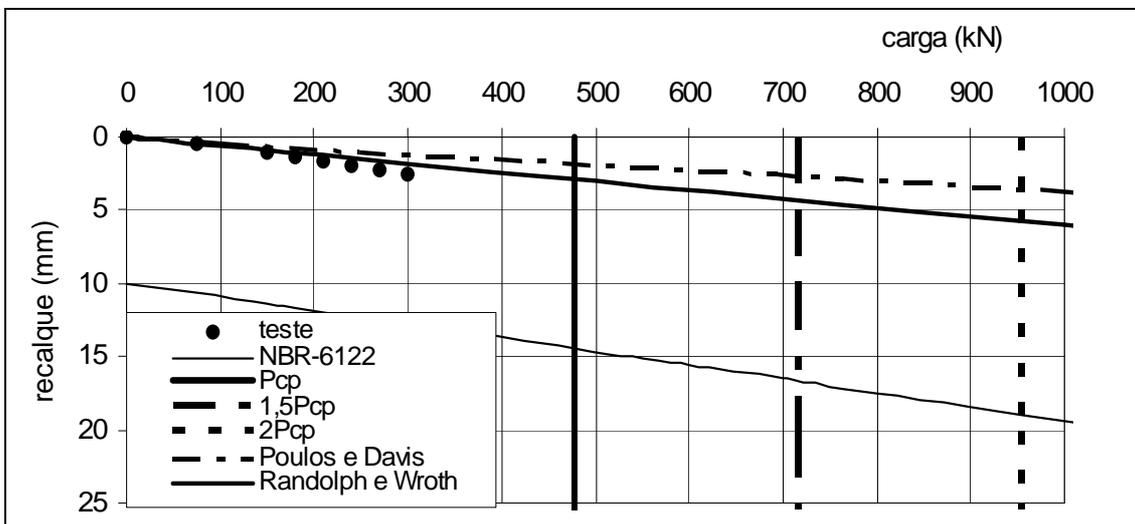


Figura A.137 – Estimativa carga x recalque – PC-140

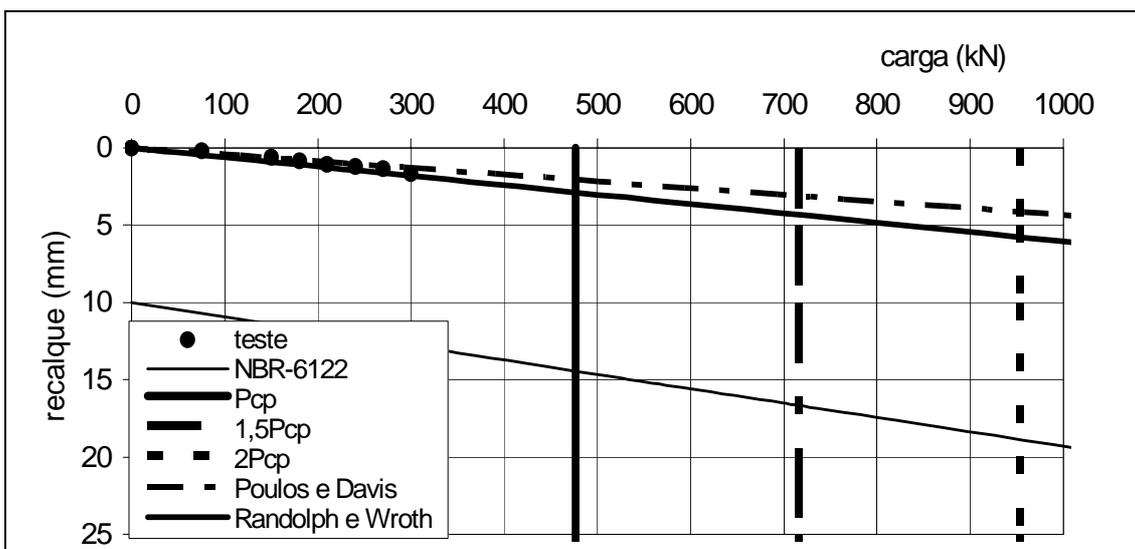


Figura A.138 – Estimativa carga x recalque – PC-141

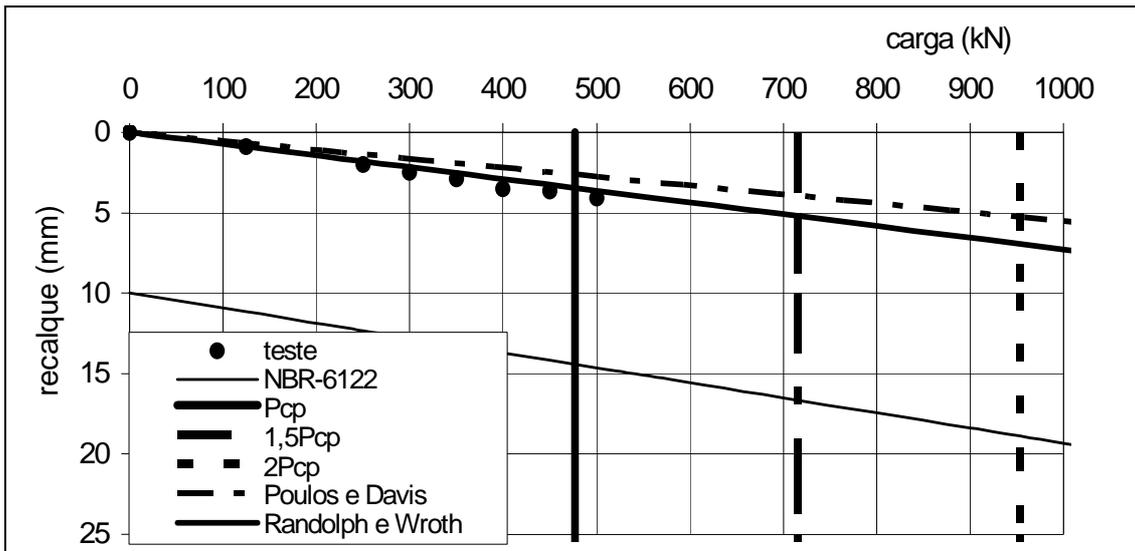


Figura A.139 – Estimativa carga x recalque – PC-142

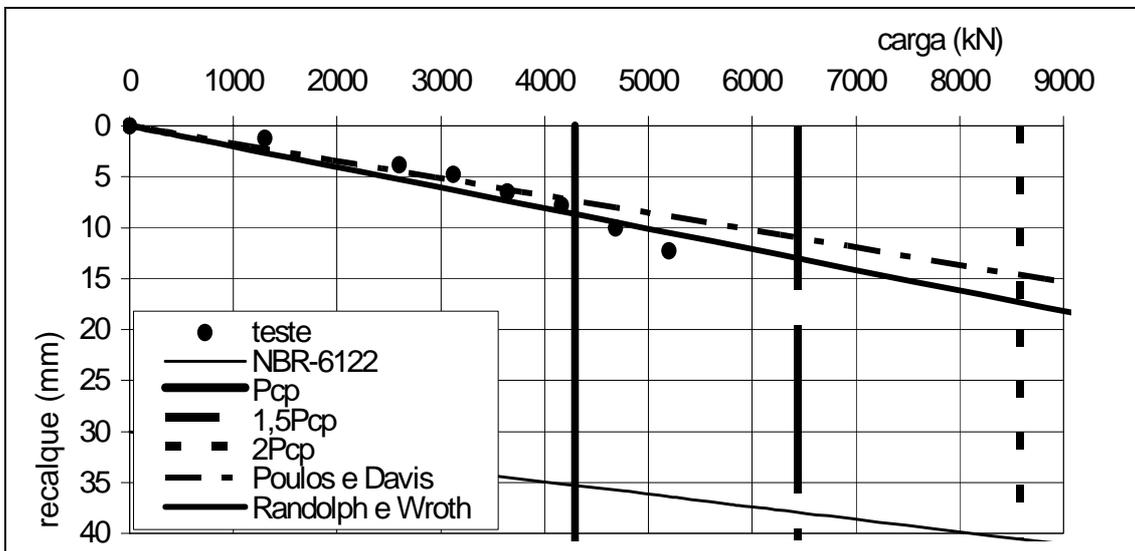


Figura A.140 – Estimativa carga x recalque – PC-143

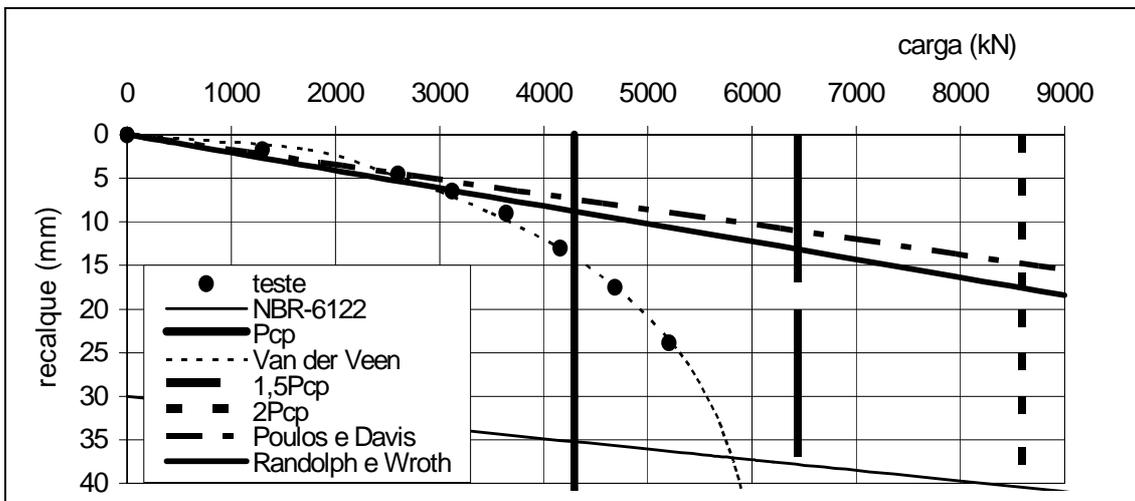


Figura A.141 – Estimativa carga x recalque – PC-144

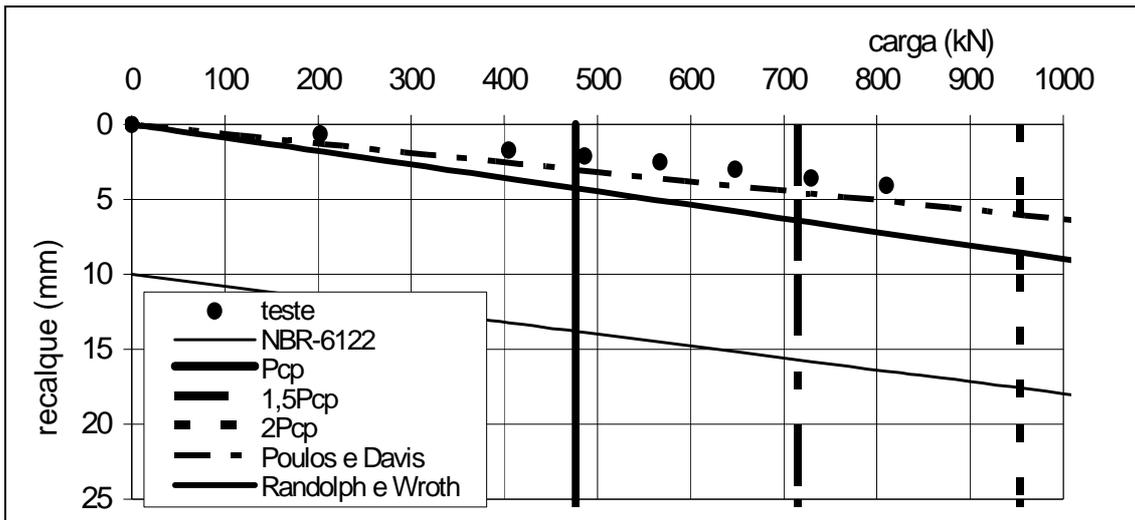


Figura A.142 – Estimativa carga x recalque – PC-145

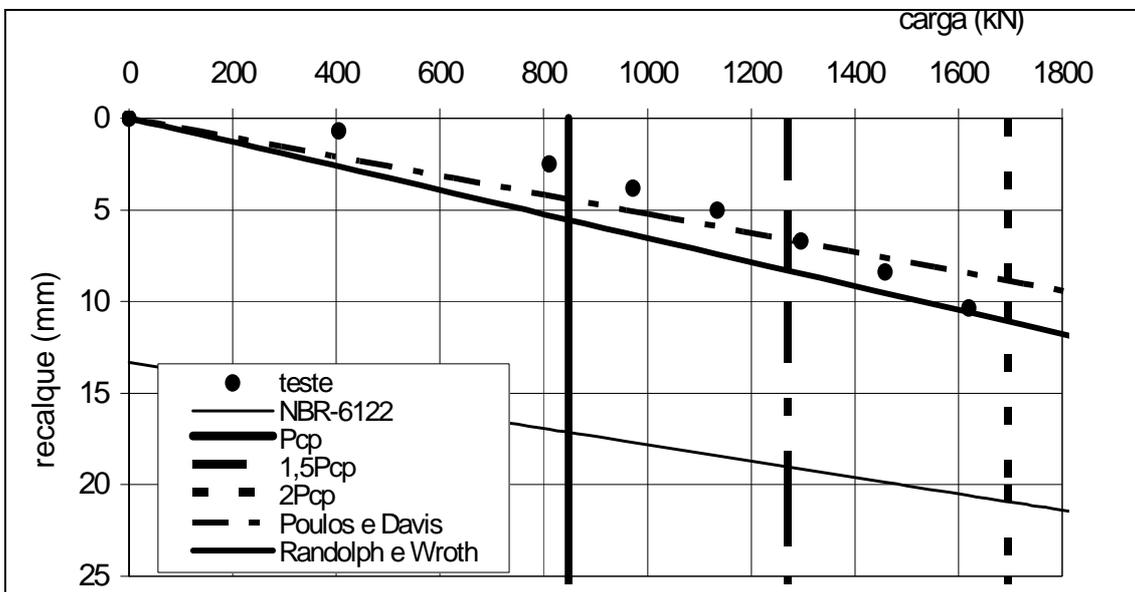


Figura A.143 – Estimativa carga x recalque – PC-146

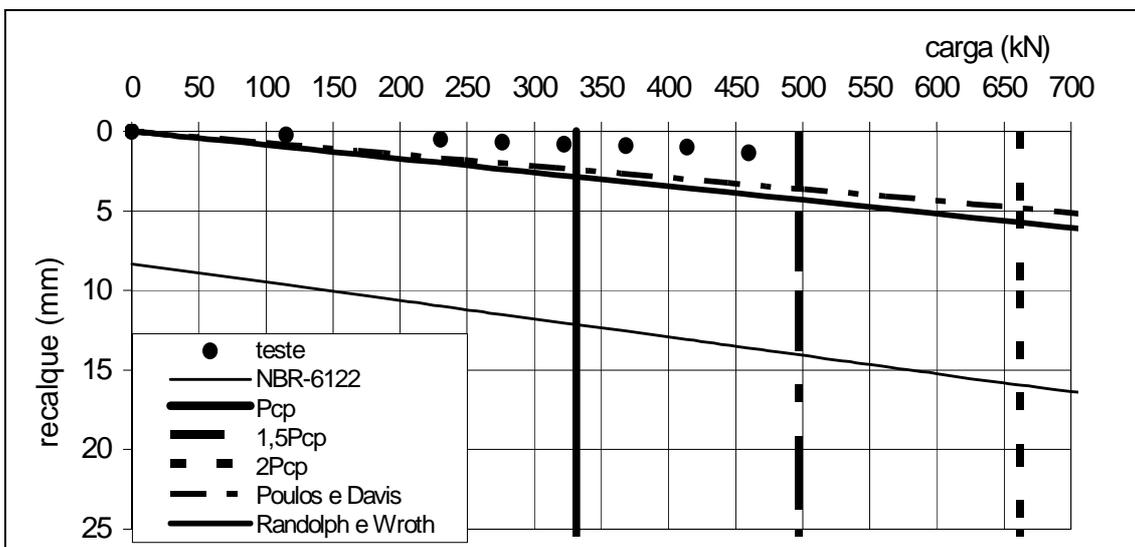


Figura A.144 – Estimativa carga x recalque – PC-147

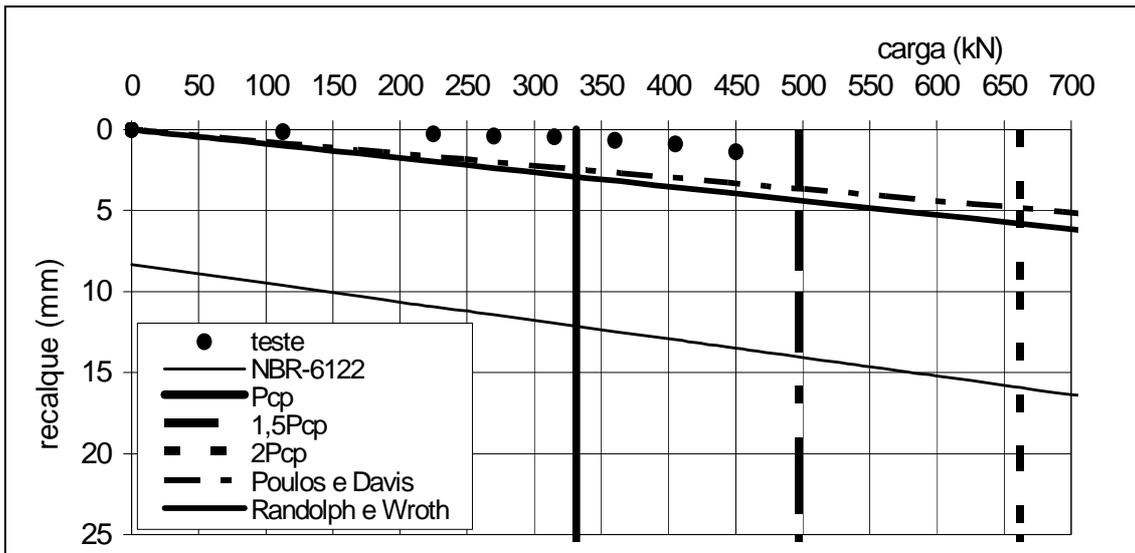


Figura A.145 – Estimativa carga x recalque – PC-148

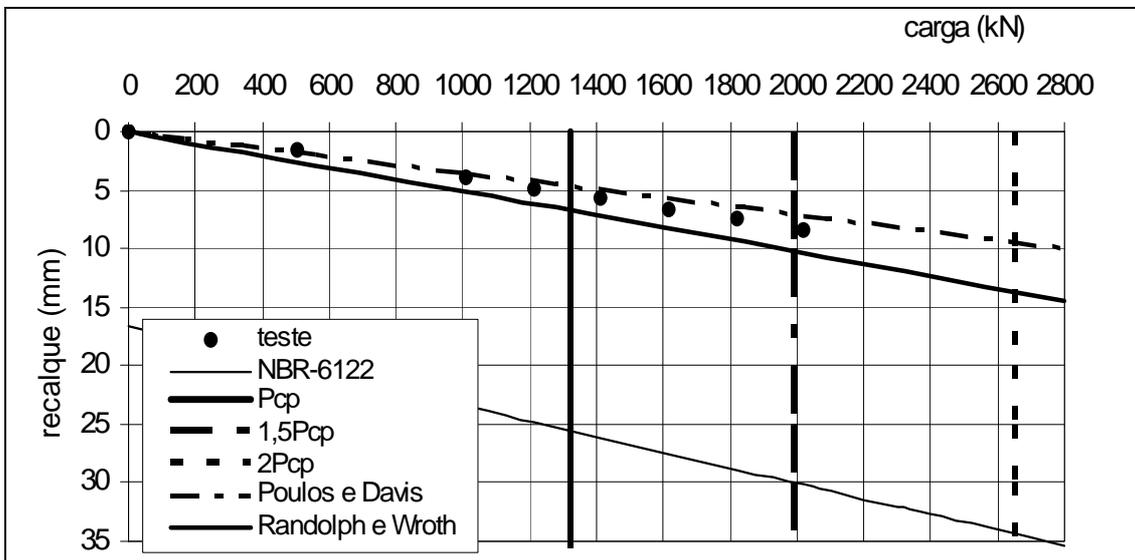


Figura A.146 – Estimativa carga x recalque – PC-149

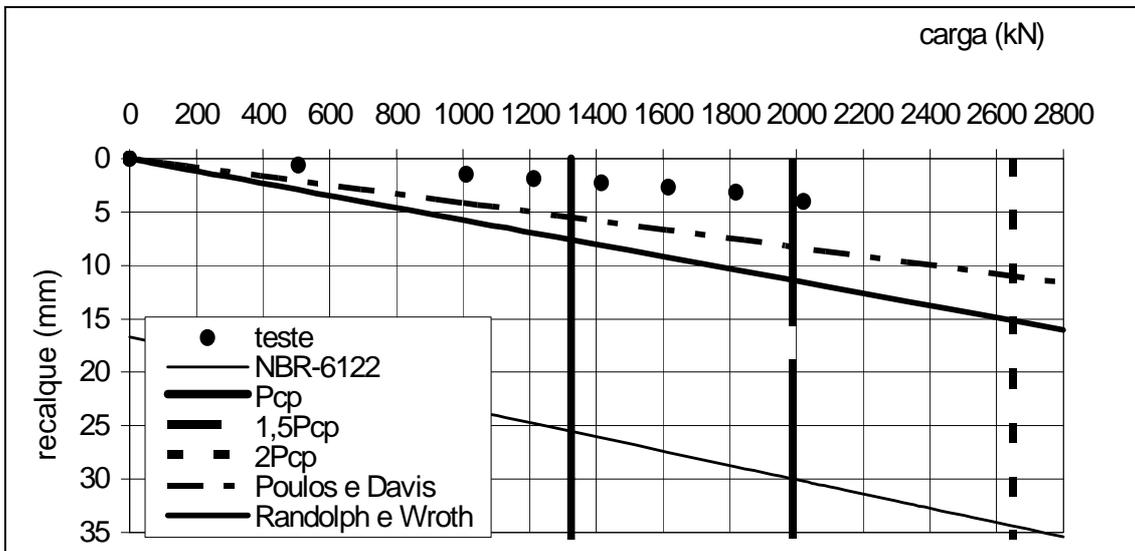


Figura A.147 – Estimativa carga x recalque – PC-150

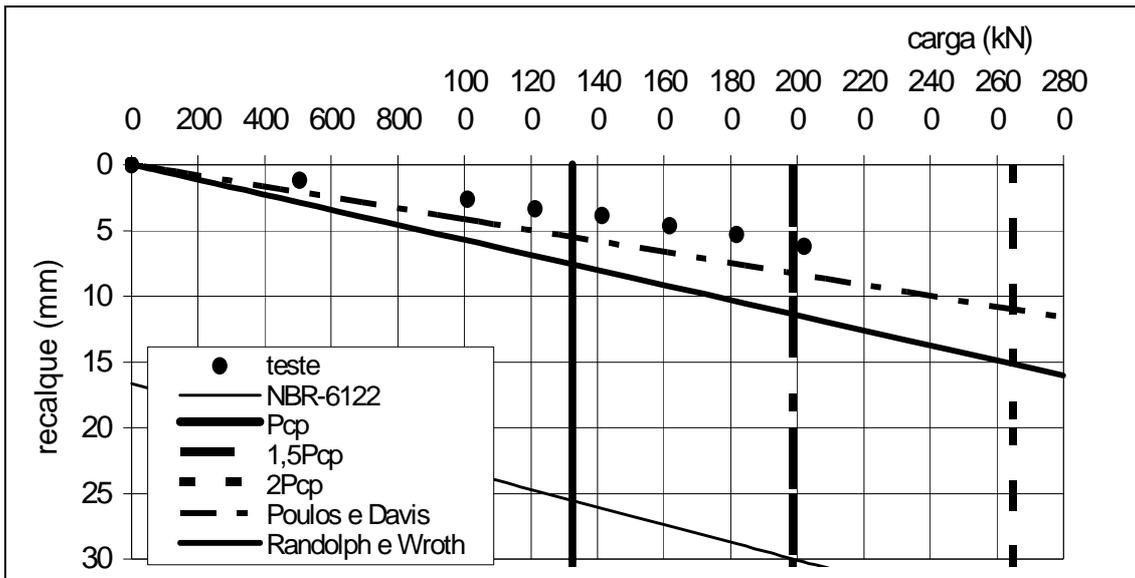


Figura A.148 – Estimativa carga x recalque – PC-151

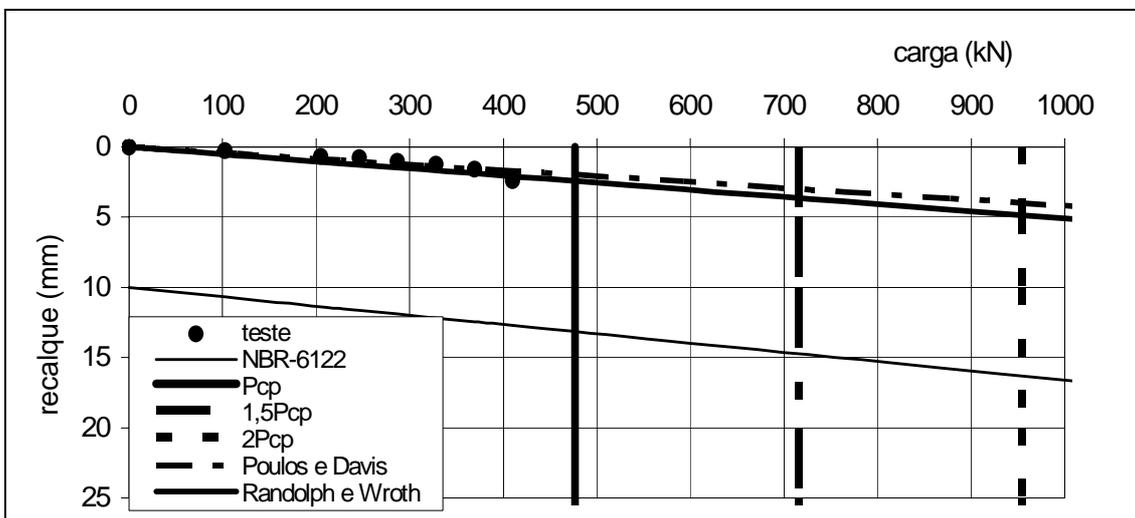


Figura A.149 – Estimativa carga x recalque – PC-152

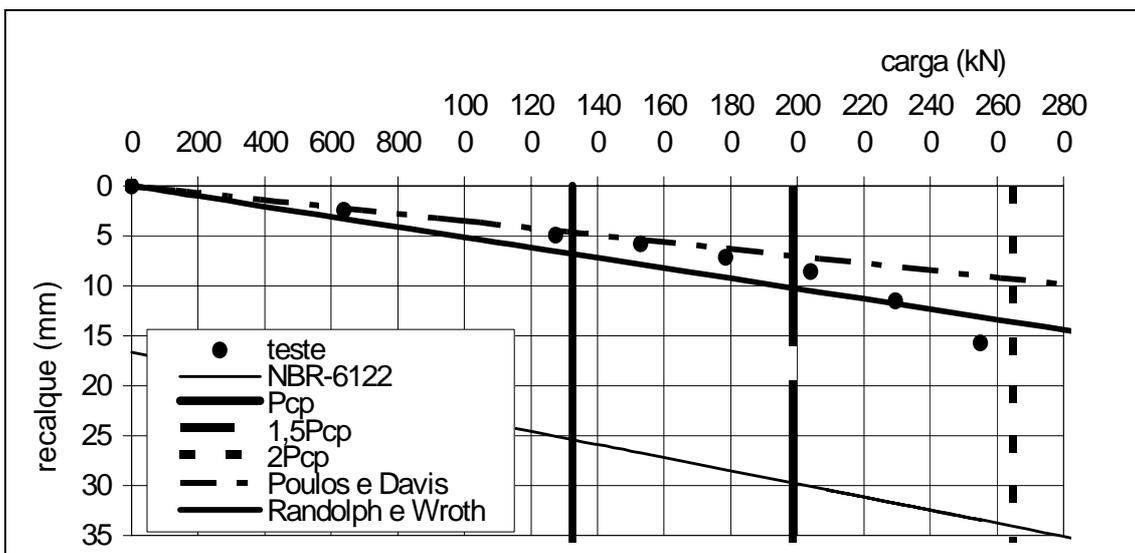


Figura A.150 – Estimativa carga x recalque – PC-153

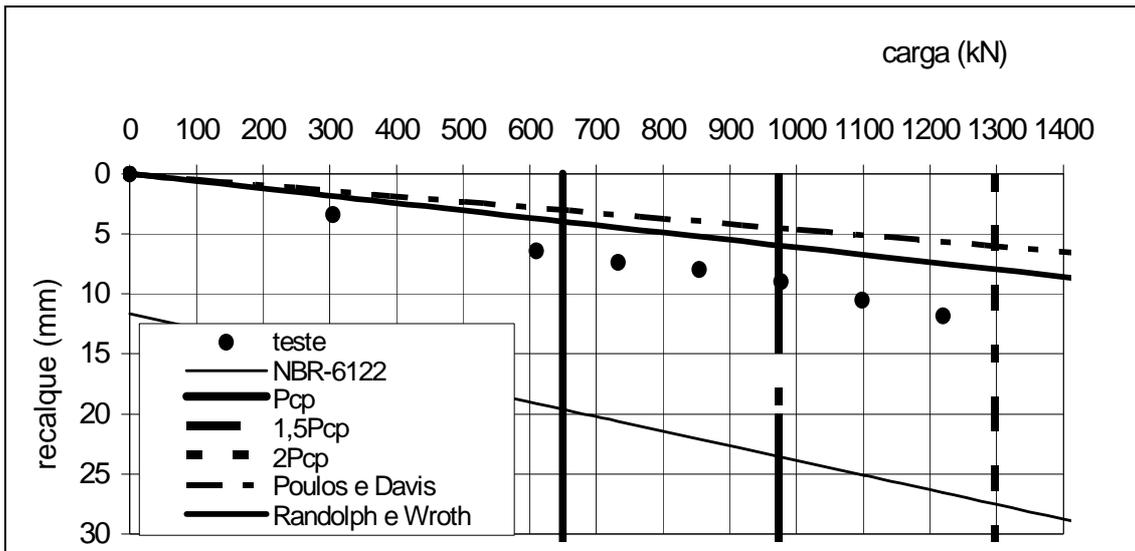


Figura A.151 – Estimativa carga x recalque – PC-154

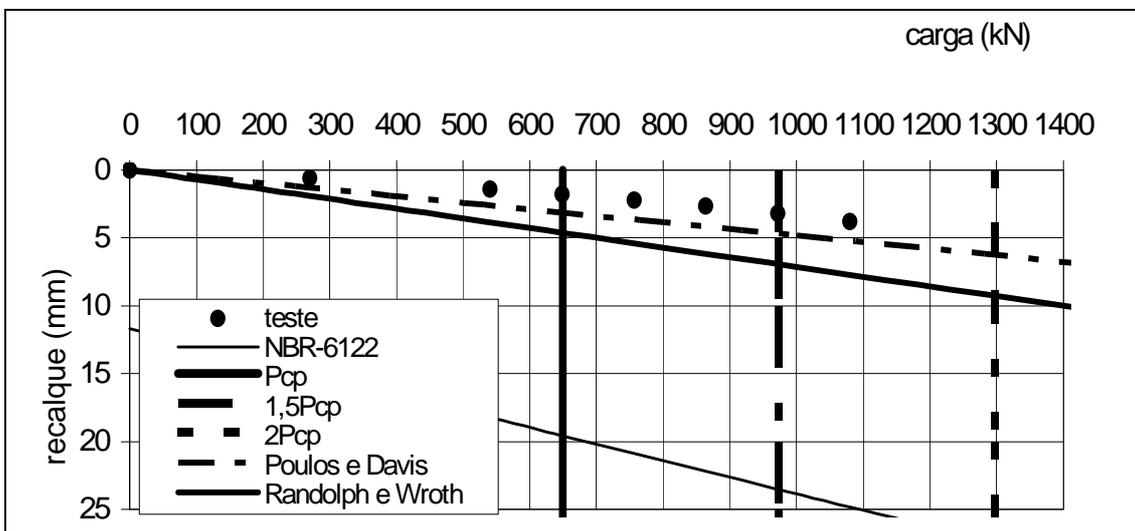


Figura A.152 – Estimativa carga x recalque – PC-155

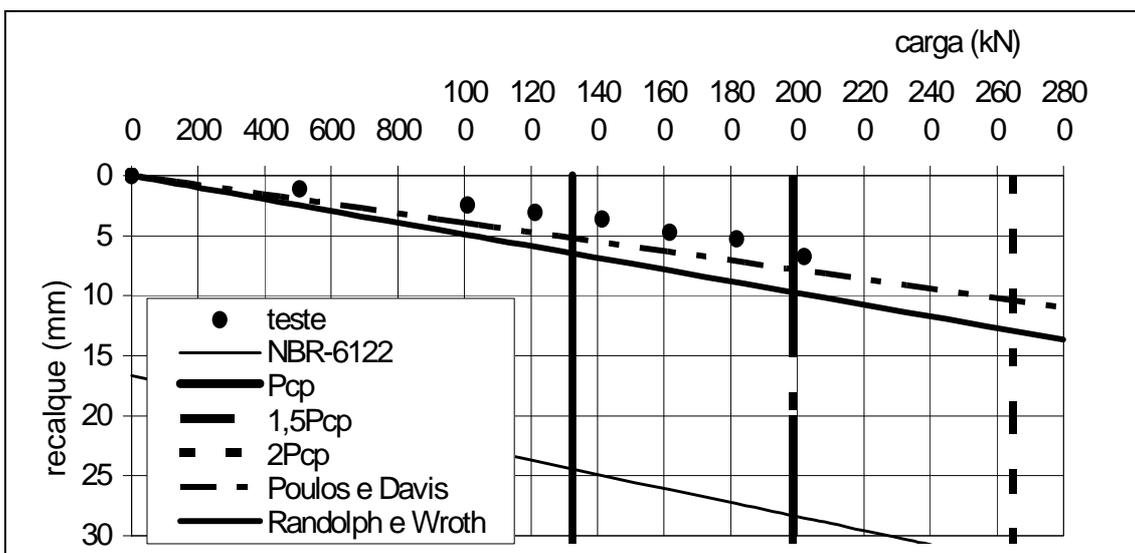


Figura A.153 – Estimativa carga x recalque – PC-156

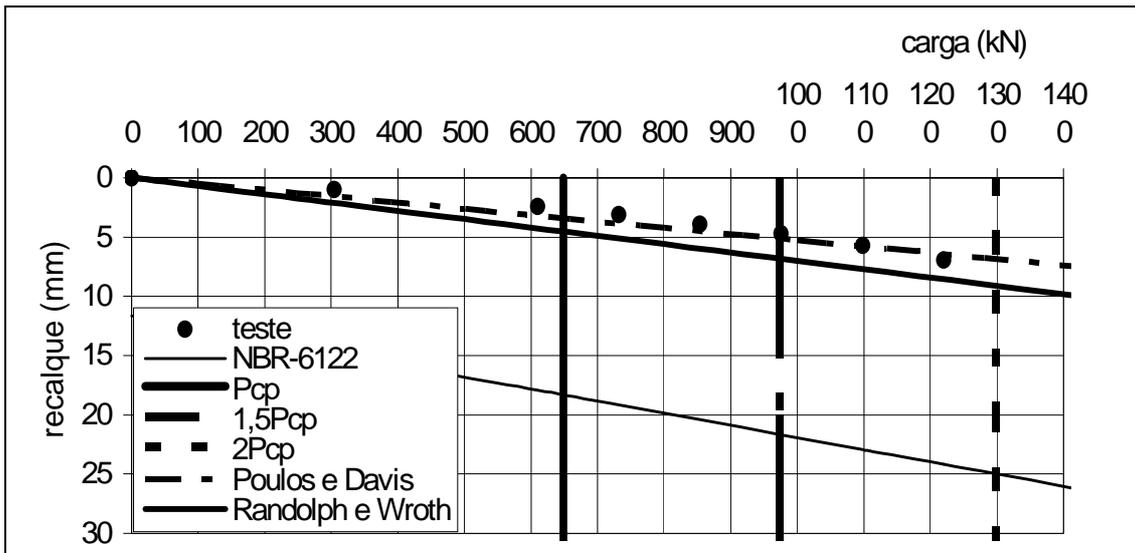


Figura A.154 – Estimativa carga x recalque – PC-159

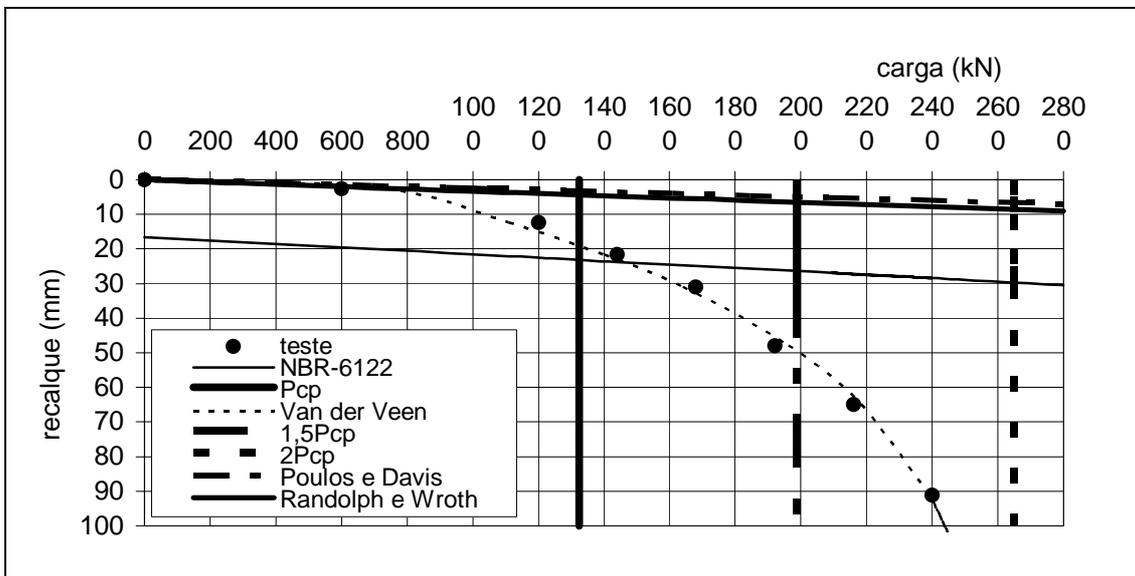


Figura A.155 – Estimativa carga x recalque – PC-160

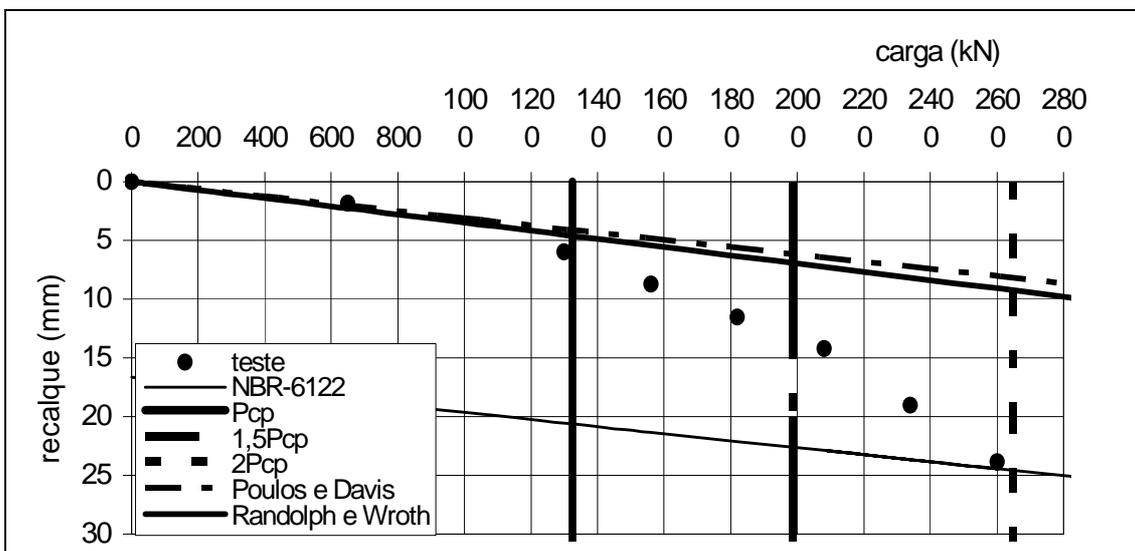


Figura A.156 – Estimativa carga x recalque – PC-161

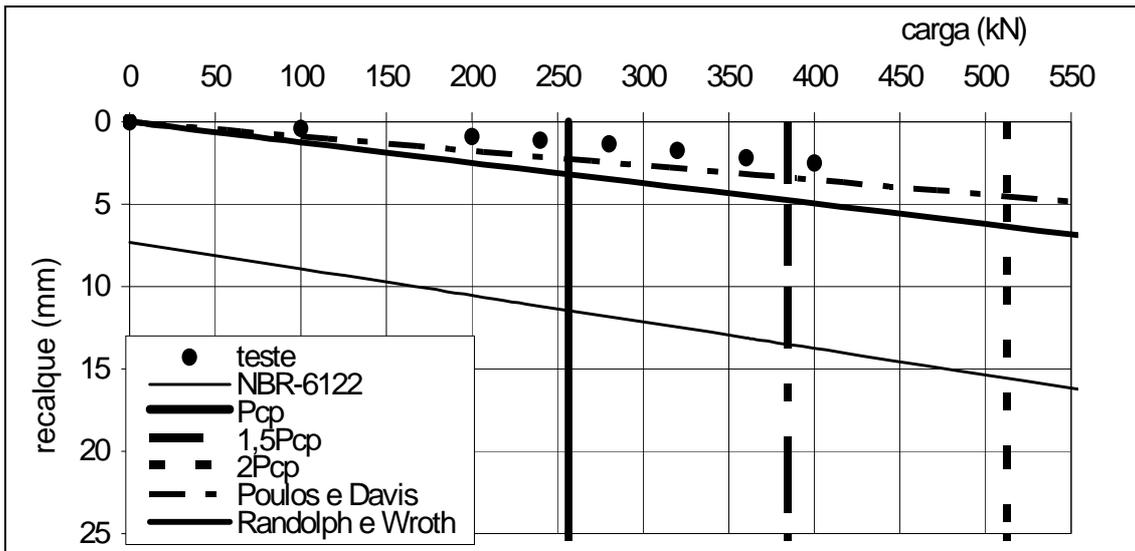


Figura A.157 – Estimativa carga x recalque – PC-162

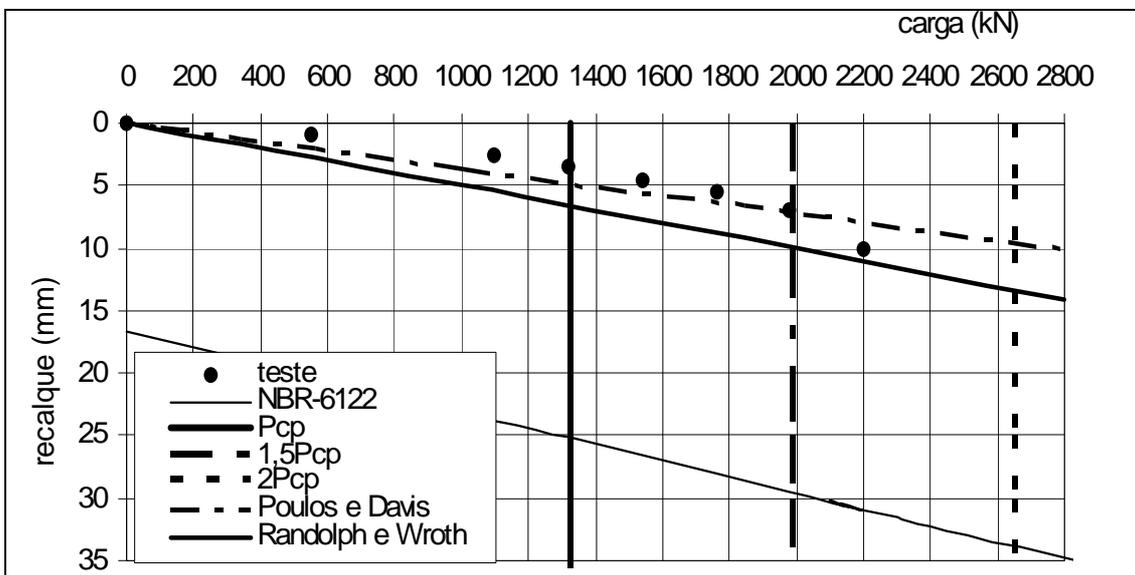


Figura A.158 – Estimativa carga x recalque – PC-163

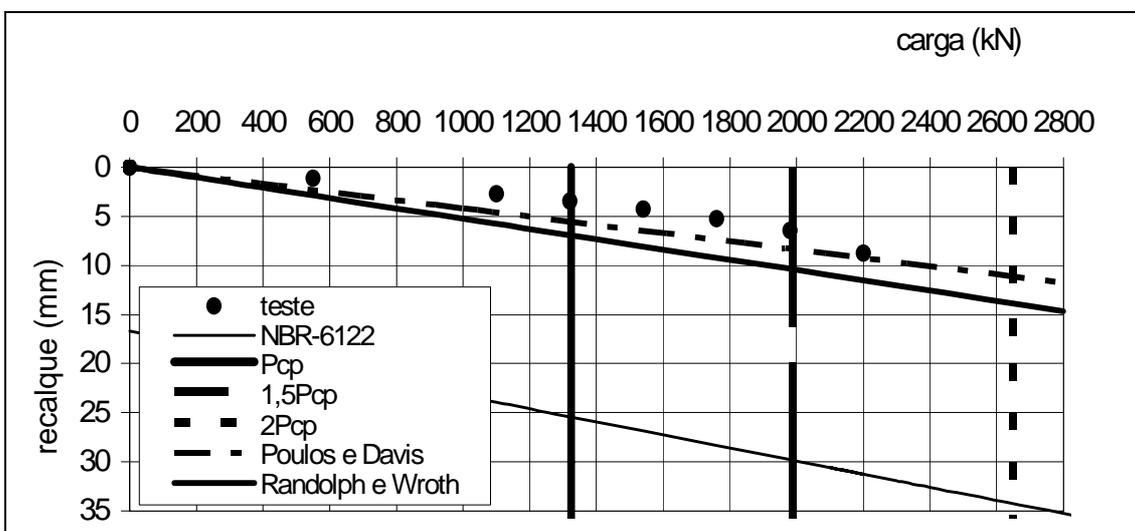


Figura A.159 – Estimativa carga x recalque – PC-164

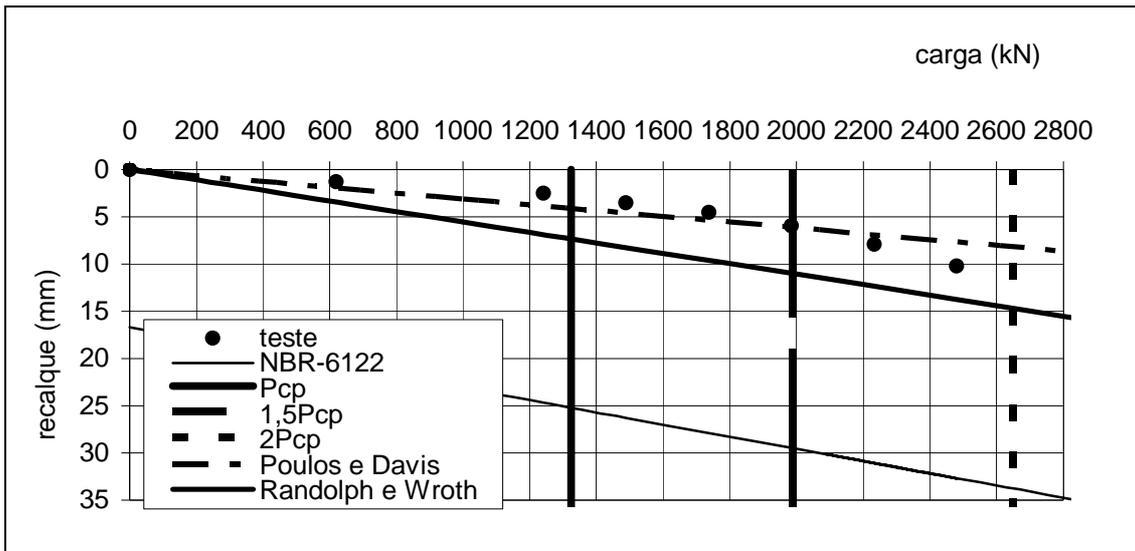


Figura A.160 – Estimativa carga x recalque – PC-165

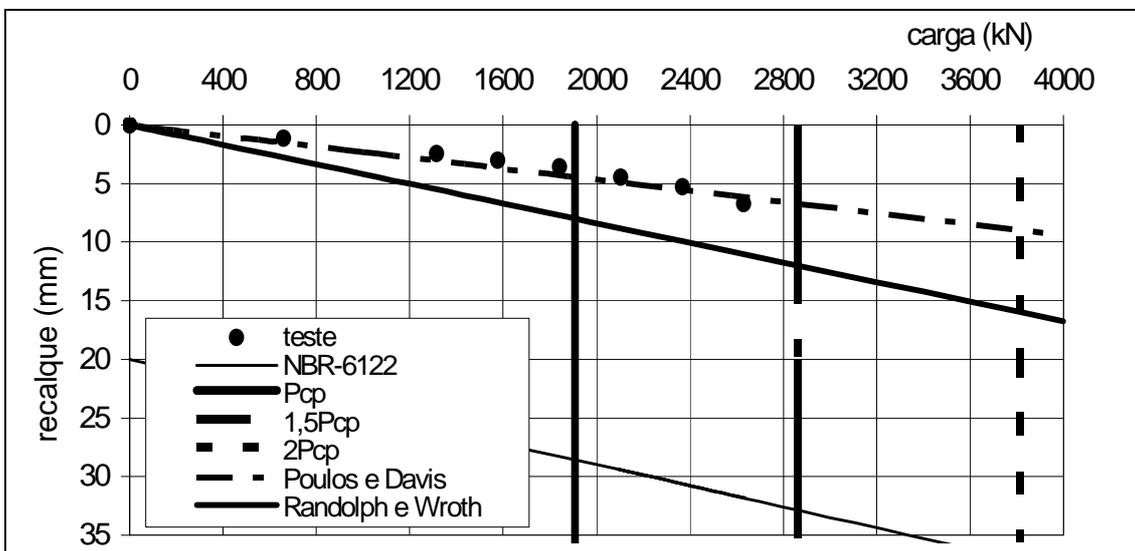


Figura A.161 – Estimativa carga x recalque – PC-166

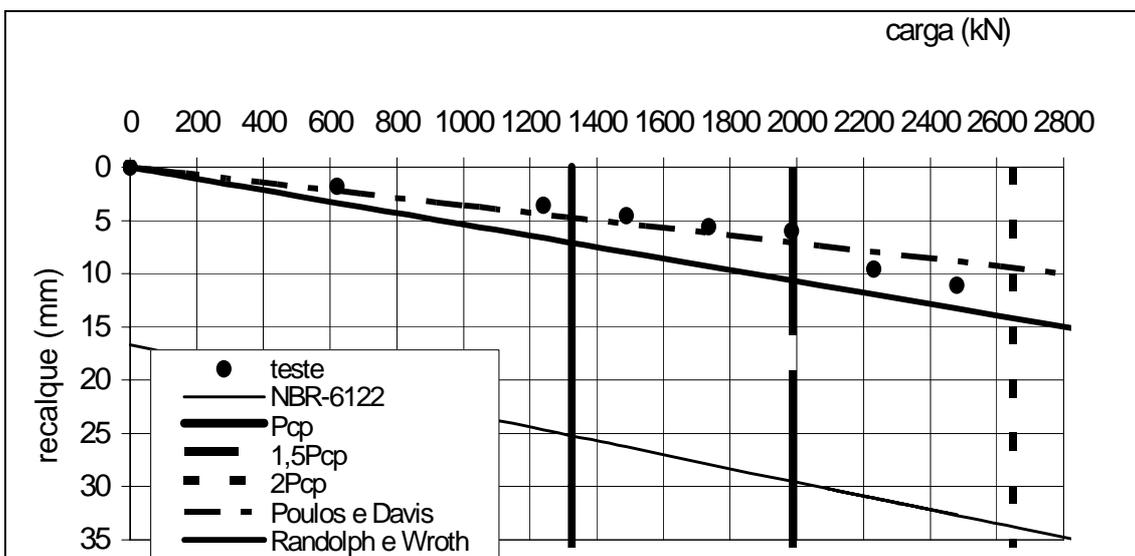


Figura A.162 – Estimativa carga x recalque – PC-167

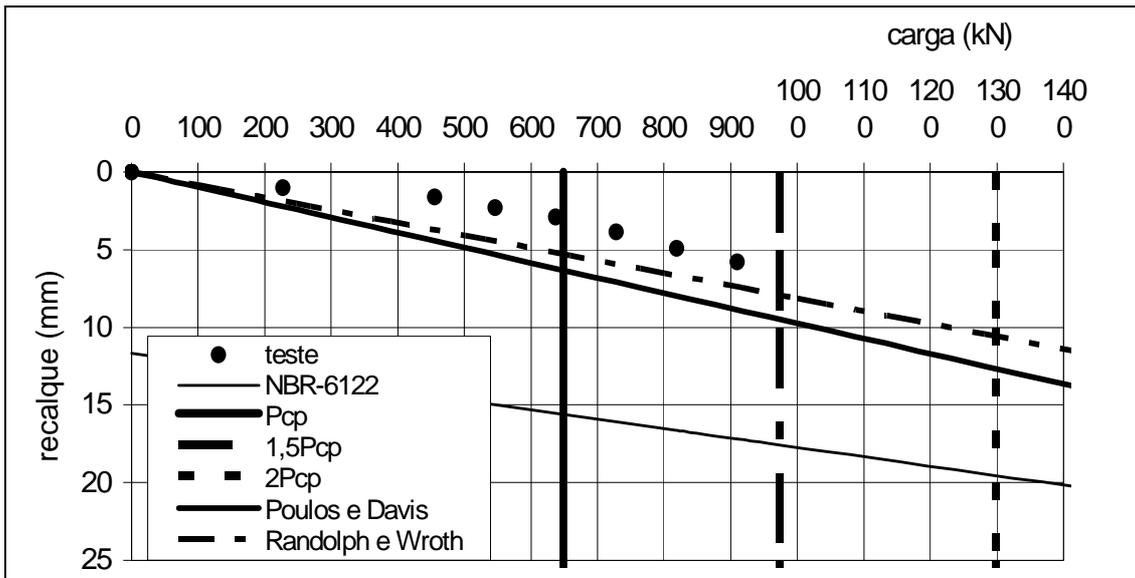


Figura A.163 – Estimativa carga x recalque – PC-168

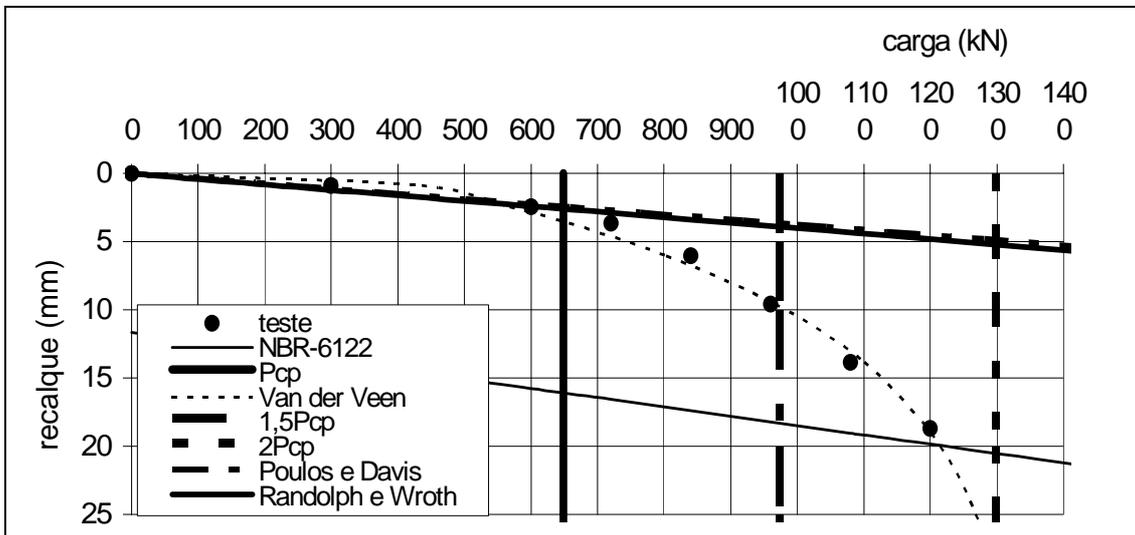


Figura A.164 – Estimativa carga x recalque – PC-169

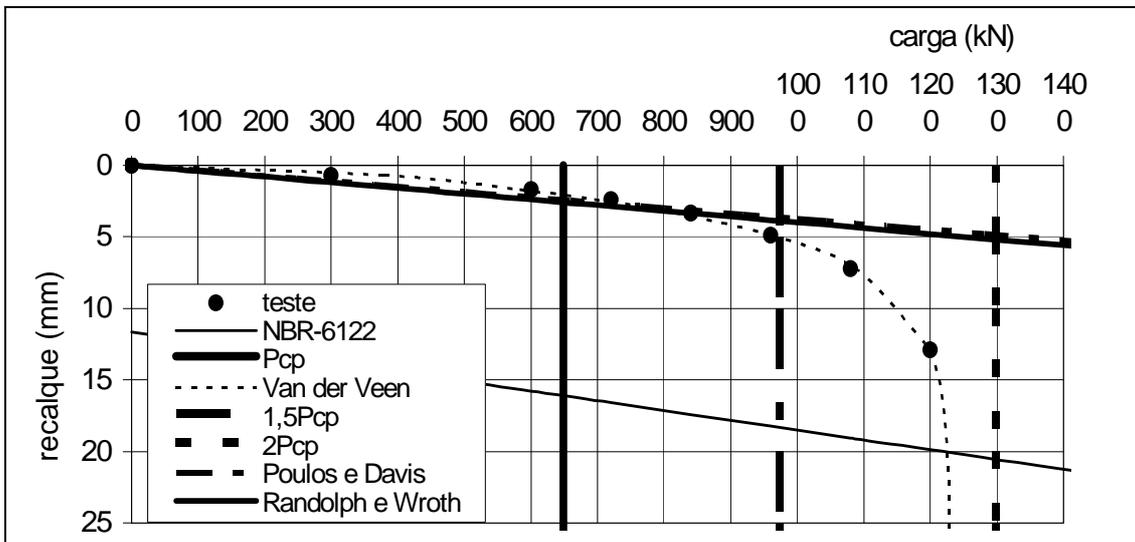


Figura A.165 – Estimativa carga x recalque – PC-170

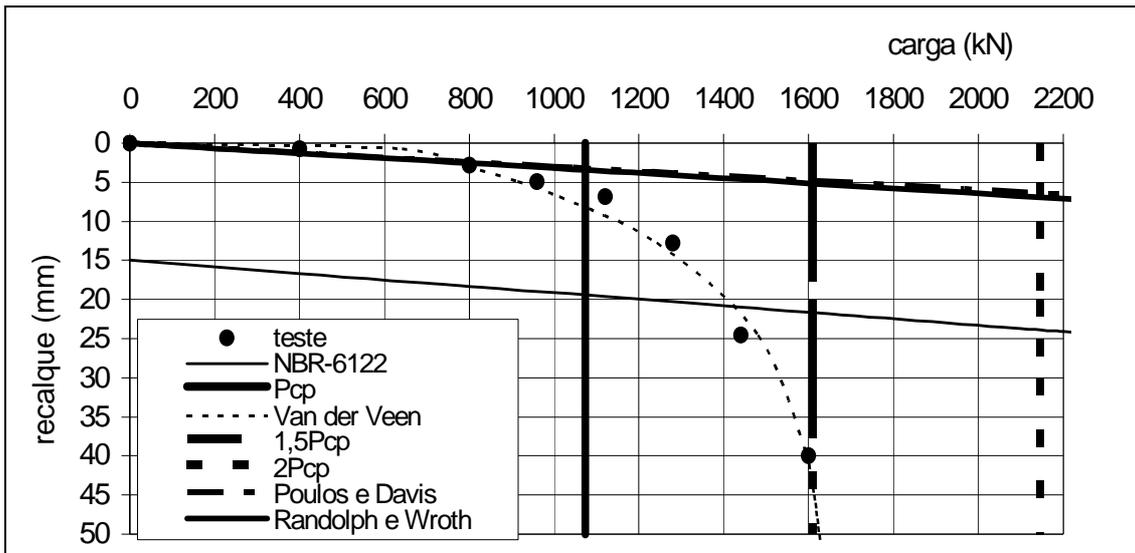


Figura A.166 – Estimativa carga x recalque – PC-171

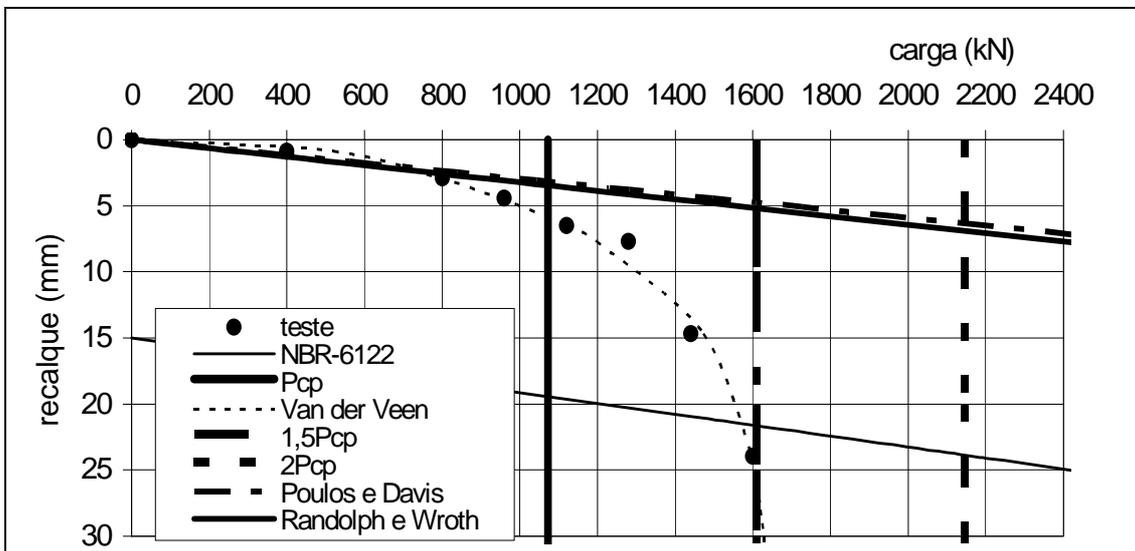


Figura A.167 – Estimativa carga x recalque – PC-172

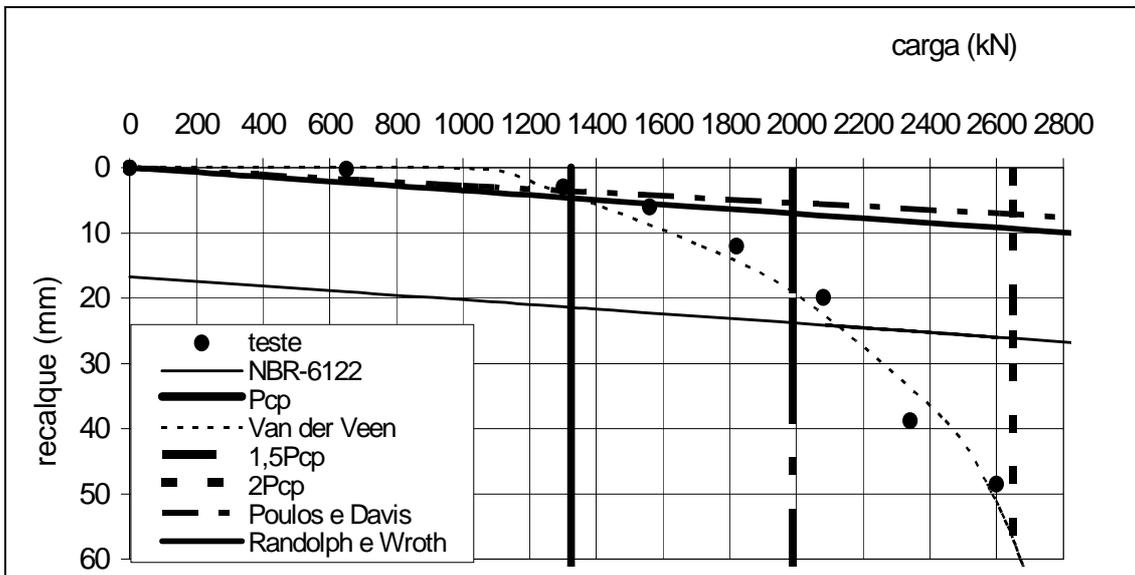


Figura A.168 – Estimativa carga x recalque – PC-173

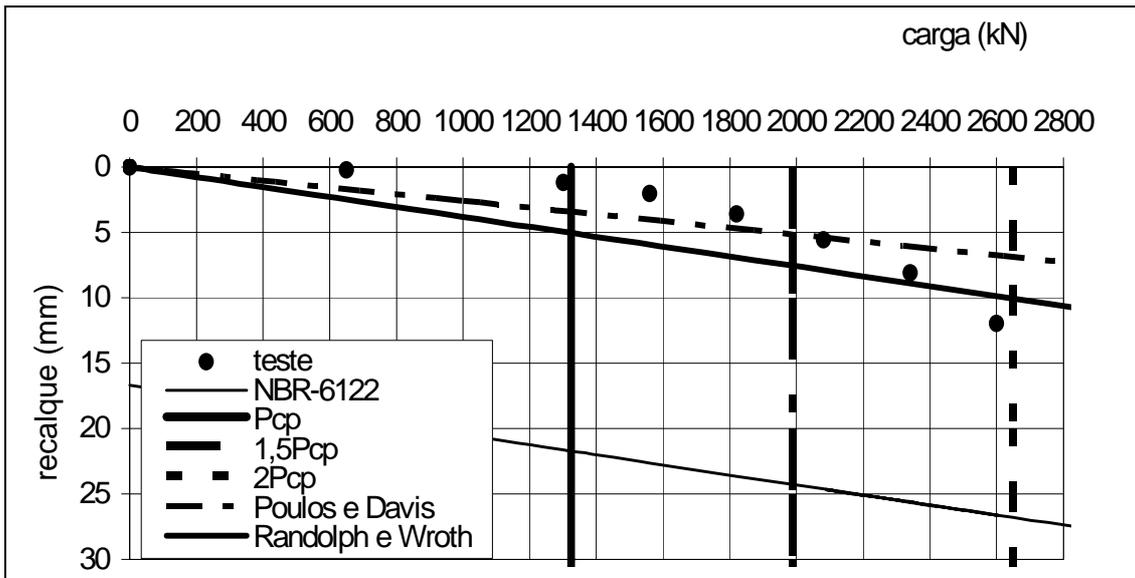


Figura A.169 – Estimativa carga x recalque – PC-174

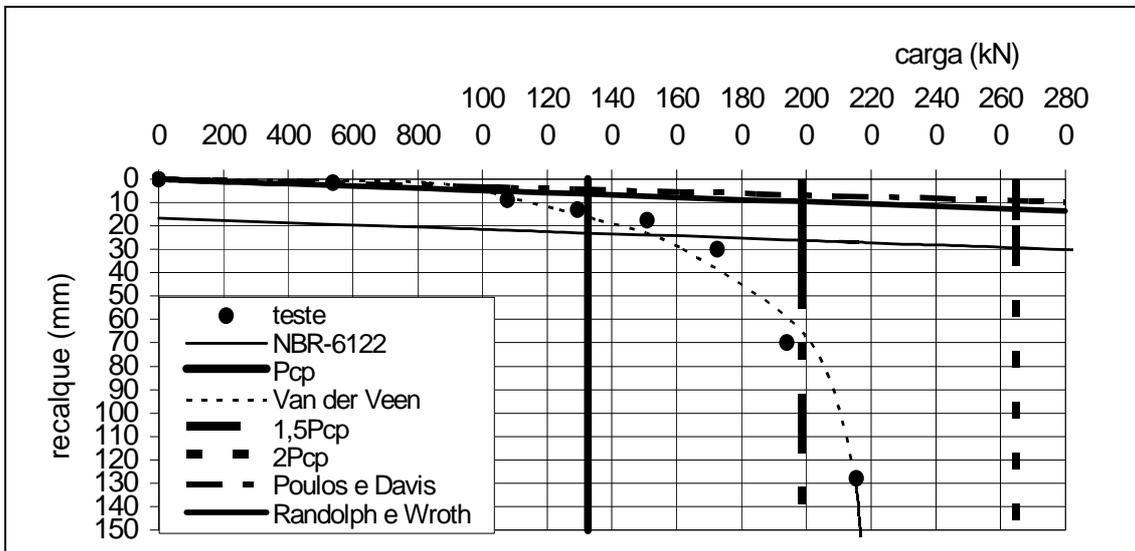


Figura A.170 – Estimativa carga x recalque – PC-175

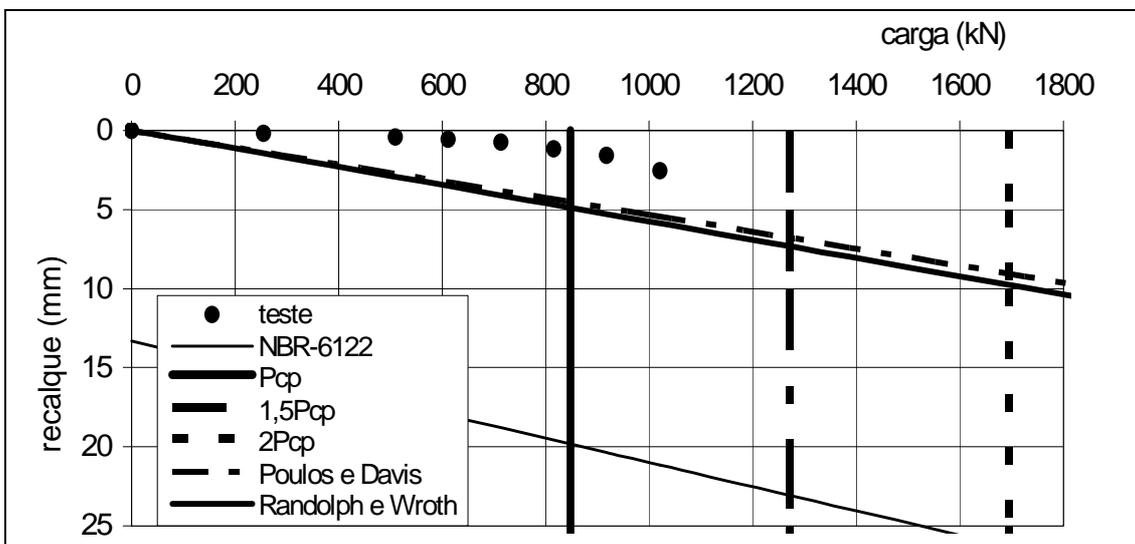


Figura A.171 – Estimativa carga x recalque – PC-176

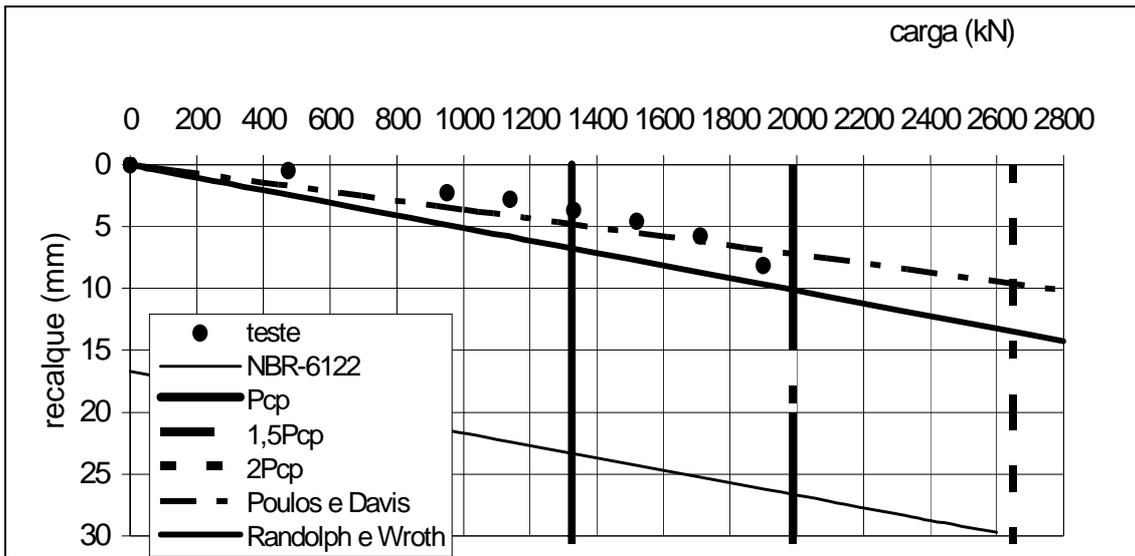


Figura A.172 – Estimativa carga x recalque – PC-177

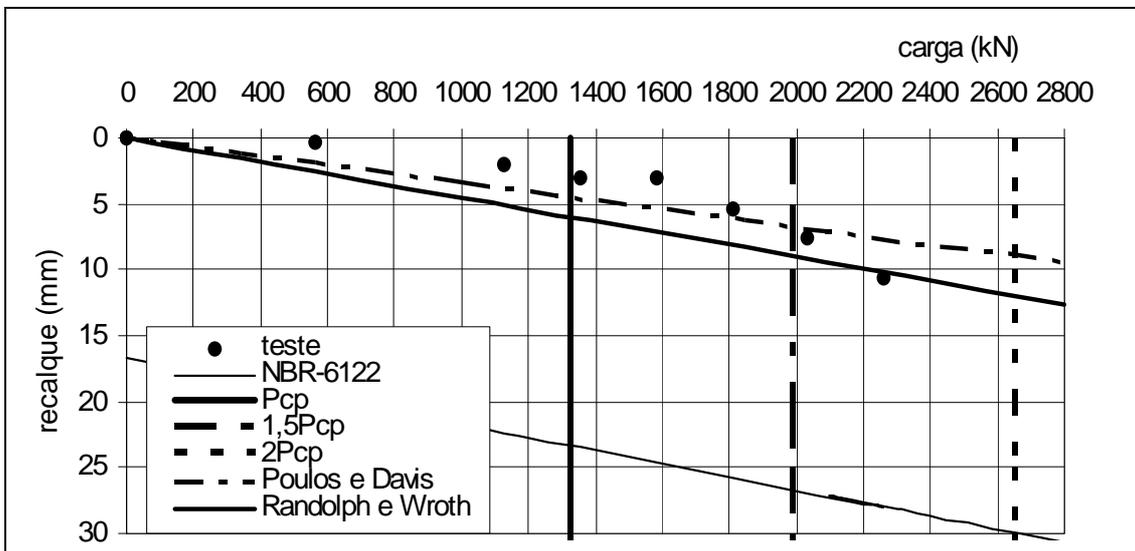


Figura A.173 – Estimativa carga x recalque – PC-178

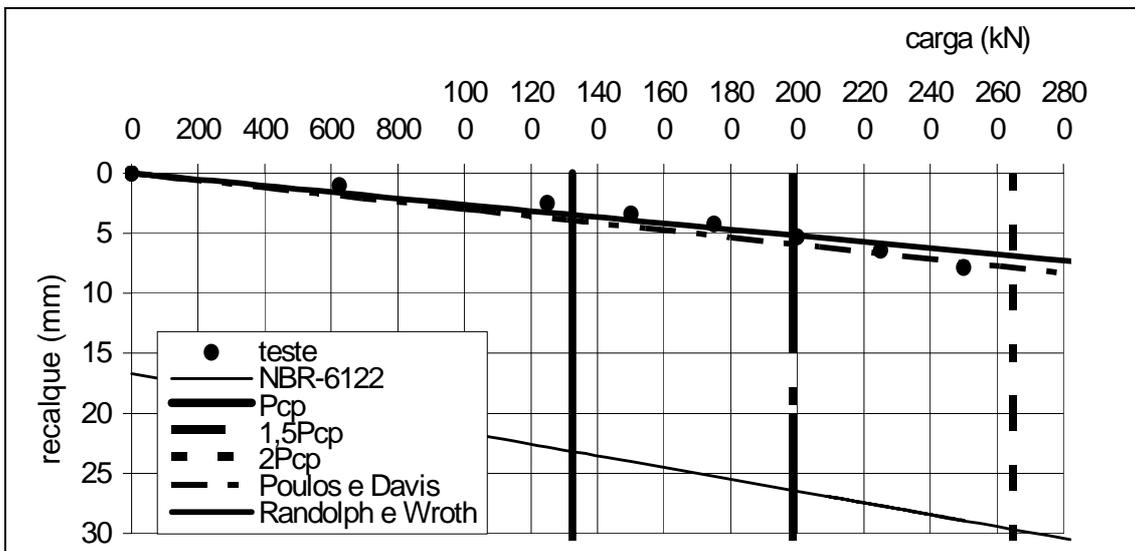


Figura A.174 – Estimativa carga x recalque – PC-179

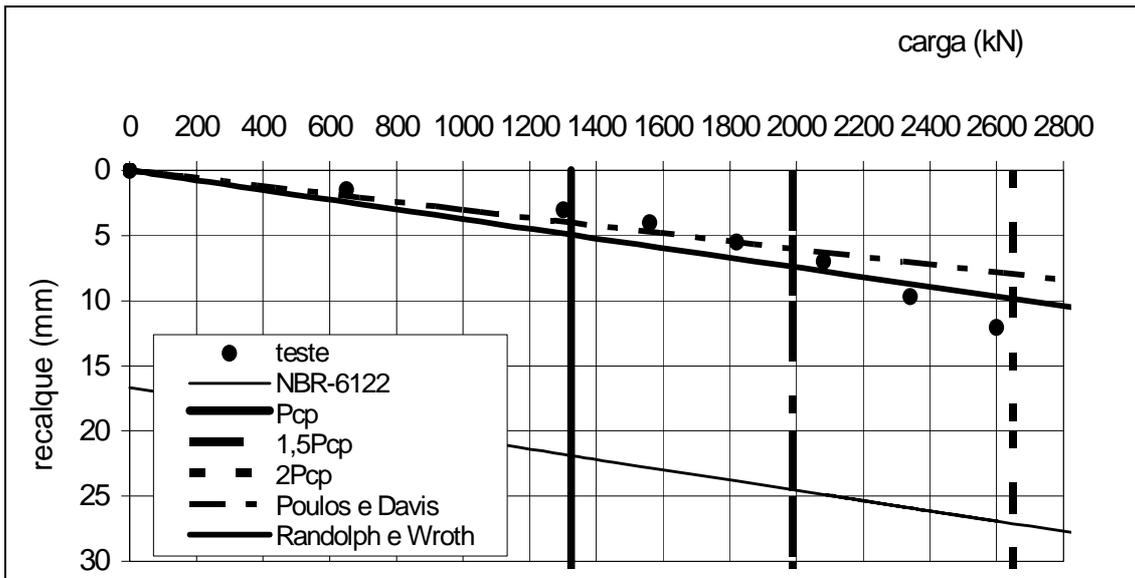


Figura A.175 – Estimativa carga x recalque – PC-180

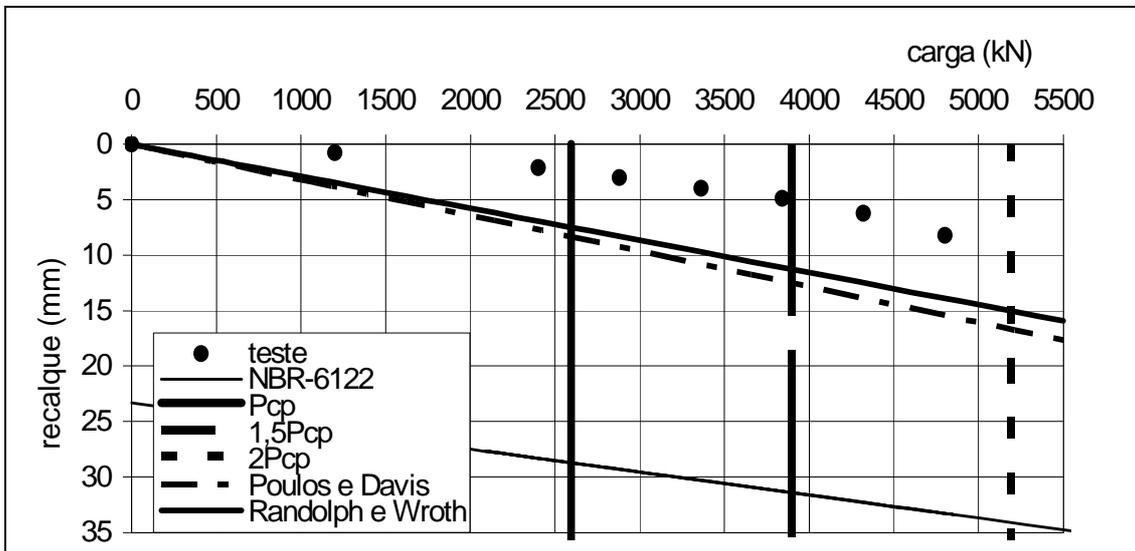


Figura A.176 – Estimativa carga x recalque – PC-181

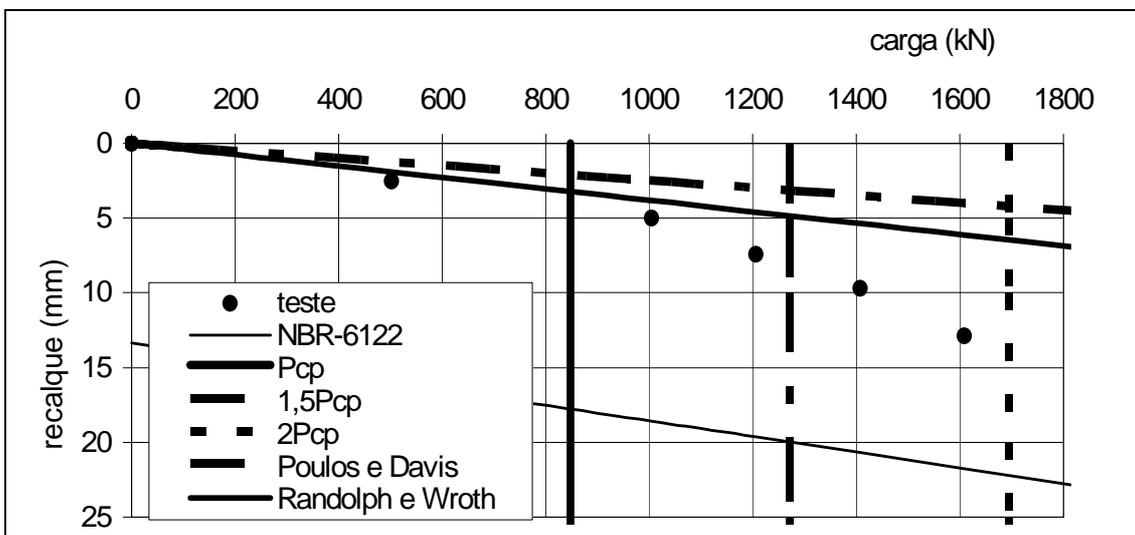


Figura A.177 – Estimativa carga x recalque – PC-182

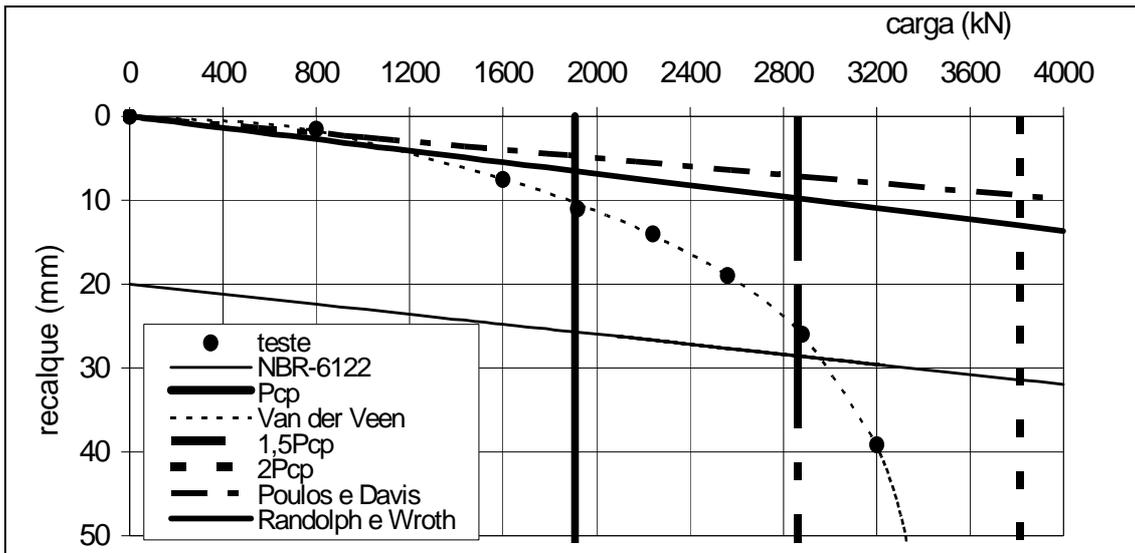


Figura A.178 – Estimativa carga x recalque – PC-183

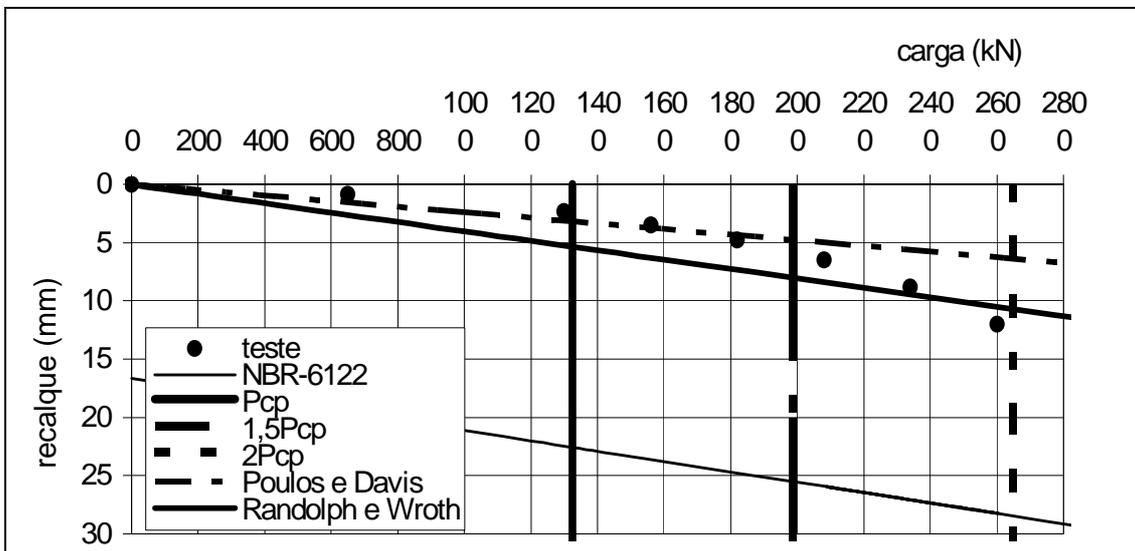


Figura A.179 – Estimativa carga x recalque – PC-184

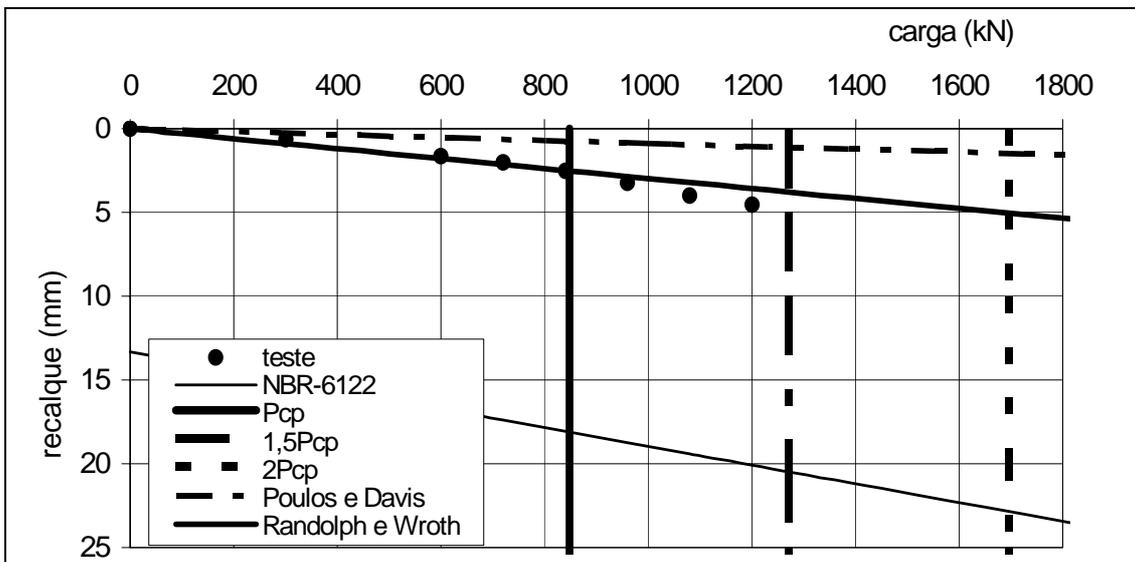


Figura A.180 – Estimativa carga x recalque – PC-185

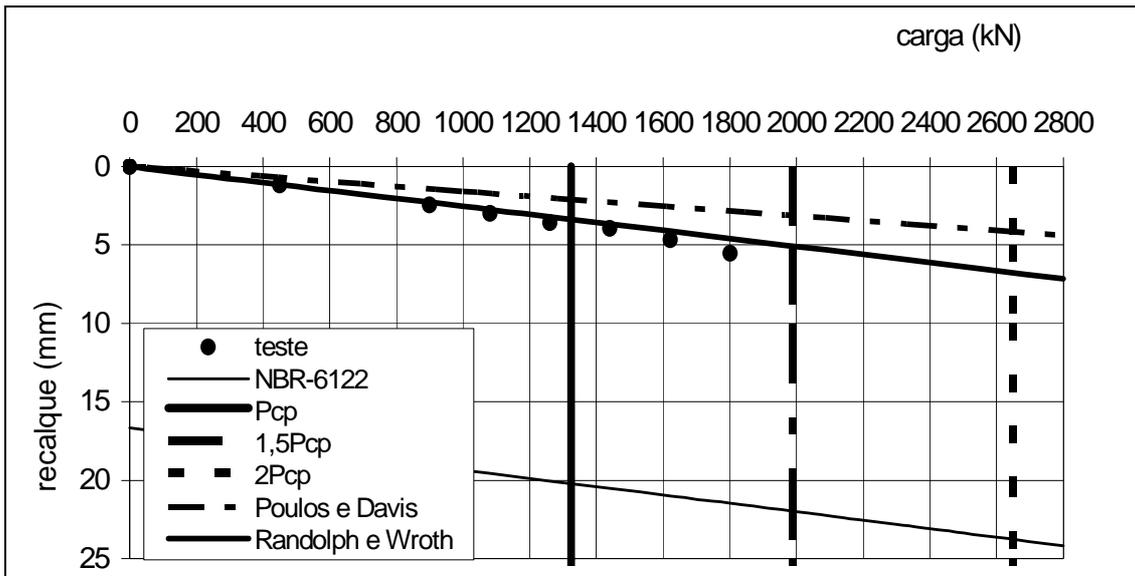


Figura A.181 – Estimativa carga x recalque – PC-186

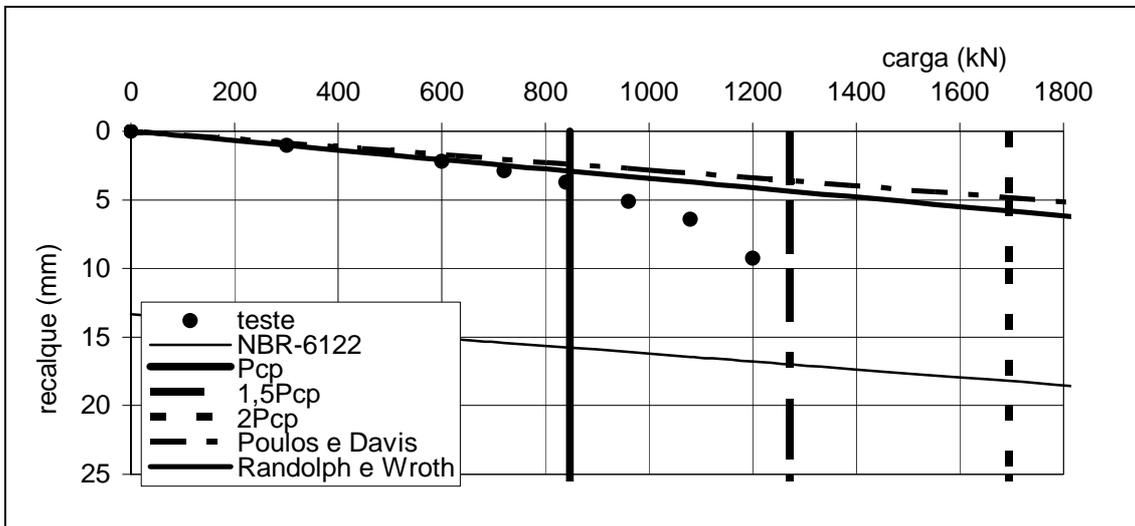


Figura A.182 – Estimativa carga x recalque – PC-187

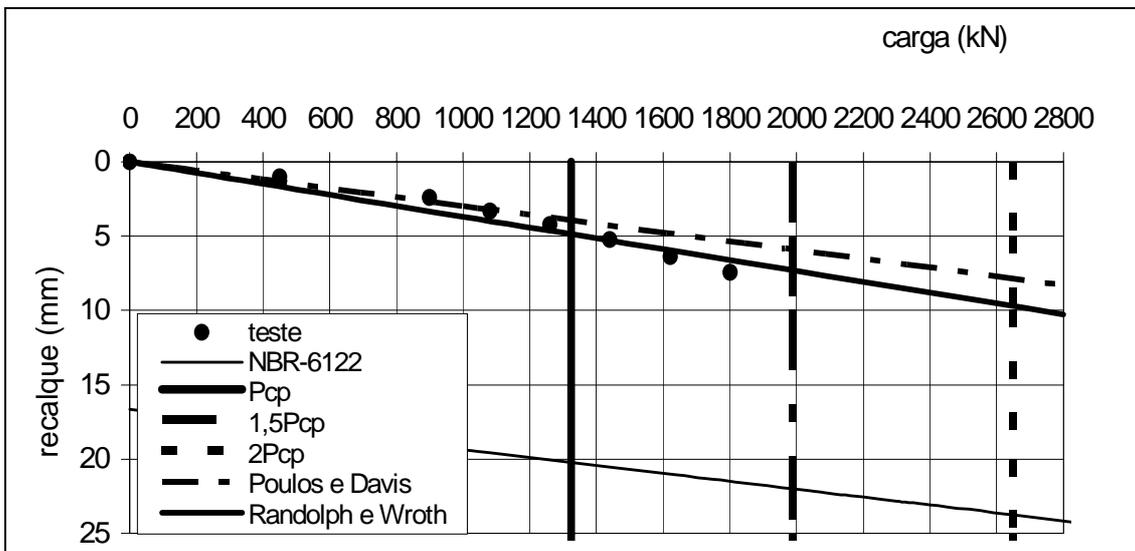


Figura A.183 – Estimativa carga x recalque – PC-188

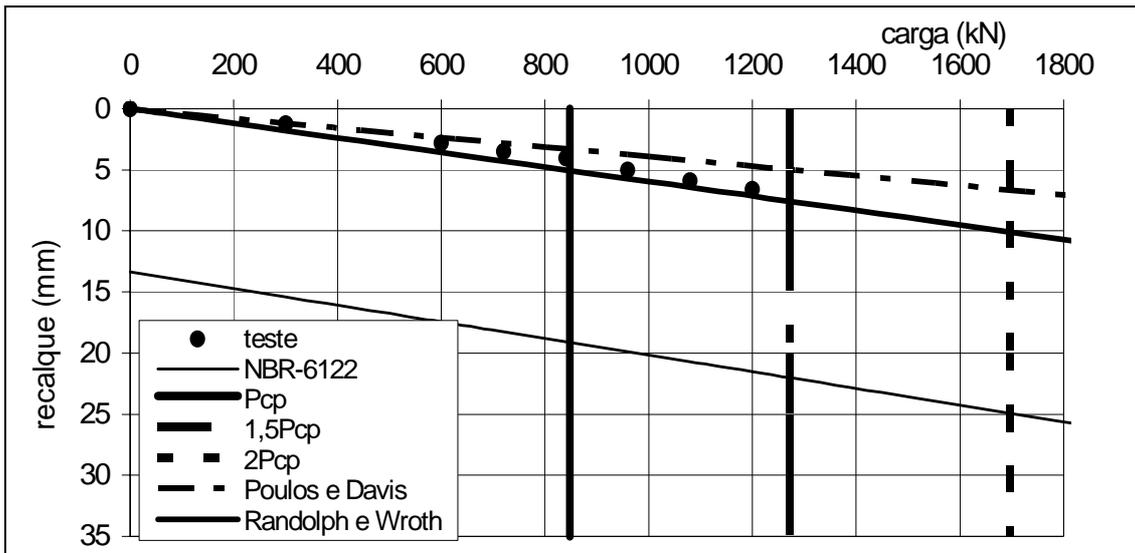


Figura A.184 – Estimativa carga x recalque – PC-189

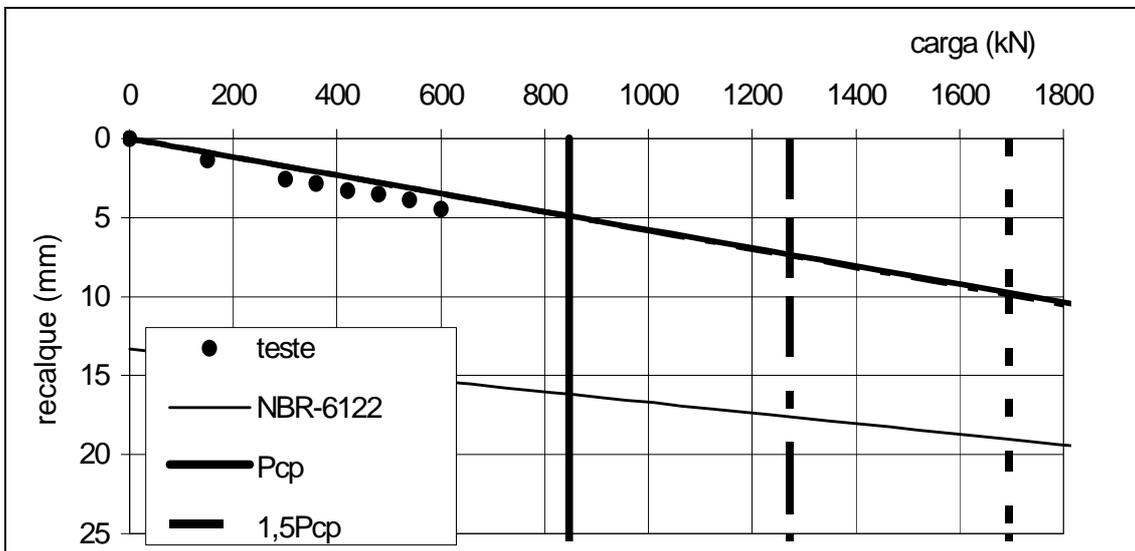


Figura A.185 – Estimativa carga x recalque – PC-190

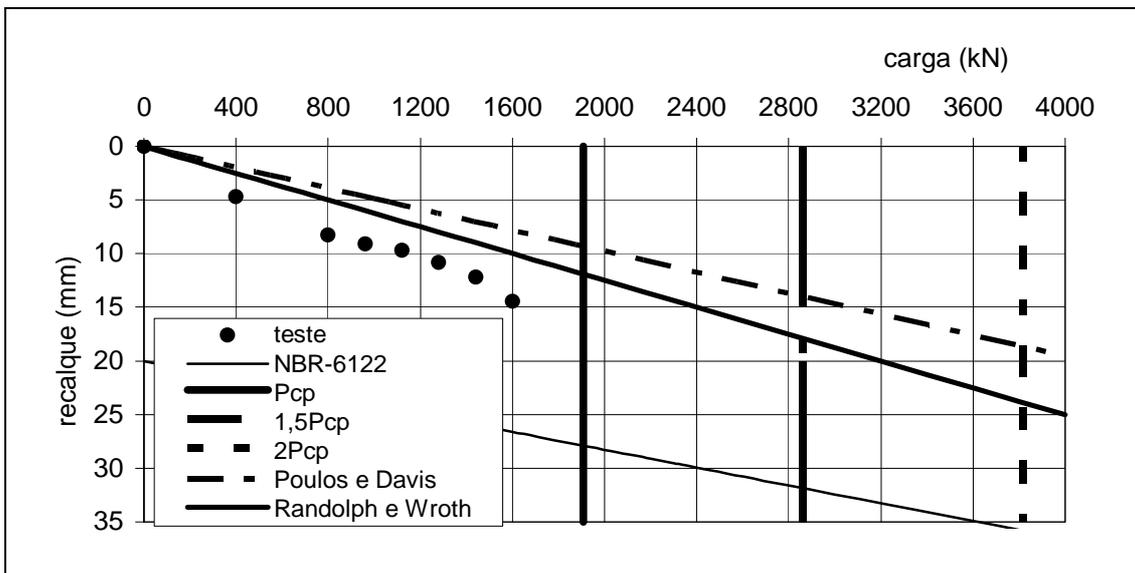


Figura A.186 – Estimativa carga x recalque – PC-191

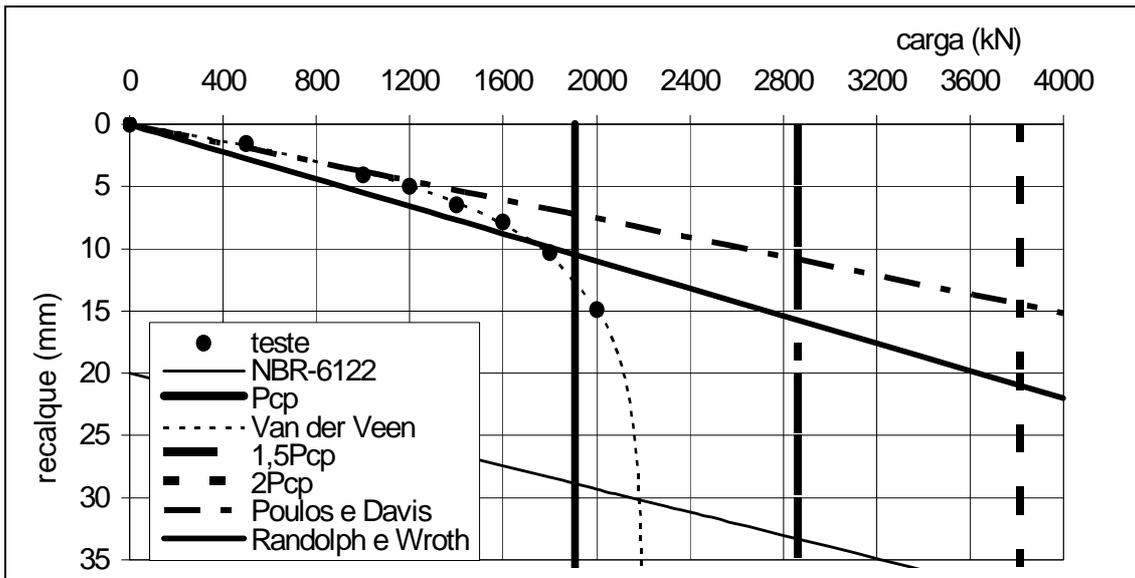


Figura A.187 – Estimativa carga x recalque – PC-192

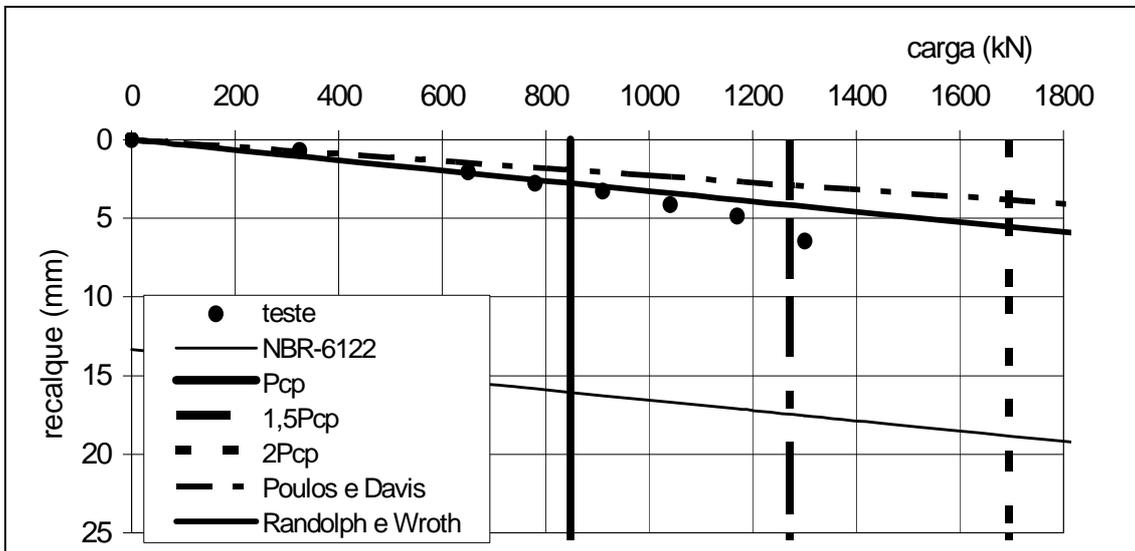


Figura A.188 – Estimativa carga x recalque – PC-193

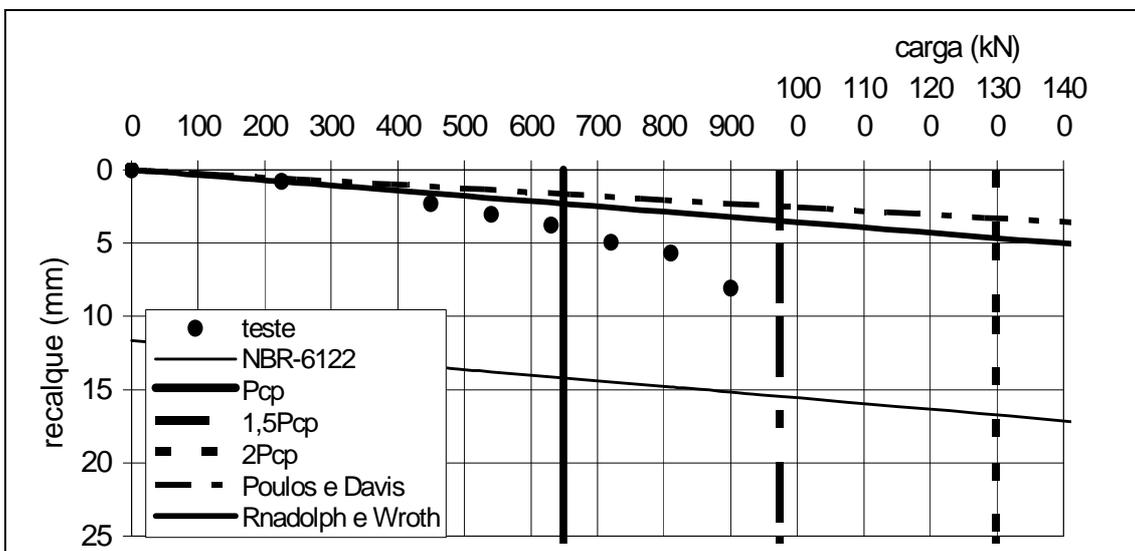


Figura A.189 – Estimativa carga x recalque – PC-194

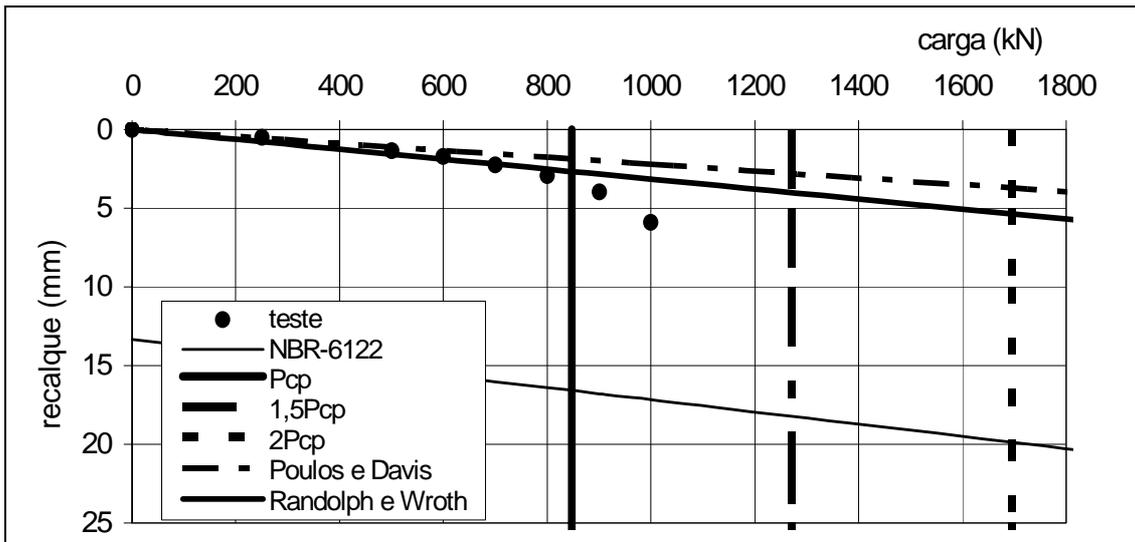


Figura A.190 – Estimativa carga x recalque – PC-195

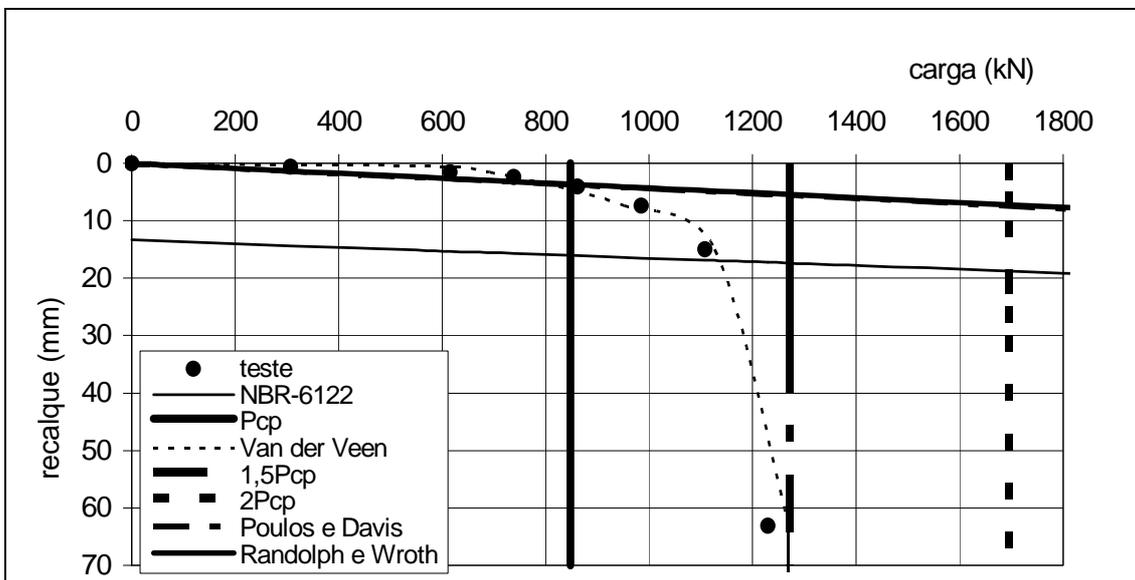


Figura A.191 – Estimativa carga x recalque – PC-196

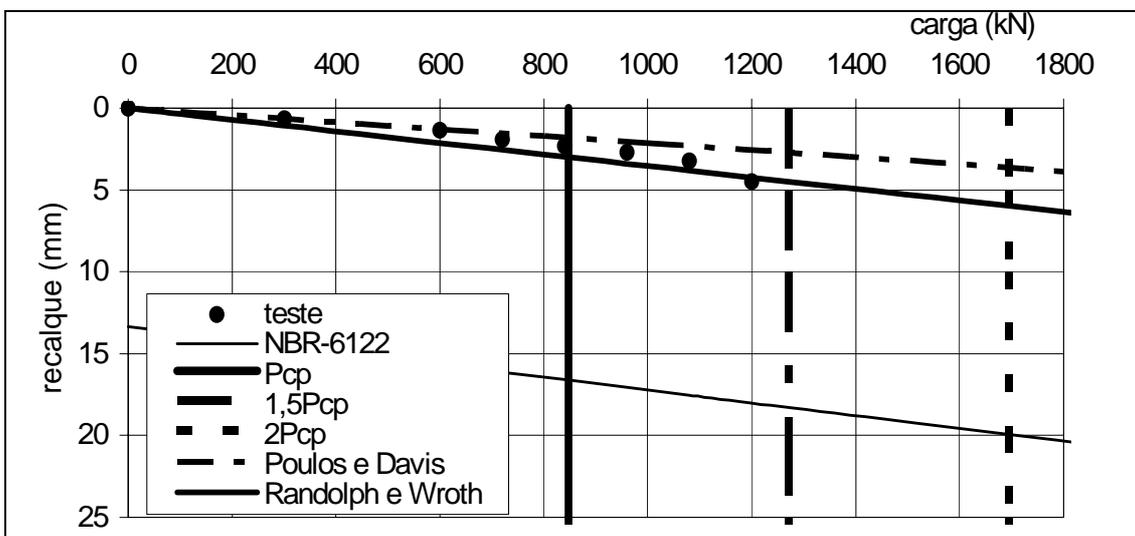


Figura A.192 – Estimativa carga x recalque – PC-197

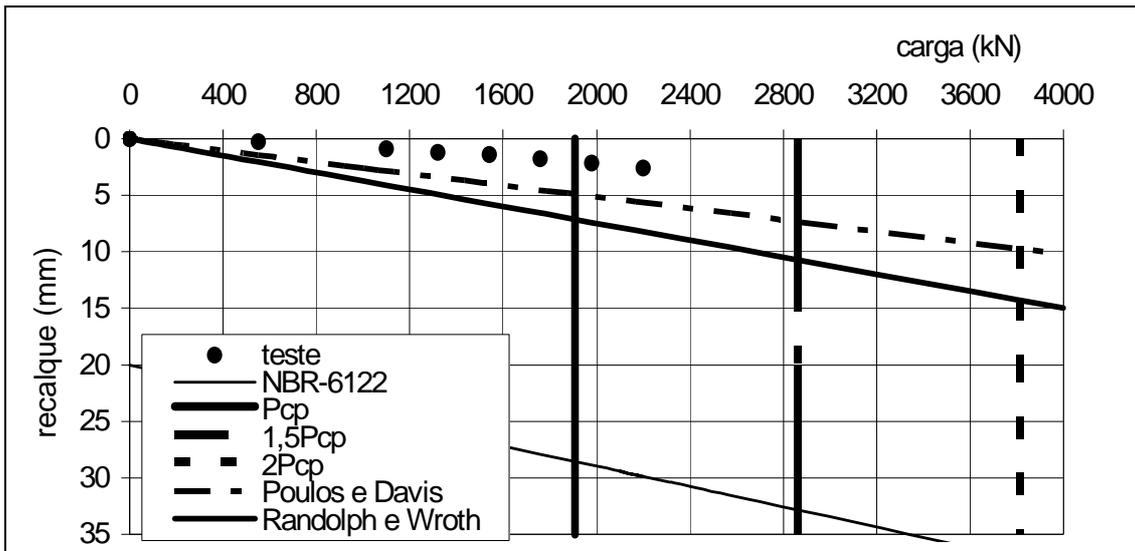


Figura A.193 – Estimativa carga x recalque – PC-198

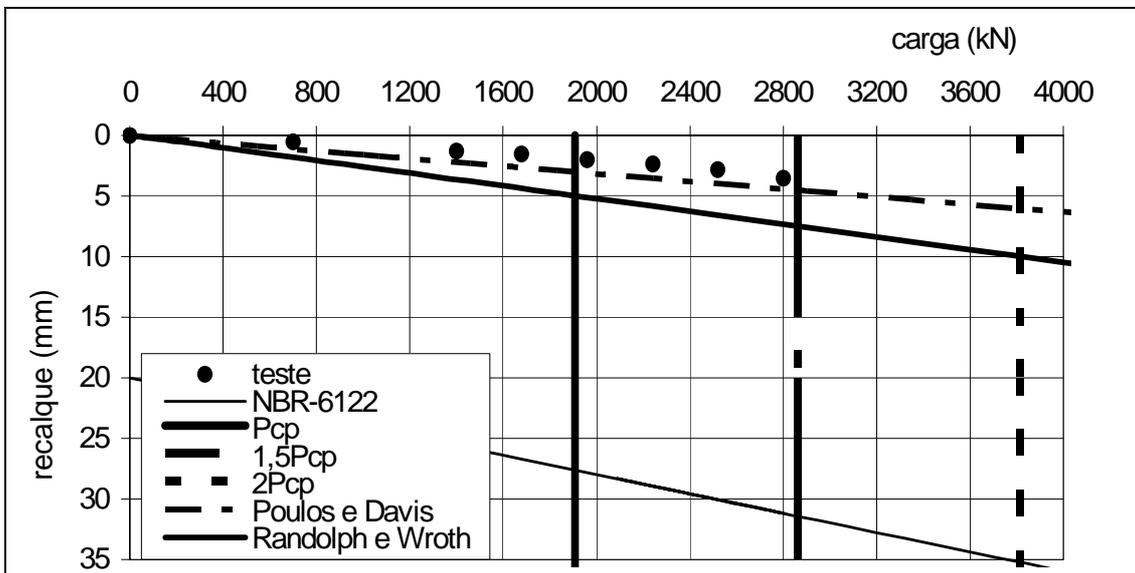


Figura A.194 – Estimativa carga x recalque – PC-199

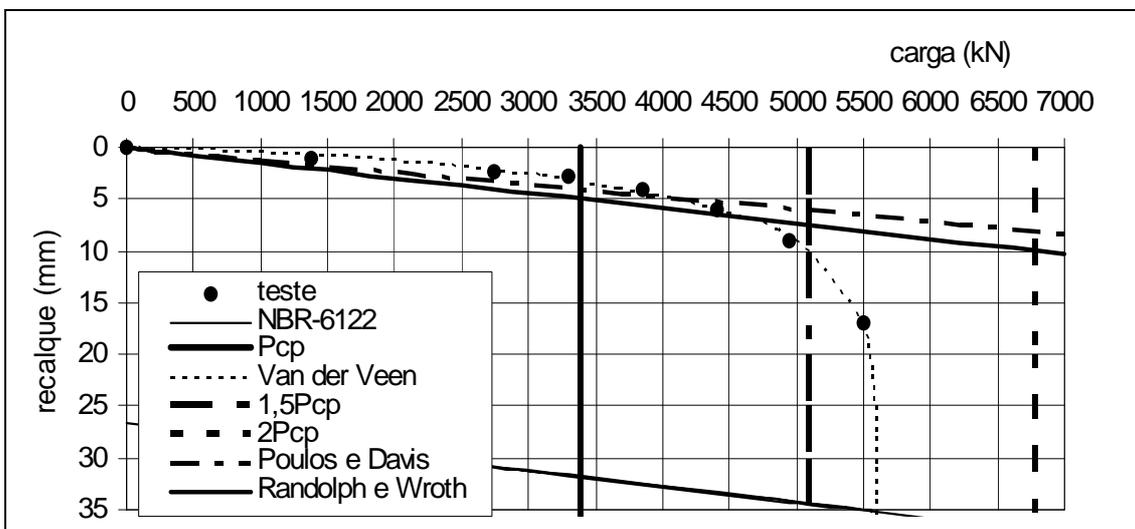


Figura A.195 – Estimativa carga x recalque – PC-200

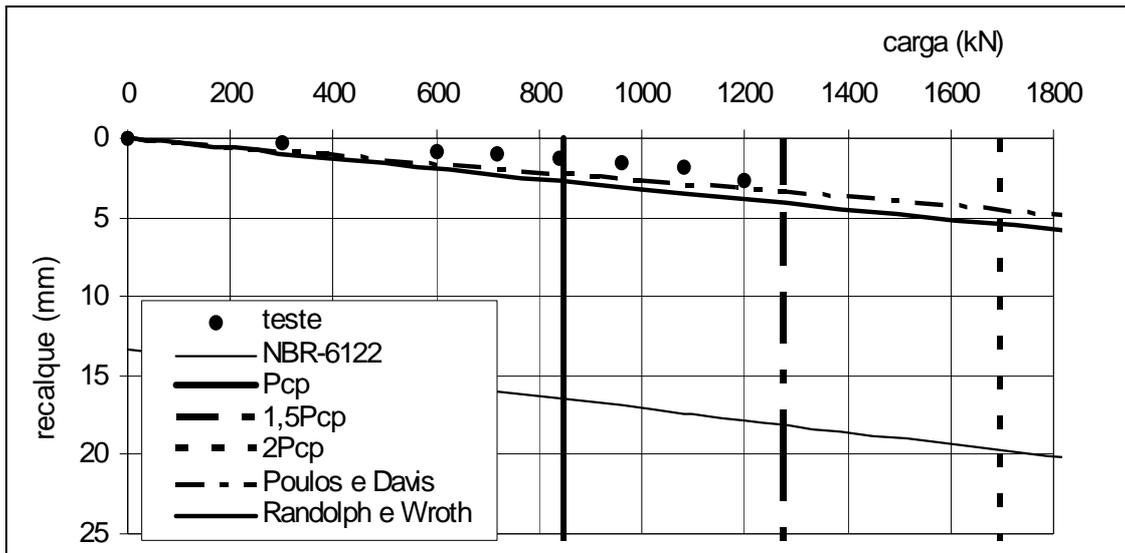


Figura A.196 – Estimativa carga x recalque – PC-201

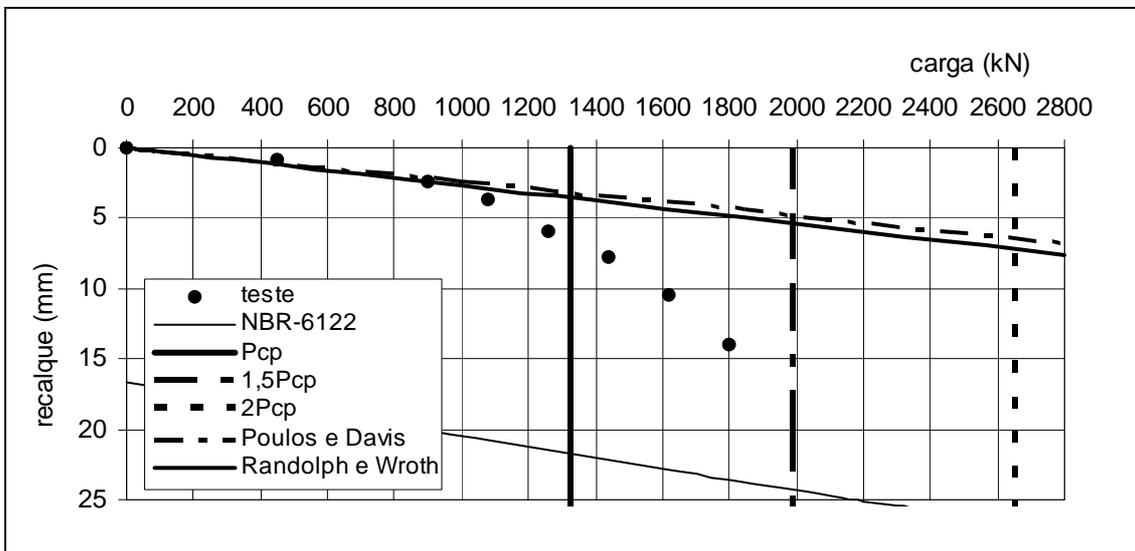


Figura A.197 – Estimativa carga x recalque – PC-202

## **APÊNDICE B**

### **COEFICIENTES TESTADOS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE CAPACIDADE DE CARGA**

Tabela B.1 - Coeficientes testados para Décourt &amp; Quaresma (1978 - modificado em 1996)

Coeficientes testados	Pontos abaixo da reta -10% (%)	Confiabilidade (%)	Pontos na "zona de acerto" (%)	Equação da reta de ajuste	Coeficiente correlação (R <sup>2</sup> )
$\alpha=0,3 ; \beta=1,0$	6,90	93,10	15,52	1,1949x	0,4994
$\alpha=0,33 ; \beta=1,0$	6,90	93,10	18,97	1,1577x	0,4947
$\alpha=0,35 ; \beta=1,0$	6,90	93,10	20,69	1,134x	0,4911
$\alpha=0,3 ; \beta=1,05$	6,90	93,10	20,69	1,1556x	0,5013
$\alpha=0,3 ; \beta=1,1$	10,34	89,66	15,52	1,1187x	0,5028
$\alpha=0,3 ; \beta=1,15$	12,07	87,93	20,69	1,084x	0,504
$\alpha=0,35 ; \beta=1,1$	13,79	86,21	22,41	1,0656x	0,4966
$\alpha=0,28 ; \beta=1,05$	6,90	93,10	18,97	1,1798x	0,5035
$\alpha=0,25 ; \beta=1,1$	6,90	93,10	18,97	1,1764x	0,5062
$\alpha=0,23 ; \beta=1,15$	10,34	89,66	17,24	1,1606x	0,5066
$\alpha=0,2 ; \beta=1,2$	8,62	91,38	17,24	1,1561x	0,5047
$\alpha=0,15 ; \beta=1,25$	8,62	91,38	17,24	1,1731x	0,4967
$\alpha=0,25 ; \beta=1,15$	12,07	87,93	17,24	1,1379x	0,5065
$\alpha=0,25 ; \beta=1,2$	12,07	87,93	18,97	1,1017x	0,5066
$\alpha=0,25 ; \beta=1,25$	17,24	82,76	17,24	1,0678x	0,5066
$\alpha=0,2 ; \beta=1,25$	10,34	89,66	18,97	1,1185x	0,504
$\alpha=0,2 ; \beta=1,3$	17,24	82,76	17,24	1,0833x	0,5032
$\alpha=0,2 ; \beta=1,27$	12,07	87,93	18,97	1,1042x	0,5037
$\alpha=0,33 ; \beta=0,98$	6,90	93,10	15,52	1,1731x	0,4935
$\alpha=0,35 ; \beta=0,95$	6,90	93,10	12,07	1,1715x	0,4875
$\alpha=0,40 ; \beta=0,90$	6,90	93,10	17,24	1,1474x	0,4708
$\alpha=0,25 ; \beta=1,27$	17,24	82,76	22,41	1,0548x	0,5065
$\alpha=0,23 ; \beta=1,27$	17,24	82,76	17,24	1,0741x	0,5058
$\alpha=0,22 ; \beta=1,27$	17,24	82,76	13,79	1,084x	0,5053
$\alpha=0,27 ; \beta=1,20$	13,79	86,21	18,97	1,0811x	0,5063
$\alpha=0,27 ; \beta=1,22$	13,79	86,21	18,97	1,0678x	0,5064
$\alpha=0,20 ; \beta=1,00$	1,72	98,28	10,34	1,3347x	0,5066
$\alpha=0,20 ; \beta=0,90$	0,00	100,00	6,90	1,446x	0,5064
$\alpha=0,20 ; \beta=1,1$	3,45	96,55	15,52	1,2391x	0,5059
$\alpha=0,25 ; \beta=1,1$	6,90	93,10	20,69	1,1764x	0,5062
$\alpha=0,20 ; \beta=1,05$	3,45	96,55	13,79	1,2852x	0,5063
$\alpha=0,25 ; \beta=1,15$	12,07	87,93	17,24	1,1379x	0,5065
$\alpha=0,22 ; \beta=1,1$	3,45	96,55	18,97	1,2134x	0,5066
$\alpha=0,22 ; \beta=1,15$	8,62	91,38	17,24	1,1723x	0,5063
$\alpha=0,30 ; \beta=1,1$	12,07	87,93	17,24	1,1187x	0,5028
$\alpha=0,25 ; \beta=1,05$	3,45	96,55	17,24	1,2176x	0,5057
$\alpha=0,22 ; \beta=1,12$	3,45	96,55	22,41	1,1966x	0,5065
$\alpha=0,25 ; \beta=1,12$	12,07	87,93	15,52	1,1607x	0,5064
$\alpha=0,20 ; \beta=1,15$	5,17	94,83	20,69	1,1962x	0,5053
$\alpha=0,22 ; \beta=1,11$	3,45	96,55	20,69	1,2049x	0,5065
$\alpha=0,22 ; \beta=1,13$	3,45	96,55	22,41	1,1884x	0,5064
$\alpha=0,22 ; \beta=1,14$	5,17	94,83	20,69	1,1803x	0,5064
$\alpha=0,23 ; \beta=1,12$	3,45	96,55	22,41	1,1844x	0,5066
$\alpha=0,21 ; \beta=1,15$	5,17	94,83	20,69	1,1841x	0,5059
$\alpha=0,21 ; \beta=1,13$	3,45	96,55	22,41	1,2006x	0,5061

Tabela B.2 - Coeficientes testados para Antunes &amp; Cabral (1996).

Coeficientes testados			Pontos abaixo da reta -10% (%)	Confiabilidade (%)	Pontos na "zona de acerto" (%)	Equação da reta de ajuste	Coeficiente correlação (R <sup>2</sup> )
Areia	$\beta_1\%$ 4,00	$\beta_2$ 2,00	0,00	100,00	12,07	1,351x	0,6292
Silte	2,50	1,00					
Argila	2,00	1,00					
Areia	$\beta_1\%$ 5,00	$\beta_2$ 2,50	18,97	81,03	34,48	1,0463x	0,7209
Silte	3,50	2,00					
Argila	3,50	1,50					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,25	6,90	93,10	22,41	1,1712x	0,7008
Silte	3,00	1,50					
Argila	2,75	1,25					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,30	6,90	93,10	22,41	1,1681x	0,7069
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,30					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,35	6,90	93,10	22,41	1,1653x	0,7124
Silte	3,00	1,60					
Argila	2,75	1,35					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,35	6,90	93,10	22,41	1,1672x	0,7104
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,35					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,40	6,90	93,10	22,41	1,1669x	0,7129
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,40					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,45	6,90	93,10	22,41	1,1666x	0,7153
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,45					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,50	6,90	93,10	22,41	1,1662x	0,7176
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,50					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,60	6,90	93,10	22,41	1,1654x	0,7220
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,60					
Areia	$\beta_1\%$ 4,50	$\beta_2$ 2,80	6,90	93,10	22,41	1,1642x	0,7291
Silte	3,00	1,55					
Argila	2,75	1,80					
Areia	$\beta_1\%$ 4,55	$\beta_2$ 2,25	6,90	93,10	24,14	1,1609x	0,6999
Silte	3,05	1,50					
Argila	2,80	1,25					
Areia	$\beta_1\%$ 4,60	$\beta_2$ 2,25	6,90	93,10	31,03	1,1507x	0,6999
Silte	3,10	1,50					
Argila	2,85	1,25					
Areia	$\beta_1\%$ 4,65	$\beta_2$ 2,25	8,62	91,38	32,76	1,1407x	0,6980
Silte	3,15	1,50					
Argila	2,90	1,25					
Areia	$\beta_1\%$ 4,70	$\beta_2$ 2,25	8,62	91,38	29,31	1,146x	0,6955
Silte	3,10	1,50					
Argila	2,85	1,25					
Areia	$\beta_1\%$ 4,60	$\beta_2$ 2,30	6,90	93,10	31,03	1,1477x	0,7050
Silte	3,10	1,55					
Argila	2,85	1,30					
Areia	$\beta_1\%$ 4,75	$\beta_2$ 2,50	6,90	93,10	32,76	1,1371x	0,7110
Silte	3,25	1,50					
Argila	2,75	1,50					

<b>Coefficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,60 2,30 Silte 3,10 1,50 Argila 2,80 1,30	6,90	93,10	29,31	1,1535x	0,7031
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,60 2,30 Silte 3,10 1,55 Argila 2,85 1,30	6,90	93,10	31,03	1,1477x	0,7050
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,60 2,50 Silte 3,10 1,55 Argila 2,85 1,50	6,90	93,10	31,03	1,1458x	0,7155
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,60 2,40 Silte 3,10 1,55 Argila 2,85 1,40	6,90	93,10	31,03	1,1465x	0,7108
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,60 2,30 Silte 3,05 1,55 Argila 2,85 1,30	6,90	93,10	29,31	1,1515x	0,7041
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,45 2,25 Silte 2,95 1,5 Argila 2,70 1,25	6,90	93,10	22,41	1,1818x	0,7017
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,40 2,25 Silte 2,90 1,5 Argila 2,65 1,25	6,90	93,10	20,69	1,1925x	0,7025
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,35 2,25 Silte 2,85 1,5 Argila 2,60 1,25	6,90	93,10	22,41	1,2034x	0,7034
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,30 2,25 Silte 2,80 1,5 Argila 2,55 1,25	6,90	93,10	20,69	1,2145x	0,7042
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,45 2,25 Silte 2,95 1,5 Argila 2,70 1,25	6,90	93,10	20,69	1,2257x	0,7050
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,20 Silte 3,00 1,45 Argila 2,75 1,20	6,90	93,10	22,41	1,175x	0,6947
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,15 Silte 3,00 1,40 Argila 2,75 1,15	6,90	93,10	22,41	1,1791x	0,6887
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,10 Silte 3,00 1,35 Argila 2,75 1,10	5,17	94,83	24,14	1,1832x	0,6821
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,05 Silte 3,00 1,30 Argila 2,75 1,05	5,17	94,83	22,41	1,1876x	0,6740
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,00 Silte 3,00 1,25 Argila 2,75 1,05	5,17	94,83	20,69	1,1922x	0,6648
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,40 2,15 Silte 2,90 1,40 Argila 2,65 1,15	5,17	94,83	22,41	1,2007x	0,6902

<b>Coefficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,30 2,05 Silte 2,80 1,30 Argila 2,55 1,05	5,17	94,83	17,24	1,232x	0,6762
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,20 2,00 Silte 2,70 1,20 Argila 2,45 1,00	5,17	94,83	15,52	1,2635x	0,6614
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,45 2,20 Silte 2,95 1,45 Argila 2,70 1,20	6,90	93,10	22,41	1,1856x	0,6955
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,40 2,20 Silte 2,90 1,45 Argila 2,65 1,20	6,90	93,10	20,69	1,1964x	0,6963
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,45 2,15 Silte 2,95 1,40 Argila 2,70 1,15	5,17	94,83	24,14	1,1898x	0,6894
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,45 2,20 Silte 2,95 1,40 Argila 2,70 1,20	5,17	94,83	24,14	1,1879x	0,6930
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,5 2,20 Silte 2,95 1,40 Argila 2,70 1,20	5,17	94,83	24,14	1,1853x	0,6911
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,5 2,20 Silte 3,00 1,40 Argila 2,70 1,20	5,17	94,83	24,14	1,1813x	0,6922
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,20 Silte 3,00 1,40 Argila 2,70 1,25	5,17	94,83	24,14	1,1799x	0,6964
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,15 Silte 3,00 1,40 Argila 2,70 1,15	5,17	94,83	24,14	1,1832x	0,6886
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,15 Silte 3,00 1,40 Argila 2,70 1,20	5,17	94,83	24,14	1,1819x	0,6931
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,50 2,15 Silte 3,00 1,45 Argila 2,70 1,20	6,90	93,10	22,41	1,1796x	0,6955
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,45 2,225 Silte 2,95 1,45 Argila 2,675 1,225	6,90	93,10	22,41	1,1867x	0,6973
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,44 2,22 Silte 2,94 1,44 Argila 2,66 1,22	6,90	93,10	22,41	1,1899x	0,6966
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,43 2,215 Silte 2,93 1,43 Argila 2,645 1,215	6,90	93,10	20,69	1,1931x	0,6959
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,42 2,21 Silte 2,92 1,42 Argila 2,63 1,21	5,17	94,83	22,41	1,1964x	0,1964
$\beta_1\%$ $\beta_2$ Areia 4,41 2,205 Silte 2,91 1,41 Argila 2,615 1,205	5,17	94,83	22,41	1,1996x	0,6945

Tabela B.3 - Coeficientes testados para Alonso (1996).					
Coeficientes testados	Pontos abaixo da reta -10% (%)	Confiabilidade (%)	Pontos na "zona de acerto" (%)	Equação da reta de ajuste	Coefficiente correlação (R <sup>2</sup> )
$\alpha=0,65$ $\beta=200/150/100$	14,29	85,71	7,14	1,2711x	-0,2736
$\alpha=0,70$ $\beta=200/150/100$	14,29	85,71	21,43	1,2073x	-0,2789
$\alpha=0,80$ $\beta=200/150/100$	21,43	78,57	21,43	1,0974x	-0,2925
$\alpha=0,60$ $\beta=200/150/100$	14,29	85,71	7,14	1,3419x	-0,2686
$\alpha=0,55$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	14,29	1,4208x	-0,2644
$\alpha=0,50$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	7,14	1,5093x	-0,2611
$\alpha=0,45$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	14,29	1,609x	-0,2593
$\alpha=0,40$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	14,29	1,7223x	-0,2599
$\alpha=0,35$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	7,14	1,8519x	-0,2638
$\alpha=0,30$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	0,00	2,0013x	-0,2729
$\alpha=0,49$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	7,14	1,5283x	-0,2696
$\alpha=0,48$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	7,14	1,5477x	-0,2602
$\alpha=0,47$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	14,29	1,5676x	-0,2598
$\alpha=0,42$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	14,29	1,6752x	-0,2593
$\alpha=0,44$ $\beta=200/150/100$	0,00	100,00	14,29	1,6305x	-0,2592
$\alpha=0,52$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	7,14	1,4327	-0,2623
$\alpha=0,54$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	7,14	1,4377x	-0,2636
$\alpha=0,56$ $\beta=200/150/100$	7,14	92,86	14,29	1,4043x	-0,2652
$\alpha=0,58$ $\beta=200/150/100$	14,29	85,71	7,14	1,3724x	-0,2668
$\alpha=0,65$ $\beta=250/200/150$	14,29	85,71	7,14	1,2359x	-0,2122

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
$\alpha=0,40$ $\beta=250/200/150$	7,14	92,86	7,14	1,6456x	-0,2340
$\alpha=0,65$ $\beta=150/100/50$	7,14	92,86	14,29	1,2978x	-0,3963
$\alpha=0,40$ $\beta=150/100/50$	0,00	100,00	7,14	1,7807x	-0,3913
$\alpha=0,40$ $\beta=175/125/75$	0,00	100,00	7,14	1,7543x	-0,3109
$\alpha=0,65$ $\beta=175/125/75$	7,14	92,86	14,29	1,2857x	-0,3267
$\alpha=0,40$ $\beta=225/175/125$	0,00	100,00	14,29	1,6857x	-0,2353
$\alpha=0,65$ $\beta=225/175/125$	14,29	85,71	7,14	1,2544x	-0,2358
$\alpha=0,35$ $\beta=225/175/125$	0,00	100,00	14,29	1,8077x	-0,2452
$\alpha=0,45$ $\beta=225/175/125$	0,00	100,00	14,29	1,5787x	-0,2303
$\alpha=0,50$ $\beta=225/175/125$	14,29	85,71	0,00	1,4866x	-0,2288
$\alpha=0,35$ $\beta=250/200/150$	0,00	100,00	14,29	1,7594x	-0,2526
$\alpha=0,45$ $\beta=250/200/150$	7,14	92,86	7,14	1,5446x	-0,2223

Tabela B.4 - Coeficientes testados para Kárez &amp; Rocha (2000).

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,622x	0,6283
Areia 270 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,9	74,14	25,86	10,34	0,6324x	0,6404
Areia 280 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6272x	0,6347
Areia 300 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6167x	0,6213
Areia 310 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6114x	0,6138
Areia 290 Silte 230 Argila 210 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6325x	0,6271
Areia 290 Silte 240 Argila 210 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6273x	0,6283
Areia 290 Silte 260 Argila 210 Kkr FM 4,9	77,59	22,41	6,90	0,6166x	0,6273
Areia 290 Silte 270 Argila 210 Kkr FM 4,9	77,59	22,41	8,62	0,6111x	0,6251
Areia 290 Silte 250 Argila 190 Kkr FM 4,9	74,14	25,86	10,34	0,6274x	0,6134
Areia 290 Silte 250 Argila 200 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6248x	0,6214
Areia 290 Silte 250 Argila 220 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,619x	0,6341
Areia 290 Silte 250 Argila 230 Kkr FM 4,9	75,86	24,14	8,62	0,6159x	0,6387
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,4	72,41	27,59	10,34	0,6513x	0,6194
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,5	74,14	25,86	10,34	0,6452x	0,6214
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr FM 4,6	74,14	25,86	10,34	0,6392x	0,6233

<b>Coefficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 4,7 FM	74,14	25,86	10,34	0,6334x	0,6251
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 4,8 FM	75,86	24,14	8,62	0,6276x	0,6268
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 5,0 FM	77,59	22,41	6,90	0,6164x	0,6298
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 5,1 FM	77,59	22,41	6,90	0,6109x	0,6311
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 5,2 FM	77,59	22,41	8,62	0,6055x	0,6324
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 5,3 FM	77,59	22,41	8,62	0,6002x	0,6336
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 5,4 FM	77,59	22,41	8,62	0,5949x	0,6347
Areia 270 Silte 230 Argila 190 Kkr 4,7 FM	72,41	27,59	10,34	0,6626x	0,6267
Areia 280 Silte 240 Argila 200 Kkr 4,8 FM	74,14	25,86	10,34	0,6416x	0,6276
Areia 280 Silte 240 Argila 200 Kkr 4,9 FM	75,86	24,14	8,62	0,6357x	0,6290
Areia 300 Silte 260 Argila 220 Kkr 4,9 FM	77,59	22,41	6,90	0,6087x	0,6273
Areia 300 Silte 260 Argila 220 Kkr 4,8 FM	77,59	22,41	6,90	0,6142x	0,6256
Areia 310 Silte 270 Argila 230 Kkr 4,7 FM	77,59	22,41	6,90	0,6064x	0,6222
Areia 290 Silte 250 Argila 210 Kkr 4,0 FM	65,52	34,48	13,79	0,6765x	0,6100
Areia 250 Silte 200 Argila 160 Kkr 4,0 FM	56,90	43,10	24,14	0,7591x	0,6059
Areia 250 Silte 200 Argila 160 Kkr 3,0 FM	39,66	60,34	22,41	0,8521x	0,5768

<b>Coefficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
Kkr FM Areia 250 Silte 100 3,0 Argila 160	22,41	77,59	0,00	0,9355x	0,4495
Kkr FM Areia 150 Silte 100 3,0 Argila 160	8,62	91,38	24,14	1,0937x	0,6224
Kkr FM Areia 140 Silte 110 3,0 Argila 100	3,45	96,55	22,41	1,1701x	0,6364
Kkr FM Areia 100 Silte 110 3,0 Argila 130	5,17	94,83	20,69	1,2024x	0,6799
Kkr FM Areia 100 Silte 120 3,0 Argila 140	6,90	93,10	20,69	1,1684x	0,6748
Kkr FM Areia 90 Silte 110 3,0 Argila 130	3,45	96,55	18,97	1,218x	0,6788
Kkr FM Areia 80 Silte 100 3,0 Argila 120	3,45	96,55	13,79	1,2715x	0,6815
Kkr FM Areia 100 Silte 110 3,0 Argila 140	5,17	94,83	22,41	1,1867x	0,6738

Tabela B.5 - Coeficientes testados para Gotlieb et al. (2000).

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
<b>FM=60 ;FD=0,5</b>	8,62	91,38	27,59	1,216x	0,7081
<b>FM=60 ;FD=0,30</b>	20,69	79,31	24,14	1,0633x	0,7749
<b>FM=60 ;FD=0,35</b>	20,69	79,31	24,14	1,0633x	0,7749
<b>FM=60 ;FD=0,40</b>	15,52	84,48	27,59	1,1222x	0,7451
<b>FM=60 ;FD=0,45</b>	15,52	84,48	27,59	1,1222x	0,7451
<b>FM=60 ;FD=0,55</b>	5,17	94,83	25,86	1,262x	0,6902
<b>FM=60 ;FD=0,60</b>	3,45	96,55	24,14	1,3039x	0,6707
<b>FM=60 ;FD=0,65</b>	3,45	96,55	15,52	1,3435x	0,6487
<b>FM=60 ;FD=0,70</b>	3,45	96,55	10,34	1,3797x	0,6267
<b>FM=60 ;FD=0,75</b>	1,72	98,28	8,62	1,4152x	0,6083
<b>FM=60 ;FD=0,80</b>	0,00	100,00	8,62	1,4503x	0,5936
<b>FM=30 ;FD=0,5</b>	1,72	98,28	15,52	1,372x	0,5998
<b>FM=40 ;FD=0,5</b>	3,45	96,55	20,69	1,3135x	0,6454
<b>FM=45 ;FD=0,5</b>	3,45	96,55	24,14	1,2876x	0,6645
<b>FM=50;FD=0,5</b>	3,45	96,55	27,59	1,263x	0,6815
<b>FM=55 ;FD=0,5</b>	5,17	94,83	27,59	1,2393x	0,6961
<b>FM=65 ;FD=0,5</b>	12,07	87,93	27,59	1,1937x	0,7184
<b>FM=70 ;FD=0,5</b>	12,07	87,93	31,03	1,1722x	0,7269
<b>FM=75 ;FD=0,5</b>	13,79	86,21	29,31	1,155x	0,7378
<b>FM=80 ;FD=0,5</b>	13,79	86,21	29,31	1,1394x	0,7484
<b>FM=30 ;FD=0,8</b>	0,00	100,00	1,72	1,1785x	0,4622
<b>FM=40 ;FD=0,70</b>	0,00	100,00	5,17	1,5405x	0,5445
<b>FM=50 ;FD=0,60</b>	3,45	96,55	13,79	1,3418x	0,6308
<b>FM=55 ;FD=0,55</b>	3,45	96,55	25,86	1,2867x	0,6746
<b>FM=65 ;FD=0,45</b>	10,34	89,66	31,03	1,1491x	0,7352
<b>FM=70 ;FD=0,40</b>	15,52	84,48	27,59	1,099x	0,7595
<b>FM=80 ;FD=0,30</b>	20,69	79,31	25,86	1,081x	0,7981
<b>FM=60 ;FD=0,77</b>	1,72	98,28	8,62	1,4291x	0,6019
<b>FM=30 ;FD=0,60</b>	0,00	100,00	5,17	1,5126x	0,5429
<b>FM=30 ;FD=0,70</b>	0,00	100,00	1,72	1,6332x	0,48
<b>FM=55;FD=0,5</b>	5,17	94,83	27,59	1,2393x	0,6961
<b>FM=55;FD=0,6</b>	3,45	96,55	15,52	1,3324x	0,6523
<b>FM=55;FD=0,7</b>	1,72	98,28	8,62	1,4146x	0,6072
<b>FM=55;FD=0,8</b>	0,00	100,00	6,90	1,4931x	0,5754
<b>FM=50;FD=0,5</b>	3,45	96,55	27,59	1,263x	0,6815
<b>FM=50;FD=0,7</b>	0,00	100,00	6,90	1,4546x	0,5897
<b>FM=50;FD=0,8</b>	0,00	100,00	5,17	1,5382x	0,5535
<b>FM=40;FD=0,5</b>	3,45	96,55	20,69	1,3135x	0,6454

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
<b>FM=40;FD=0,6</b>	0,00	100,00	8,62	1,4312x	0,5898
<b>FM=40;FD=0,8</b>	0,00	100,00	1,72	1,6341x	0,4955
<b>FM=25;FD=0,5</b>	1,72	98,28	10,34	1,4054x	0,5758
<b>FM=25;FD=0,6</b>	0,00	100,00	5,17	1,5554x	0,5125
<b>FM=25;FD=0,7</b>	0,00	100,00	1,72	1,6929x	0,4515
<b>FM=25;FD=0,8</b>	0,00	100,00	1,72	1,8632x	0,4443
<b>FM=35;FD=0,5</b>	3,45	96,55	17,24	1,3415x	0,623
<b>FM=35;FD=0,6</b>	0,00	100,00	5,17	1,4708x	0,5682
<b>FM=35;FD=0,7</b>	0,00	100,00	5,17	1,5856x	0,5147
<b>FM=35;FD=0,8</b>	0,00	100,00	1,72	1,7x	0,4773
<b>FM=45;FD=0,5</b>	3,45	96,55	24,14	1,2876x	0,6645
<b>FM=45;FD=0,6</b>	1,72	98,28	10,34	1,3937x	0,6086
<b>FM=45;FD=0,7</b>	0,00	100,00	6,90	1,4969x	0,5693
<b>FM=45;FD=0,8</b>	0,00	100,00	5,17	1,5854x	0,5272
<b>FM=50;FD=0,65</b>	0,00	100,00	10,34	1,4078x	0,6074
<b>FM=40;FD=0,55</b>	3,45	96,55	10,34	1,3716x	0,6132

Tabela B.6 - Coeficientes testados para Aoki &amp; Velloso (1975).

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coeficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
<b>F1=3,0 ;F2=6,0</b>	18,97	81,03	15,52	1,005x	0,1593
<b>F1=2,0 ;F2=4,0</b>	46,55	53,45	15,52	0,67x	0,1593
<b>F1=2,5 ;F2=5,0</b>	34,48	65,52	10,34	0,8375x	0,1593
<b>F1=3,1;F2=6,2</b>	12,07	87,93	20,69	1,0385x	0,1593
<b>F1=3,2;F2=6,4</b>	12,07	87,93	17,24	1,0719x	0,1593
<b>F1=3,3;F2=6,6</b>	10,34	89,66	15,52	1,1054x	0,1593
<b>F1=3,50;F2=7,0</b>	5,17	94,83	18,97	1,1724x	0,1593
<b>F1=3,60;F2=7,2</b>	3,45	96,55	17,24	1,2059x	0,1593
<b>F1=3,70;F2=7,4</b>	3,45	96,55	13,79	1,2394x	0,1593
<b>F1=3,80;F2=7,6</b>	3,45	96,55	8,62	1,2729x	0,1593
<b>F1=3,90;F2=7,8</b>	3,45	96,55	8,62	1,3064x	0,1593
<b>F1=4,0;F2=8,0</b>	3,45	96,55	6,90	1,3399x	0,1593
<b>F1=4,25F2=8,5</b>	3,45	96,55	3,45	1,4237x	0,1593
<b>F1=4,50;F2=9,0</b>	1,72	98,28	1,72	1,5074x	0,1593
<b>F1=4,75; F2=9,5</b>	1,72	98,28	1,72	1,5912x	0,1593
<b>F1=5,0; F2=10,0</b>	1,72	98,28	1,72	0,6749x	0,1593
<b>F1=2,0 ;F2=5,0</b>	39,66	60,34	18,97	0,7064x	0,1104
<b>F1=2,1 ;F2=4,2</b>	41,38	58,62	17,24	0,7035x	0,1593
<b>F1=2,3 ;F2=4,6</b>	37,93	62,07	13,79	0,7705x	0,1593
<b>F1=2,25;F2=4,5</b>	37,93	62,07	15,52	0,7537x	0,1593
<b>F1=2,75;F2=5,5</b>	24,14	75,86	13,79	0,9212x	0,1593
<b>F1=3,0 ;F2=5,0</b>	24,14	75,86	13,79	0,9546x	1,1993
<b>F1=3,5 ;F2=5,0</b>	12,07	87,93	22,41	1,0597x	0,2322
<b>F1=4,0 ;F2=6,0</b>	3,45	96,55	12,07	1,2311x	0,2219
<b>F1=4,5 ;F2=5,0</b>	3,45	96,55	13,79	1,2395x	0,2822
<b>F1=5,0 ;F2=5,0</b>	3,45	96,55	8,62	1,3169x	0,3012
<b>F1=5,2 ;F2=6,3</b>	1,72	98,28	1,72	1,4826x	0,2657
<b>F1=5,2 ;F2=6,5</b>	1,72	98,28	1,72	1,5004x	0,2595
<b>F1=4,0 ;F2=5,5</b>	3,45	96,55	20,69	1,1451x	0,2402
<b>F1=4,0 ;F2=5,0</b>	5,17	94,83	20,69	1,1542x	0,2595
<b>F1=5,0 ;F2=6,0</b>	1,72	98,28	3,45	1,4203x	0,2675
<b>F1=5,5 ;F2=6,0</b>	1,72	98,28	1,72	1,5035x	0,2856
<b>F1=4,5 ;F2=5,5</b>	3,45	96,55	8,62	1,2874x	0,264
<b>F1=4,5 ;F2=6,0</b>	3,45	96,55	6,90	1,3298x	0,2465
<b>F1=5,2 ;F2=6,0</b>	1,72	98,28	1,72	1,4544x	0,2751
<b>F1=4,75 ;F2=6,0</b>	3,45	96,55	5,17	1,376x	0,2574
<b>F1=4,75 ;F2=5,75</b>	3,45	96,55	6,90	1,3539x	0,2658
<b>F1=4,75 ;F2=5,5</b>	3,45	96,55	6,90	1,3304x	0,2744
<b>F1=4,75 ;F2=6,25</b>	3,45	96,55	1,72	1,3969x	0,2492

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
<b>F1=4,9 ;F2=6,0</b>	3,45	96,55	1,72	0,8871x + 1052,6	0,5941
<b>F1=4,9 ;F2=5,9</b>	3,45	96,55	1,72	0,8826x + 1050	0,5951
<b>F1=4,9 ;F2=6,25</b>	1,72	98,28	3,45	0,8979x + 1059,2	0,5917
<b>F1=3,0 ;F2=6,1</b>	17,24	82,76	17,24	0,6118x + 1134,2	0,5628
<b>F1=3,0 ;F2=6,2</b>	17,24	82,76	17,24	0,6135x + 1136,7	0,5618
<b>F1=3,0 ;F2=6,25</b>	17,24	82,76	17,24	0,6144x + 1137,9	0,5613
<b>F1=3,0 ;F2=6,3</b>	15,52	84,48	18,97	0,6152x + 1139,2	0,5608
<b>F1=3,0 ;F2=6,5</b>	13,79	86,21	18,97	0,6184x + 1144	0,5589
<b>F1=3,0 ;F2=6,6</b>	13,79	86,21	18,97	0,6199x + 1146,3	0,5579
<b>F1=3,0 ;F2=6,7</b>	13,79	86,21	17,24	0,6214x + 1148,6	0,557
<b>F1=3,0 ;F2=6,8</b>	13,79	86,21	17,24	0,6228x + 1150,8	0,5561
<b>F1=3,0 ;F2=7,0</b>	12,07	87,93	17,24	0,6255x + 1155,1	0,5543
<b>F1=3,1 ;F2=6,5</b>	12,07	87,93	17,24	0,6355x + 1138,9	0,5609
<b>F1=3,2 ;F2=6,5</b>	12,07	87,93	17,24	0,6525x + 1134	0,5629
<b>F1=3,3 ;F2=6,5</b>	10,34	89,66	17,24	0,6692x + 1129,2	0,5648
<b>F1=3,4 ;F2=6,5</b>	6,90	93,10	17,24	0,6856x + 1124,5	0,5667
<b>F1=3,5 ;F2=6,5</b>	6,90	93,10	17,24	0,7019x + 1119,9	0,5685
<b>F1=3,6 ;F2=6,5</b>	5,17	94,83	18,97	0,718x + 1115,4	0,5703
<b>F1=3,7 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	20,69	0,7338x + 1111	0,572
<b>F1=3,8 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	15,52	0,7494x + 1106,7	0,5737
<b>F1=3,9 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	10,34	0,7648x + 1102,5	0,5753
<b>F1=4,0 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	10,34	0,7801x + 1098,4	0,5769
<b>F1=4,1 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	8,62	0,7951x + 1094,4	0,5785
<b>F1=4,2 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	6,90	0,8099x + 1090,5	0,58
<b>F1=4,3 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	6,90	0,8245x + 1086,7	0,5814
<b>F1=4,4 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	6,90	0,8389x + 1083	0,5828
<b>F1=4,5 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	6,90	0,8531x + 1079,3	0,5842
<b>F1=4,6 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	1,72	0,8671x + 1075,7	0,5856
<b>F1=4,7 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	1,72	0,8809x + 1072,2	0,5869
<b>F1=4,8 ;F2=6,5</b>	3,45	96,55	1,72	0,8945x + 1068,8	0,5882
<b>F1=4,9 ;F2=6,5</b>	1,72	98,28	1,72	0,908x + 1065,5	0,5894
<b>F1=4,2 ;F2=6,8</b>	3,45	96,55	6,90	0,8184x + 1097,8	0,5771
<b>F1=4,8 ;F2=6,2</b>	3,45	96,55	1,72	0,8828x + 1061,2	0,591
<b>F1=4,9 ;F2=6,1</b>	3,45	96,55	1,72	0,8915x + 1055,3	0,5931
<b>F1=4,4 ;F2=6,6</b>	3,45	96,55	6,90	0,842x + 1085,4	0,5819
<b>F1=4,6 ;F2=6,4</b>	3,45	96,55	3,45	0,8635x + 1073,2	0,5865
<b>F1=4,7 ;F2=6,3</b>	3,45	96,55	1,72	0,8734x + 1067,2	0,5888
<b>F1=4,55 ;F2=6,45</b>	3,45	96,55	6,90	0,8584x + 1076,3	0,5854
<b>F1=4,45 ;F2=6,55</b>	3,45	96,55	6,90	0,8476x + 1082,4	0,5831
<b>F1=4,0 ;F2=5,5</b>	3,45	96,55	20,69	0,7485x + 1071,3	0,5872

<b>Coeficientes testados</b>	<b>Pontos abaixo da reta -10% (%)</b>	<b>Confiabilidade (%)</b>	<b>Pontos na "zona de acerto" (%)</b>	<b>Equação da reta de ajuste</b>	<b>Coefficiente correlação (R<sup>2</sup>)</b>
<b>F1=4,0 ;F2=5,1</b>	5,17	94,83	18,97	1,0053x	0,1593
<b>F1=4,0 ;F2=5,2</b>	5,17	94,83	18,97	1,1712x	0,2516
<b>F1=4,0 ;F2=5,3</b>	3,45	96,55	20,69	1,1793x	0,2478
<b>F1=4,0 ;F2=5,4</b>	3,45	96,55	20,69	1,1873x	0,244
<b>F1=4,0 ;F2=5,6</b>	3,45	96,55	18,97	1,2026x	0,2364
<b>F1=4,0 ;F2=5,7</b>	3,45	96,55	18,97	1,21x	0,2327
<b>F1=4,0 ;F2=5,8</b>	3,45	96,55	17,24	1,2172x	0,2291
<b>F1=3,9 ;F2=5,5</b>	5,17	94,83	18,97	1,1755x	0,2349
<b>F1=3,8 ;F2=5,5</b>	5,17	94,83	18,97	1,1556x	0,2295
<b>F1=3,9 ;F2=5,4</b>	5,17	94,83	18,97	1,168x	0,2387
<b>F1=3,9 ;F2=5,6</b>	5,17	94,83	18,97	1,1828x	0,2312
<b>F1=3,8 ;F2=5,7</b>	5,17	94,83	18,97	1,1695x	0,2219
<b>F1=3,7 ;F2=6,4</b>	5,17	94,83	18,97	1,1905x	0,1912

## **APÊNDICE C**

### **PROVAS DE CARGA DE BRASÍLIA (SONDAGENS E CURVAS CARGA-RECALQUE)**

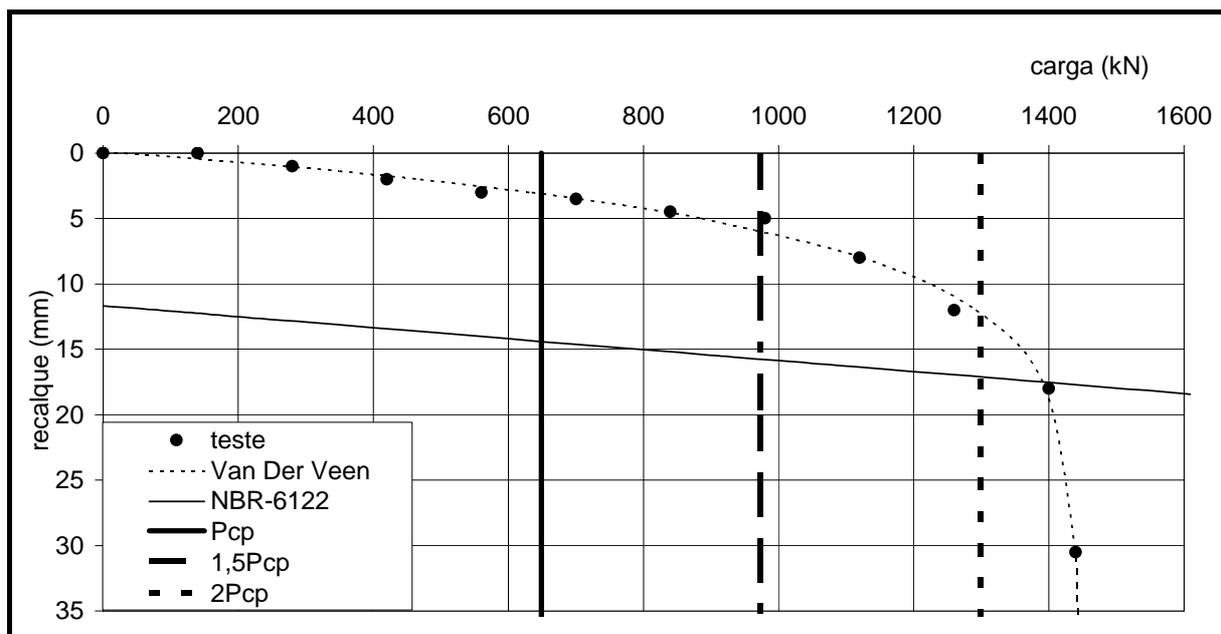


Figura C.1 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-01BR.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	4	Argila pouco siltosa com pedregulhos, mole, vermelha
1 - 2	11	
2 - 3	16	
3 - 4	37/15	
4 - 5	24	
5 - 6	45	Silte pouco argiloso, rijo a duro, variegado
6 - 7	-	
7 - 8	-	
8 - 9	-	
9 - 10	35	
10 - 11	-	
11 - 12	-	
12 - 13	25/7	
13 - 14	-	

Figura C.2 – Sondagem tipo SPT – PC-01BR.

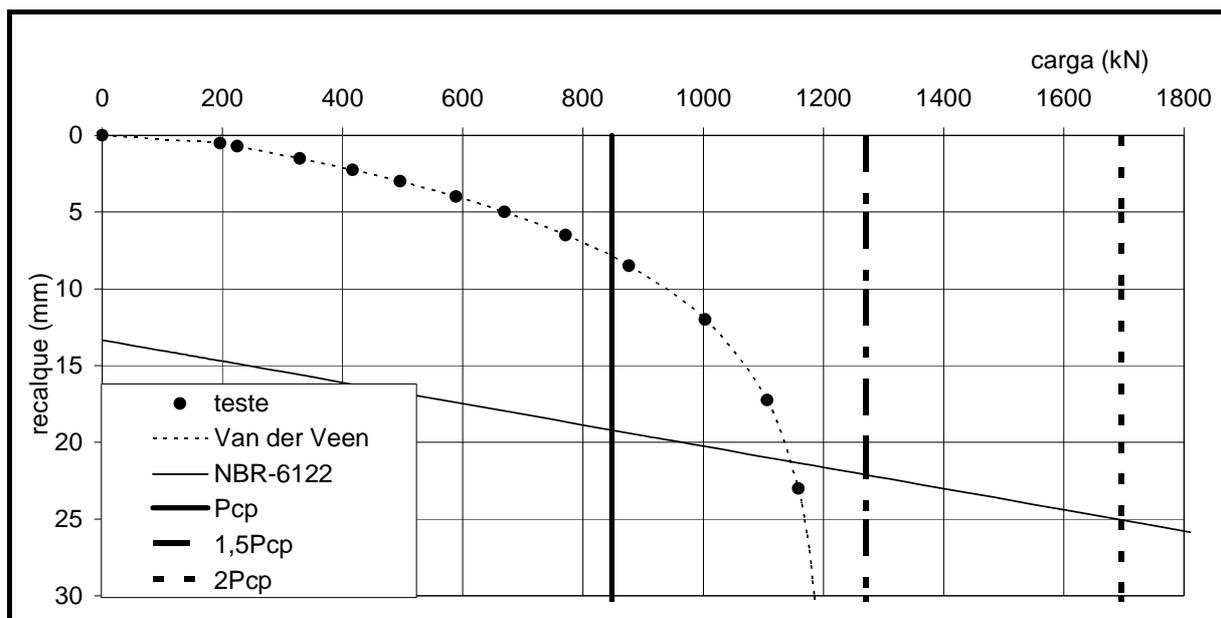


Figura C.3 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-02BR.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	6	Aterro consolidado
1 - 2	6	
2 - 3	10	
3 - 4	10	
4 - 5	6	Solo Argiloso
5 - 6	2	
6 - 7	2	
7 - 8	6	
8 - 9	6	
9 - 10	10	
10 - 11	12	
11 - 12	12	
12 - 13	14	
13 - 14	26	
14 - 15	9	
15 - 16	10	
16 - 17	12	
17 - 18	39	Solo Siltoso
18 - 19	49	
19 - 20	50	

Figura C.4 – Sondagem tipo SPT – PC-02BR.

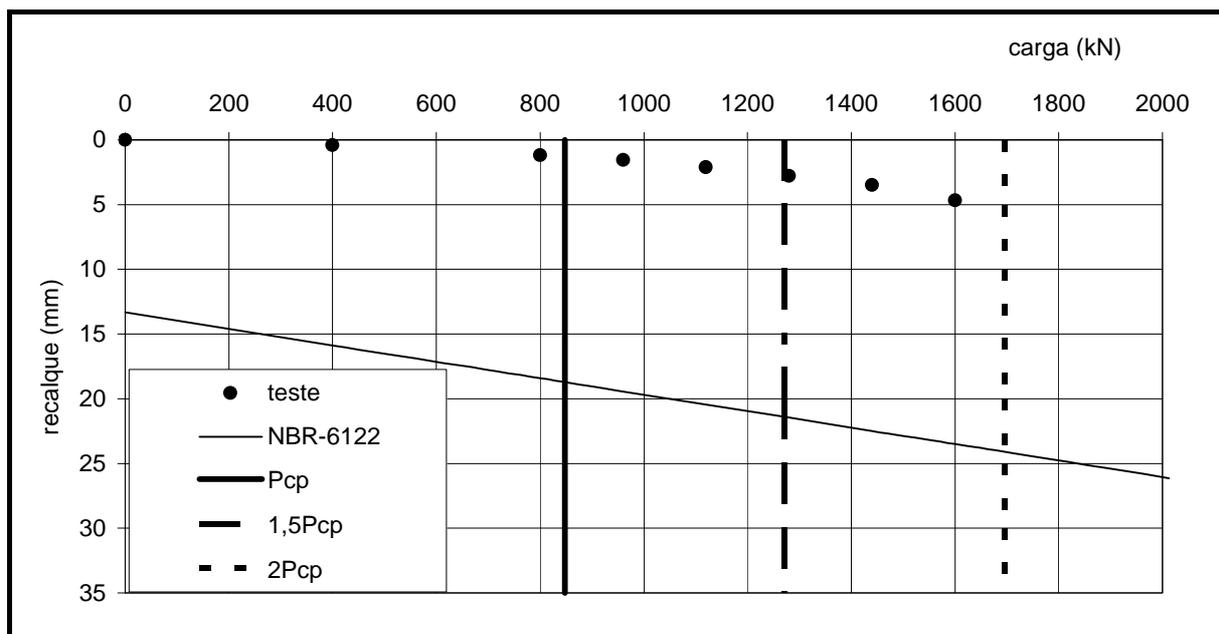


Figura C.5 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-03BR

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	5	Argila Siltosa com pedregulhos, marrom
1 - 2	3	
2 - 3	5	
3 - 4	6	
4 - 5	16	
5 - 6	9	
6 - 7	7	
7 - 8	9	
8 - 9	7	
9 - 10	9	Silte argilo-arenoso, variegada
10 - 11	13	
11 - 12	42	
12 - 13	14	
13 - 14	18	
14 - 15	20	
15 - 16	21	
16 - 17	45	
17 - 18	50	
18 - 19	45	

Figura C.6 – Sondagem tipo SPT – PC-03BR.

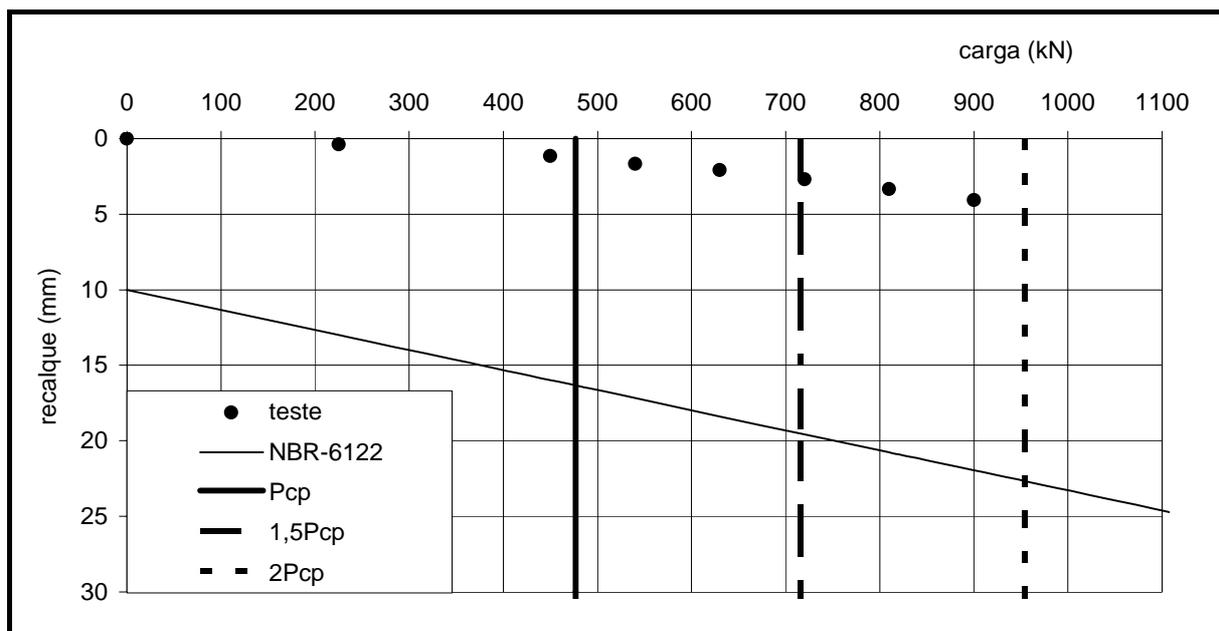


Figura C.7 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-04BR.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	2	Argila Siltosa com pedregulhos, marrom
1 - 2	2	
2 - 3	2	
3 - 4	3	
4 - 5	3	
5 - 6	3	
6 - 7	4	
7 - 8	7	
8 - 9	8	
9 - 10	12	
10 - 11	7	
11 - 12	8	
12 - 13	9	
13 - 14	8	
14 - 15	10	
15 - 16	14	
16 - 17	35	Silte argilo-arenoso, variegado
17 - 18	33	
18 - 19	59	

Figura C.8 – Sondagem tipo SPT – PC-04BR.

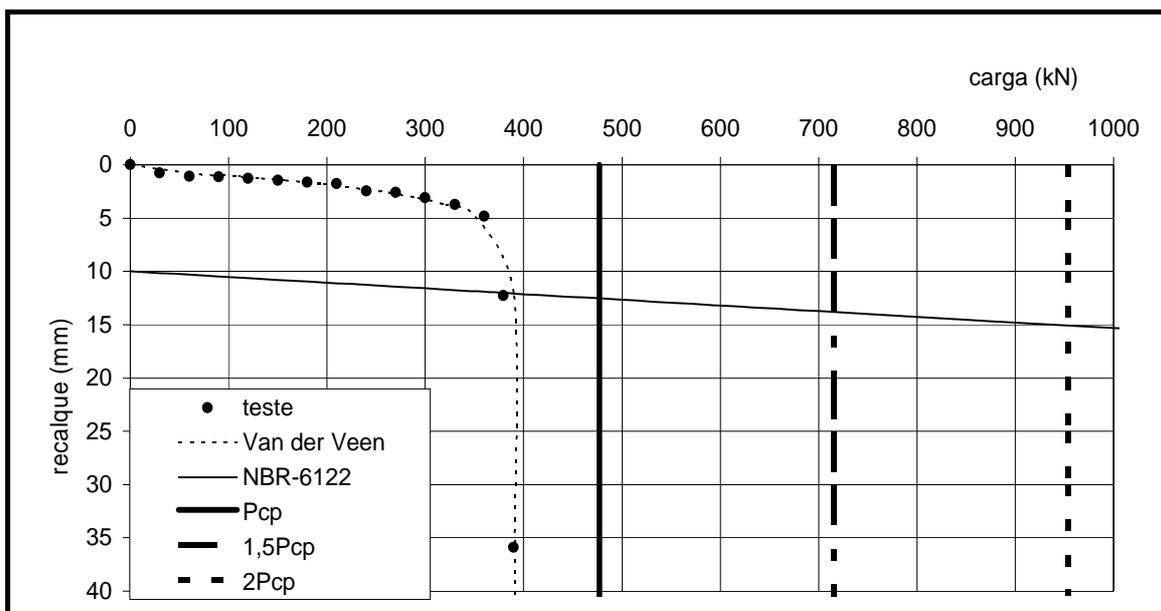


Figura C.9 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-05BR.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	2	Argila Siltosa
1 - 2	2	Silte argiloso
2 - 3	2	
3 - 4	4	
4 - 5	6	
5 - 6	9	
6 - 7	13	
7 - 8	15	
8 - 9	16	
9 - 10	19	
10 - 11	22	
11 - 12	32	
12 - 13	36	

Figura C.10 – Sondagem tipo SPT – PC-05BR.

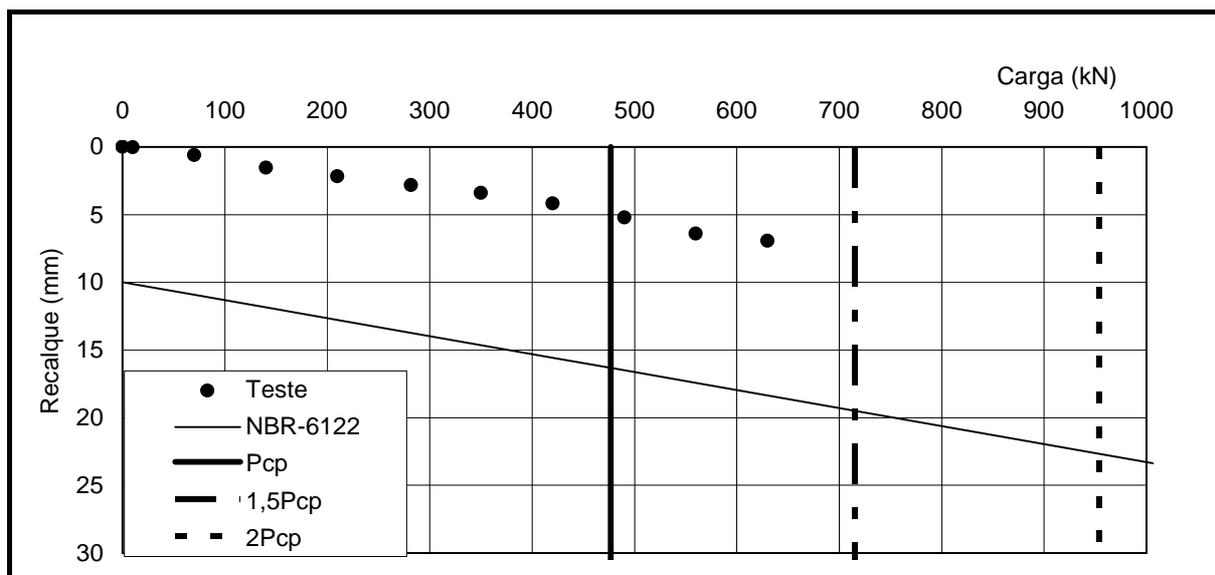


Figura C.11 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-06BR.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	1	Argila pouco Siltosa muito mole, vermelha
1 - 2	2	
2 - 3	2	
3 - 4	1	
4 - 5	1	
5 - 6	2	
6 - 7	6	Argila Siltosa, com pedregulhos, mole a média, vermelha
7 - 8	6	
8 - 9	7	
9 - 10	4	
10 - 11	7	Silte argiloso, médio
11 - 12	11	Silte argiloso, rijo a duro, variegado com pedregulhos de quartzo
12 - 13	19	
13 - 14	15	
14 - 15	17	
15 - 16	26	
16 - 17	34	
17 - 18	34	
18 - 19	57	
19 - 20	45	
20 - 21	40	

Figura C.12 – Sondagem tipo SPT – PC-06BR.

## **APÊNDICE D**

### **PROVAS DE CARGA DE GOIÂNIA (SONDAGENS E CURVAS CARGA-RECALQUE)**

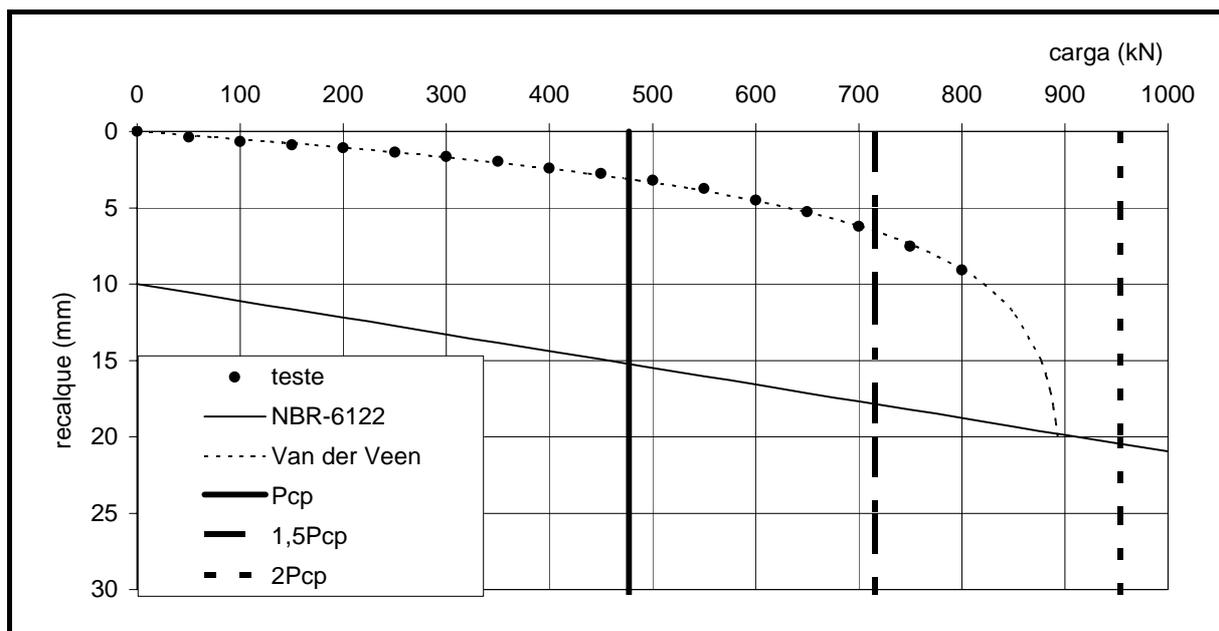


Figura D.1 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-01GO.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	4	Argila siltosa marrom
1 - 2	7	
2 - 3	12	Transição silto-argilosa c/ pedregulho
3 - 4	13	
4 - 5	17	
5 - 6	15	
6 - 7	15	
7 - 8	16	Silte argiloso-micáceo residual
8 - 9	16	
9 - 10	17	
10 - 11	17	
11 - 12	21	
12 - 13	16	
13 - 14	18	
14 - 15	38/10	
15 - 16	20/3	
16 - 17	-	

Figura D.2 – Sondagem tipo SPT – PC-01GO.

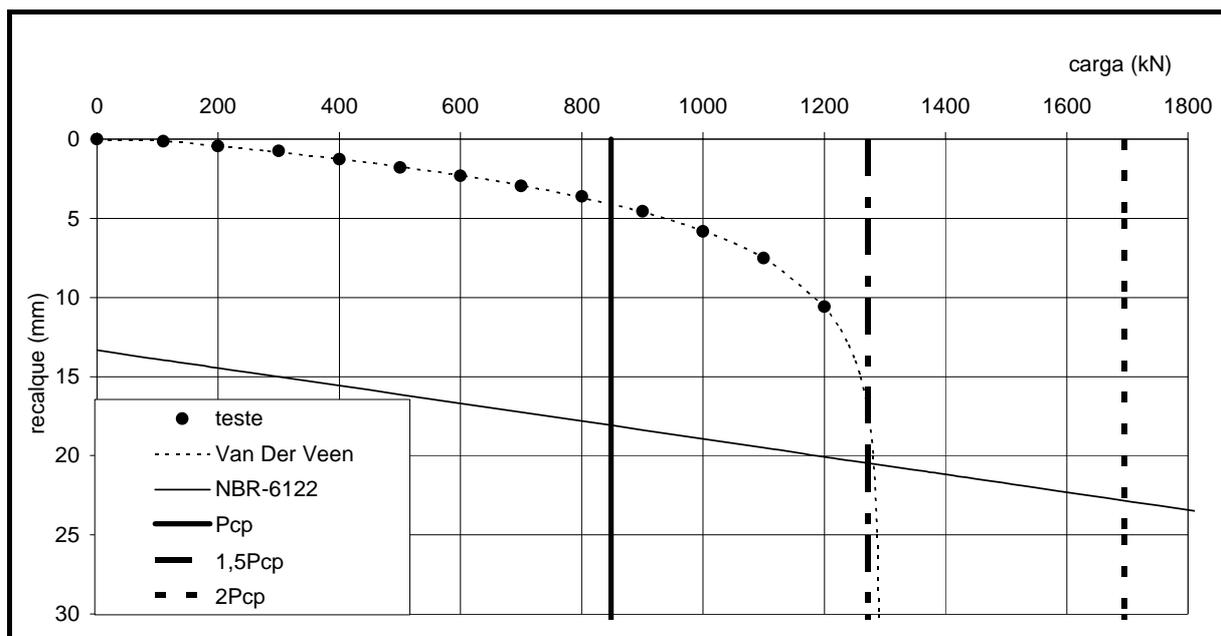


Figura D.3 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-02GO.

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	8	Silte arenoso, rósea
1 - 2	12	
2 - 3	13	
3 - 4	13	Silte arenoso, rósea e amarelo
4 - 5	13	
5 - 6	13	Silte arenoso micáceo
6 - 7	15	
7 - 8	14	
8 - 9	18	
9 - 10	19	
10 - 11	19	
11 - 12	20	
12 - 13	21	
13 - 14	28	
14 - 15	28	
15 - 16	48	
16 - 17	50	

Figura D.4 – Sondagem tipo SPT – PC-02GO.

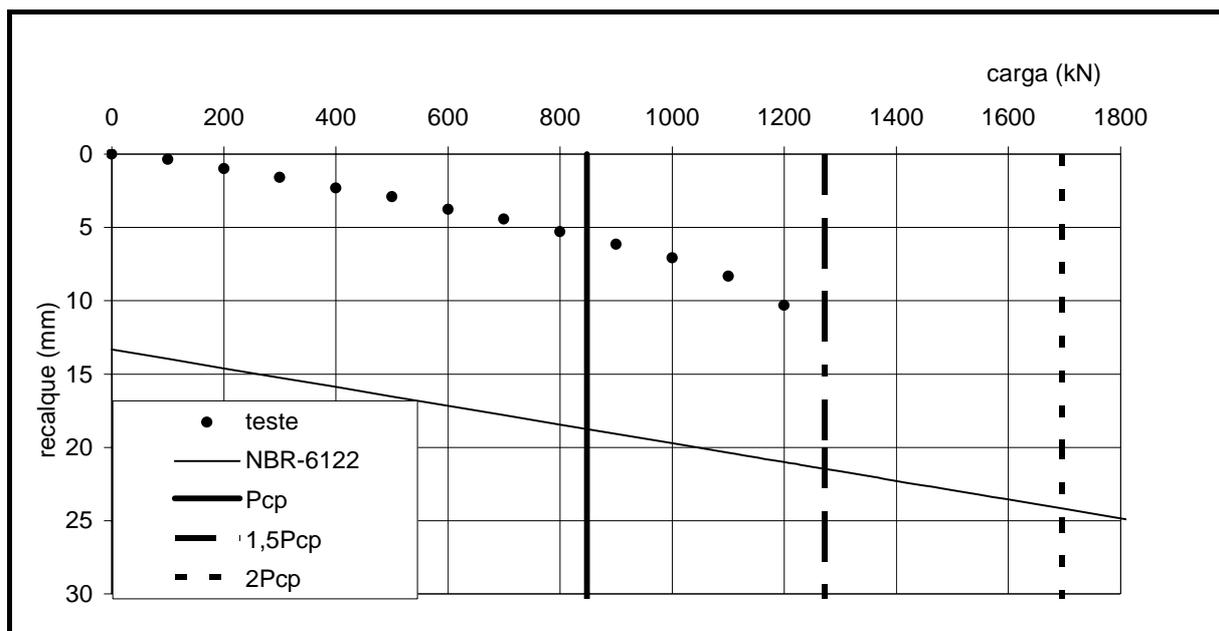


Figura D.5 – Estimativas NBR-6122 x Van der Veen – PC-03GO

Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Tipo de solo
0 - 1	4	Argila arenosa, vermelha
1 - 2	4	
2 - 3	4	
3 - 4	4	Argila siltosa vermelha
4 - 5	4	
5 - 6	7	Silte argiloso
6 - 7	13	
7 - 8	13	
8 - 9	14	
9 - 10	14	
10 - 11	14	
11 - 12	16	
12 - 13	22	
13 - 14	23	
14 - 15	23	
15 - 16	23	Silte arenoso

Figura D.6 – Sondagem tipo SPT – PC-03GO.